

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**PROPUESTA DE UNA GUÍA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL
DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA USANDO LA
NORMATIVA ASCE 10-97**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar por el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

LUIS ANGEL CASTRO TAFUR

Lima- Perú

2015

“Con mucho cariño para mis padres y hermanos, por sus consejos, paciencia y apoyo incondicional, ya que sin su ayuda no hubiera podido cumplir mis objetivos”

ÍNDICE

RESUMEN.....	6
LISTA DE TABLAS	7
LISTA DE FIGURAS	8
LISTA DE SÍMBOLOS	9
LISTA DE SIGLAS	11
INTRODUCCIÓN.....	12
CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO.....	14
1.1. ESTRUCTURAS ESPACIALES ARTICULADAS.....	14
1.2. ESTRUCTURAS METÁLICAS EN LA TRANSMISIÓN ELÉCTRICA	15
1.2.1. Ventajas y desventajas de las torres de acero.....	15
1.2.2. Miembros de acero.....	16
1.3. TIPOS DE TORRE DE ACERO DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA.....	17
1.3.1. Según su función en la línea de transmisión	17
1.3.2. Según su geometría	20
1.4. PARTES DE UNA TORRE	22
1.4.1. Cúpula de la torre.....	23
1.4.2. Crucetas de la torre.....	23
1.4.3. Cabeza de la torre.....	23
1.4.4. Cuerpo piramidal	23
1.4.5. Patas de la torre	23
1.4.6. Extensiones de pata.....	23
1.4.7. Ángulo de anclaje o Stub.....	24
1.5. CARGA SOBRE LAS TORRES DE TRANSMISIÓN	24
1.5.1. Cargas permanentes.....	24
1.5.2. Cargas eventuales	26
1.6. FACTORES DE SOBRECARGA PARA LAS ESTRUCTURAS	27
1.7. CARACTERÍSTICAS DEL ACERO UTILIZADO.....	29
CAPÍTULO II: DISEÑO DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA DE ACUERDO A LA NORMATIVA ASCE 10-97	30

2.1.	METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA.....	30
2.2.	CRITERIOS DE DISEÑO	31
2.2.1.	Tamaños y espesores mínimos.....	31
2.2.2.	Límites de esbeltez	31
2.2.3.	Índice de esbeltez efectiva	32
2.2.4.	Miembros a compresión	35
2.2.5.	Miembros a tracción	36
2.2.6.	Aplastamiento.....	36
2.2.7.	Bloque de corte	37
2.2.8.	Corte de pernos.....	37
2.2.9.	Flexión por montaje.....	37
2.2.10.	Diseño del ángulo de anclaje.....	38
	CAPÍTULO III: PROPUESTA DE GUÍA PARA EL DISEÑO.....	39
3.1.	DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS.....	39
3.2.	CARGAS DEBIDAS AL VIENTO	39
3.2.1.	Consideraciones para el cálculo de la presión de viento según el C.N.E.	39
3.2.2.	Presión de viento según el C.N.E.....	42
3.2.3.	Consideraciones para la adaptación de la presión de viento con la normativa ANSI – TIA – 222 – G	42
3.2.4.	Presión dinámica para la categoría topográfica 1 ($K_{zt} = 1$).....	52
3.2.5.	Presión dinámica para la categoría topográfica 3.....	53
3.2.6.	Comparación de presiones dinámicas.....	54
3.3.	DIAGRAMAS DE CARGA	55
3.3.1.	Diagramas de carga con la presión de viento del C.N.E. (Kgf).....	56
3.3.2.	Diagramas de carga con la presión de viento del código ANSI 222G. - Categoría Topográfica 3 (Kgf)	61
3.4.	CARGAS DEBIDAS AL SISMO	66
	CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DE LA GUÍA PARA EL DISEÑO.....	67
4.1.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	67
4.2.	CONSIDERACIONES PARA LA APLICACIÓN DE LA GUÍA	67
4.3.	MODELO ESTRUCTURAL.....	68
4.4.	CARGAS DE VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA	70

4.5. PERIODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	71
4.6. VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LA TORRE DE TRANSMISIÓN “SS1”	72
4.6.1. Verificación estructural de elementos con el C.N.E.	72
4.6.2. Verificación estructural de elementos con la normativa ASCE 10-97 (Categoría topográfica 3).....	73
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	74
5.1. CONCLUSIONES.....	74
5.2. RECOMENDACIONES	75
BIBLIOGRAFÍA.....	77
ANEXOS	78

RESUMEN

El presente Informe de Suficiencia tiene como objetivos principales plantear una metodología para el diseño estructural de torres de transmisión eléctrica utilizando la normativa ASCE 10 - 97 y realizar una comparación entre el cálculo de la presión de viento utilizando la normativa peruana C.N.E. y la normativa americana ANSI - TIA - 222 – G adaptada a las condiciones locales; realizando por ultimo una comparación entre las solicitaciones obtenidas en los perfiles de la torre con ambas presiones de viento.

En el informe se indica de manera general referencias, conceptos y consideraciones principales para que el lector se familiarice de manera sencilla con los temas a desarrollar; debido a la falta de códigos o normas peruanas que traten específicamente el diseño estructural de las torres de transmisión, se utiliza la normativa ASCE 10-97, la cual desarrolla los requisitos necesarios para la selección de las propiedades estructurales y el dimensionamiento de los perfiles metálicos de la torre de transmisión.

Para la metodología utilizada se asume que previo al diseño estructural, la geometría de la torre y las cargas actuantes debido a las diversas solicitaciones a los que estarán sometidos los cables de transmisión fueron definidos adecuadamente por el especialista en líneas de transmisión.

Se propone la utilización de la normativa ANSI - TIA - 222 –G para el cálculo de la presión de viento que actúa sobre la torre de transmisión, debido a que bajo ciertas consideraciones topográficas, esta presión resulta mayor a la calculada con la normativa peruana C.N.E.

La aplicación de la metodología propuesta se realiza en el norte de Cajamarca, específicamente la zona de Carhuaquero debido a que actualmente existen proyectos para implementar una línea de transmisión de 220 Kv, se optó por tomar como referente la torre de suspensión "SS1" por ser la más representativa, obteniendo como resultados de la comparación de presiones de viento descritas anteriormente una variación alrededor del 15% en las solicitaciones de los elementos montantes principales de la torre.

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1 Factores de sobrecarga para estructuras, crucetas, herrajes de soporte, retenidas, cimentaciones y anclajes	28
Tabla 2.1 Límites de esbeltez según tipo de elemento de la estructura	31
Tabla 2.2 curvas de esbeltez efectiva	32
Tabla 2.3 Uso de las curvas de esbeltez efectiva para montante.....	33
Tabla 2.4 Uso de las curvas de esbeltez efectiva para miembros de arriostramiento.....	34
Tabla 3.1 Viento, hielo y temperatura para las áreas de carga 1, 2 y 3.....	40
Tabla 3.2 Coeficientes según la categoría de exposición.....	44
Tabla 3.3 Coeficientes de categoría topográfica.	48
Tabla 3.4 Factores de dirección del viento.....	49
Tabla 3.5 Factor de probabilidad de la dirección del viento.....	49
Tabla 3.6 Clasificación de las estructuras.....	51
Tabla 3.7 Factores de importancia.....	51

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Tetraedros de barras rígidas.....	14
Figura 1.2 Clasificación de las torres según su posición en la línea.....	17
Figura 1.3 Torre de suspensión.....	18
Figura 1.4 Torre angular.....	19
Figura 1.5 Torre terminal o de retención.....	20
Figura 1.6 Torres de transmisión según su geometría.....	21
Figura 1.7 Torres de transmisión según su geometría.....	21
Figura 1.8 Partes de una torre de transmisión.....	22
Figura 1.9 Tramos combinados en las líneas de transmisión.....	26
Figura 2.1 Área neta de la sección en estudio.....	36
Figura 3.1 Ubicación de las zonas de carga en el Perú.....	40
Figura 3.2 Categoría topográfica 1.....	46
Figura 3.3 Categoría topográfica 2.....	46
Figura 3.4 Categoría topográfica 3.....	47
Figura 3.5 Categoría topográfica 4.....	47
Figura 3.6 Variación de la presión de viento según las normas en estudio.....	55
Figura 4.1 Modelo estructural de la torre SS1 en SAP2000.....	69
Figura 4.2 Tramos de la torre en análisis.....	70
Figura 4.3 Periodos fundamentales de vibración.....	71
Figura 4.4 Elementos más solicitados debido a las cargas de viento del CNE... 72	
Figura 4.5 Elementos sobre esforzados debido a las cargas de viento del ANSI – TIA – 222 – G.....	73

LISTA DE SÍMBOLOS

F_y	:	Esfuerzo de fluencia del acero.
F_u	:	Tensión última mínima especificada del tipo de acero utilizado.
K	:	Factor de longitud efectiva.
L	:	Longitud no arriostrada lateralmente del miembro.
r	:	Radio de giro.
C_c	:	Esbeltez crítica de Euler.
E	:	Modulo de Elasticidad del acero.
w	:	Ancho del ala.
t	:	Ancho del alma.
A_g	:	Área bruta de la sección en análisis.
A_n	:	Área neta de la sección en análisis.
P	:	Tracción admisible en la conexión.
A_v	:	Área neta resistente al corte en la dirección de la fuerza.
A_t	:	Área neta resistente a la tracción en la dirección perpendicular a la fuerza.
d	:	Diámetro nominal del perno.
n	:	Número de roscas.
A_b	:	Área del cuerpo no roscado del perno.
A_r	:	Área del stub mínima.
T	:	Tensión o compresión actuante.
V	:	Cortante resultante.
V_x	:	Cortante transversal.
V_y	:	Cortante longitudinal.
P_v	:	Carga de viento.
K_v	:	Constante de presión del C.N.E.
V_d	:	Velocidad del viento.
S_f	:	Factor de forma del C.N.E.
A	:	Área proyectada.
q_z	:	Presión dinámica de viento.
k_z	:	Coeficiente de presión dinámica.
k_{zt}	:	Factor topográfico.
k_d	:	Factor de probabilidad de la dirección del viento.

I_v	:	Factor de importancia.
Z_g, k_z y α	:	Coefficientes según la categoría de exposición.
Z_i	:	Altura sobre el nivel de terreno en la base de la estructura.
k_e	:	Constante de terreno indicada en el cuadro 3.2.
k_t	:	Constante de terreno indicada en el cuadro 3.3.
k_h	:	Factor de reducción dependiente de la altura.
f	:	Factor de atenuación dependiente de la altura indicado en el cuadro 3.3.
H	:	Altura de la cresta sobre el terreno circundante.
G_h	:	Factor de ráfaga de viento.
F_{st}	:	Fuerza de viento de diseño horizontal sobre la estructura en la dirección del viento.
$(EPA)_s$:	Área proyectada efectiva de la estructura.
C_f	:	Coefficiente de forma.
ε	:	Proporción de área sólida de superficie bruta de una cara de la torre de la sección en análisis..
Z	:	Factor de zona.
U	:	Factor de importancia.
C	:	Factor de amplificación sísmica.
t_p	:	Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.
R	:	Factor de reducción.
g	:	Aceleración de la gravedad.

LISTA DE SIGLAS

ASCE	:	American Society of Civil Engineers
OSHA	:	Occupational Safety and Health Administration
ASTM	:	American Society for Testing and Materials
ANSI	:	American National Standards Institute
CNE	:	Código Nacional de Electricidad

INTRODUCCIÓN

El acceso a la electricidad está comprometido directamente con el desarrollo del país y el mejoramiento de la calidad de vida de la población, pues la llegada de la energía eléctrica trae consigo grandes posibilidades de crecimiento y desarrollo.

En el Perú, la demanda de electricidad ha ido en aumento en los últimos años debido al crecimiento de la población, esta demanda no puede ser cubierta en su totalidad por el Estado, dando como resultado que aproximadamente un 30% de las poblaciones rurales del Perú no cuenten con un sistema de suministro eléctrico en su localidad.

Por tal motivo, los proyectos de transmisión eléctrica han ido en aumento, para cubrir esta necesidad las estructuras de transmisión, llámense torres de transmisión eléctrica, juegan un papel muy importante pues deben producir un equilibrio entre seguridad y costo para que la realización del proyecto sea viable.

Este informe busca cumplir con todos los requerimientos de diseño eficiente de una torre de transmisión eléctrica. Para ello se ha desarrollado cinco capítulos que están basados en una explicación teórica y los cuales se describen a continuación:

En el capítulo I se describe conceptos generales para el diseño estructural de las torres de transmisión eléctrica, los cuales han sido la base teórica para el desarrollo adecuado y óptimo de la metodología.

En el capítulo II se da un alcance de los pasos a seguir para obtener las solicitaciones necesarias para el diseño estructural de una torre de transmisión eléctrica. Se detallan los criterios adoptados para el diseño de los elementos de la torre de acuerdo a la normativa ASCE 10 – 97.

En el capítulo III se determinan las cargas de diseño actuantes sobre la torre de transmisión eléctrica, haciendo especial énfasis en el cálculo de la presión de viento que actúa sobre la torre de transmisión, proponiendo la utilización de la

normativa ANSI - TIA – 222 – G como una alternativa a la normativa peruana C.N.E.

En el capítulo IV se desarrolla la aplicación de la metodología propuesta para el diseño, tomando como zona de estudio la región Cajamarca, específicamente la zona de Carhuaquero ubicada en el distrito de Chota; para el diseño se optó por tomar como referente la torre de suspensión “SS1” por ser la más representativa en proyectos de líneas de transmisión eléctrica.

En el capítulo V se muestran las conclusiones de los cálculos realizados, así como las recomendaciones para lograr un diseño óptimo.

En síntesis, la metodología propuesta para el diseño estructural de torres de transmisión eléctrica, nos proporciona los requerimientos mínimos para un adecuado comportamiento de la torre frente a las solicitaciones a las que estará expuesta, además se presenta la opción al diseñador de utilizar de la normativa ANSI - TIA - 222 – G para el cálculo de la presión de viento que actúa sobre la torre de transmisión, debido a que bajo ciertas consideraciones topográficas, esta presión resulta mayor a la calculada con la normativa peruana C.N.E., con lo cual se busca llegar a un equilibrio entre la seguridad ante fallas estructurales y la solución técnica más conveniente de modo que se optimice los recursos disponibles.

CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO

1.1. ESTRUCTURAS ESPACIALES ARTICULADAS

La base del diseño de estructural en celosía planas es la formación de triángulos con los perfiles para impedir el 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.

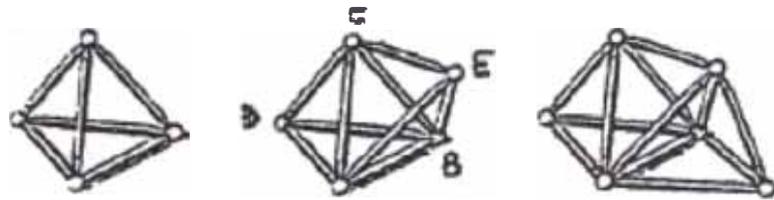


Figura 1.1 Tetraedros de barras rígidas.

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 antitorsosres 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.

1.2. ESTRUCTURAS METÁLICAS EN LA TRANSMISIÓN ELÉCTRICA

Los metales que se emplean en estructuras son principalmente el acero ordinario, el acero de alta resistencia y el aluminio. El acero es un material estructural por excelencia para estructuras de grandes alturas, puesto que resuelve con éxito planteamientos estructurales, como soportar cargas con miembros de dimensiones reducidas y resistir momentos de vuelco, a fin de evitar movimientos debidos a la acción del viento.

1.2.1. Ventajas y desventajas de las torres de acero

El acero tiene ciertas ventajas sobre ciertos materiales, lo que hace que las torres metálicas sean hoy las más utilizadas a nivel mundial, tales como:

- Facilidad de transporte: los elementos que conforman las torres, se transportan sueltos, ocupando poco espacio y facilitando su manejo.
- Fabricación inmediata: con diseños aprobados, el proceso de fabricación y galvanizado es muy rápido, para garantizar entregas oportunas.
- Rapidez de montaje: el ensamble con ángulos, placas y tornillos para conformar secciones, se realiza fácilmente y con muy poco personal y herramienta.
- Durabilidad: por ser galvanizadas en caliente, las torres ofrecen mayor duración, aún en las condiciones más desfavorables (zonas industriales, ambientes marinos).
- Menor peso: las torres son muy livianas y por consiguiente económicas. El bajo peso implica economía en sus cimentaciones.
- Posibilidad de reemplazos parciales: fácil y rápido cambio de elementos estructurales, cuando las circunstancias lo requieren.
- Fácil acceso a sitios de montaje: los elementos que constituyen una torre son livianos y transportables en lomo de mula, hasta lugares que carecen de vías para acceso.
- Tienen elevada resistencia.
- Al demolerlas todavía conserva el valor residual del material, ya que éste es recuperable.

Si bien se presentan muchas ventajas, se debe tener precauciones con ciertas desventajas, tales como:

- Son necesarios elementos adicionales para conseguir rigidez. (diagonales, nudos rígidos, paneles, etc.)
- La elevada resistencia del material origina problemas de esbeltez.
- Es necesario proteger las estructuras metálicas de la corrosión y del fuego.

1.2.2. Miembros de acero

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 sobremano 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. 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.

1.3. TIPOS DE TORRE DE ACERO 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. Según su función en la línea de transmisión

Las torres se clasifican de acuerdo al uso, independiente del número de conductores que se apoyan. Para simplificar los diseños y garantizar economía y mantenimiento, los diseños se limitan generalmente a una familia de estructuras tipo estándar de la siguiente manera:

- Torre de suspensión.
- Torre angular.
- Torres terminal o de retención.

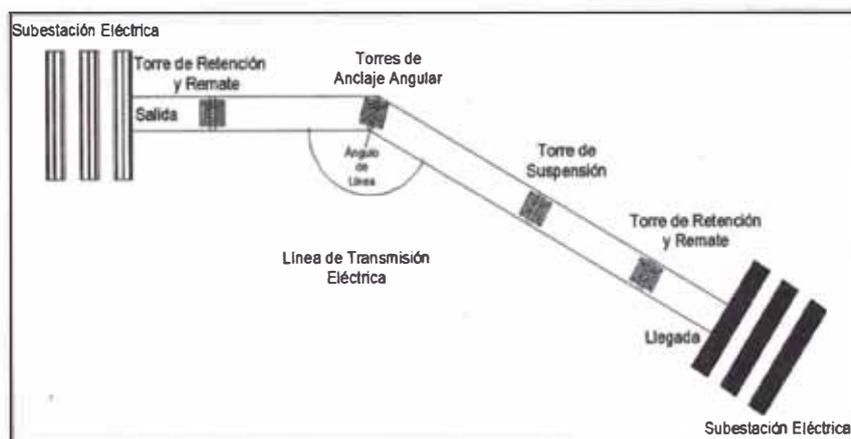


Figura 1.2 Clasificación de las torres según su posición en la línea.

Torre de suspensión

Las estructuras de suspensión se utilizan cuando la dirección de la línea es recta o tiene un ángulo de línea muy pequeño, por lo general no superior a 3° . El ángulo de la línea se define como ángulo de desviación en tramos adyacentes.

Si la línea de transmisión atraviesa relativamente terrenos sin rasgos distintivos, el 90% de la línea puede estar compuesta de este tipo de torre. Tomando en cuenta que estas son las más livianas al solo poseer cargas de sustentación, proporciona la mayor oportunidad para el ingeniero estructural de minimizar el peso total de acero requerido.

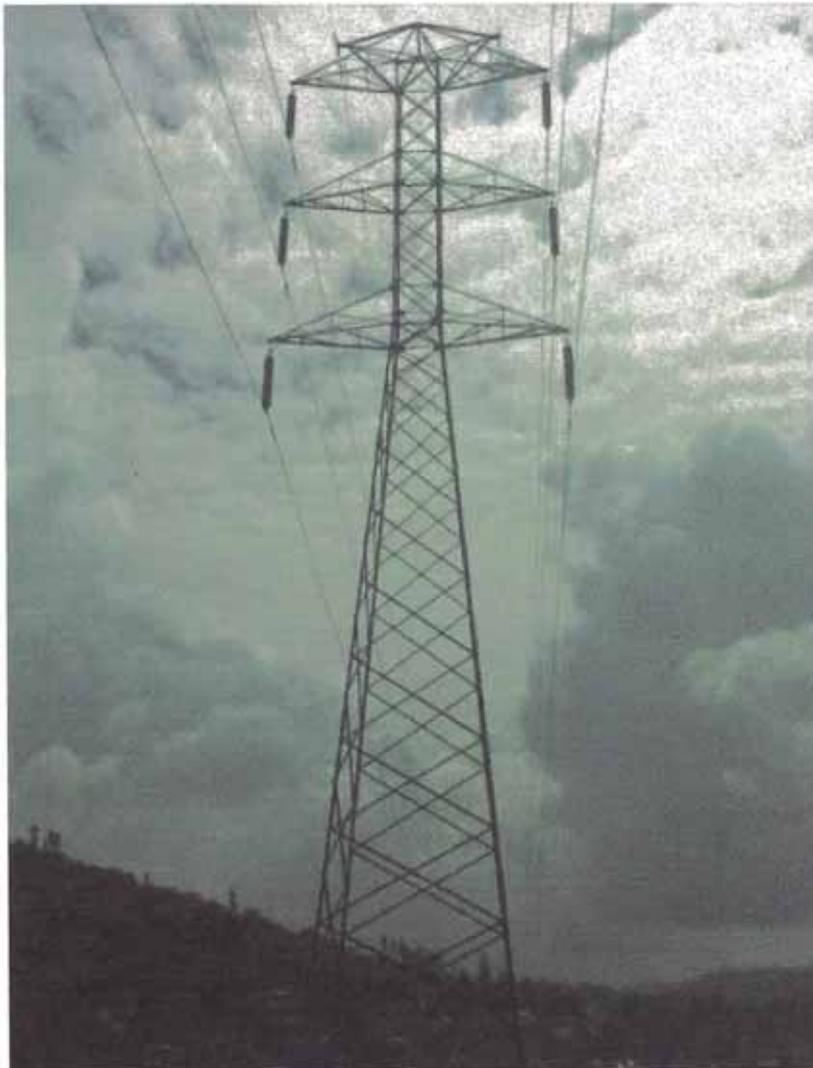


Figura 1.3 Torre de suspensión.

Torre angular

Las torres angulares se utilizan cuando la línea hace un ángulo con la horizontal de más de 3° , lo que la lleva a resistir una carga transversal, producto de los componentes de tensión inducida por este ángulo, además de las cargas conductoras habituales, son necesariamente más robustas que las torres de suspensión.

Las estructuras de anclaje angular comprenden usualmente 50% o 60% de las estructuras de transmisión en zonas montañosas.

Los diferentes ángulos en una línea de transmisión requieren de torres diferentes, pero por economía la experiencia ha demostrado que con la siguiente gama de ángulos es adecuada la estandarización:

- Ángulo liviano de 3° a 15°
- Ángulo medio de 15° a 30°
- Ángulo pesado de 30° a 60°

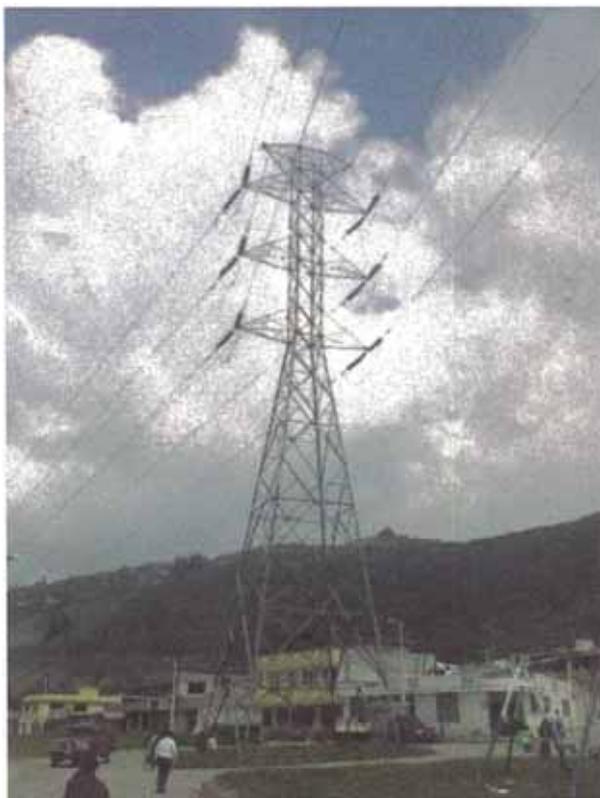


Figura 1.4 Torre angular.

Torre terminal o de retención

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.

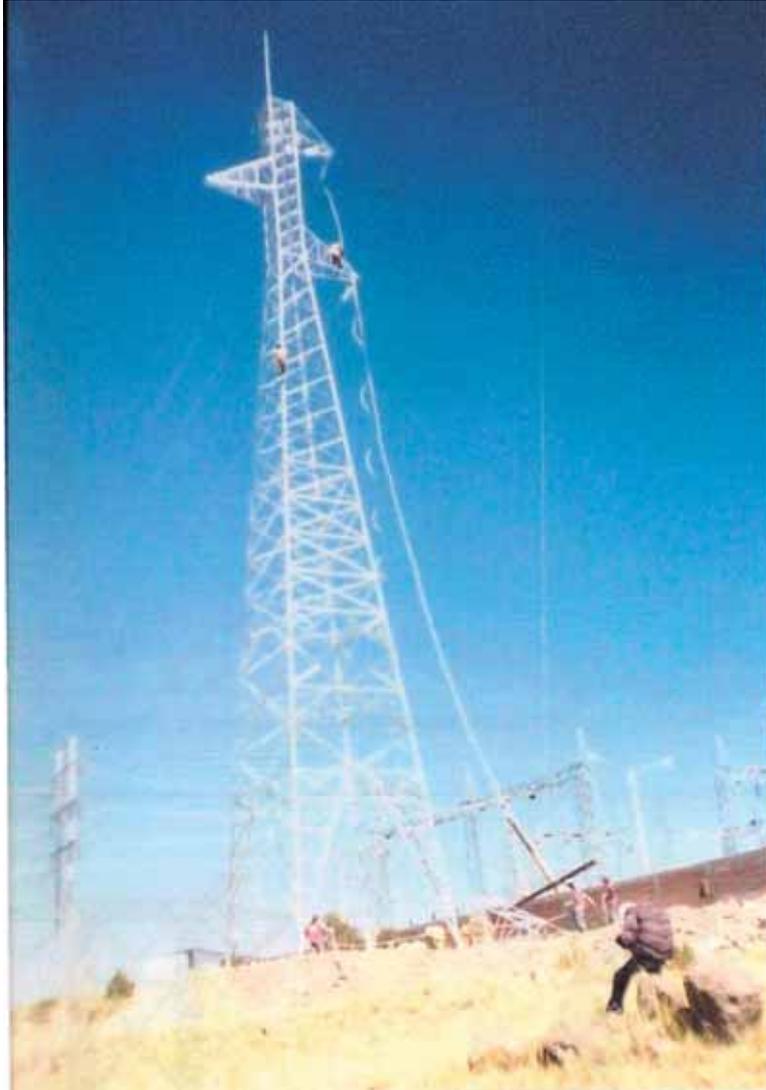


Figura 1.5 Torre terminal o de retención.

1.3.2. Según su geometría

Se ha notado que la eficiencia en el diseño se ha concentrado en 7 grandes grupos, dejando de lado la creatividad del diseñador, quien al momento de diseñar podrá manejar las variables geométricas.

- Torres piramidales de base cuadrada y patas.
- Torres piramidales tipo mono bloque.
- Torres piramidales tipo mono bloque atirantadas.
- Torres piramidales y cabeza tipo cara de gato.
- Torres tipo delta con tirantes.
- Torres tipo delta con base piramidal y patas.
- Torres tipo pórtico.

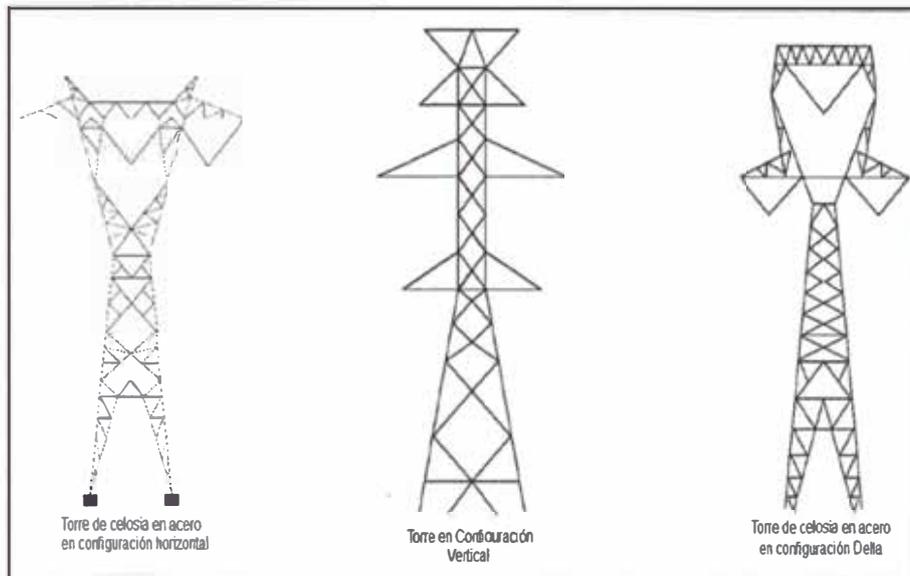


Figura 1.6 Torres de transmisión según su geometría.

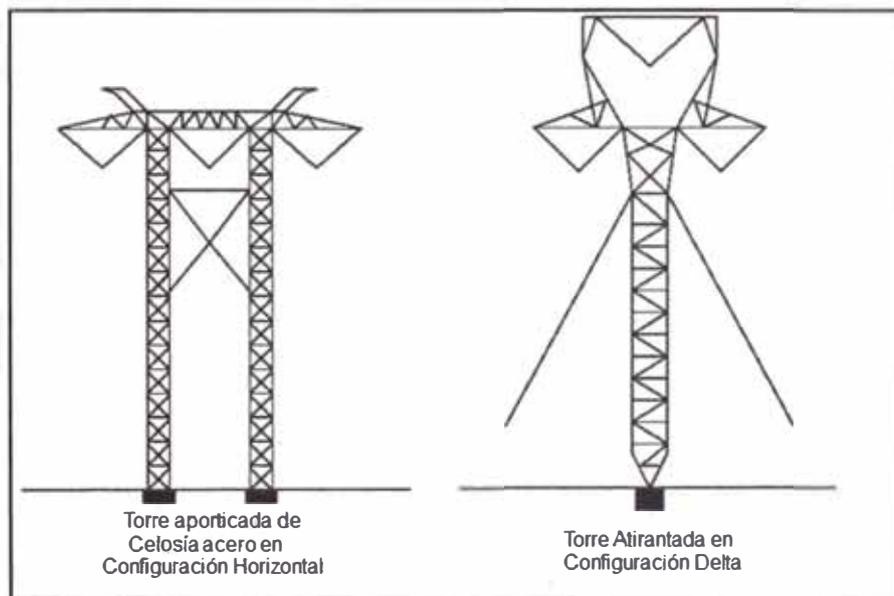


Figura 1.7 Torres de transmisión según su geometría.

1.4. PARTES DE UNA TORRE

En general las torres se componen de:

- Hilo de guarda
- Aisladores, herrajes y conductores
- Crucetas
- Cabeza
- Cuerpo Piramidal
- Patas
- Extensiones
- Ángulos de anclaje o stubs

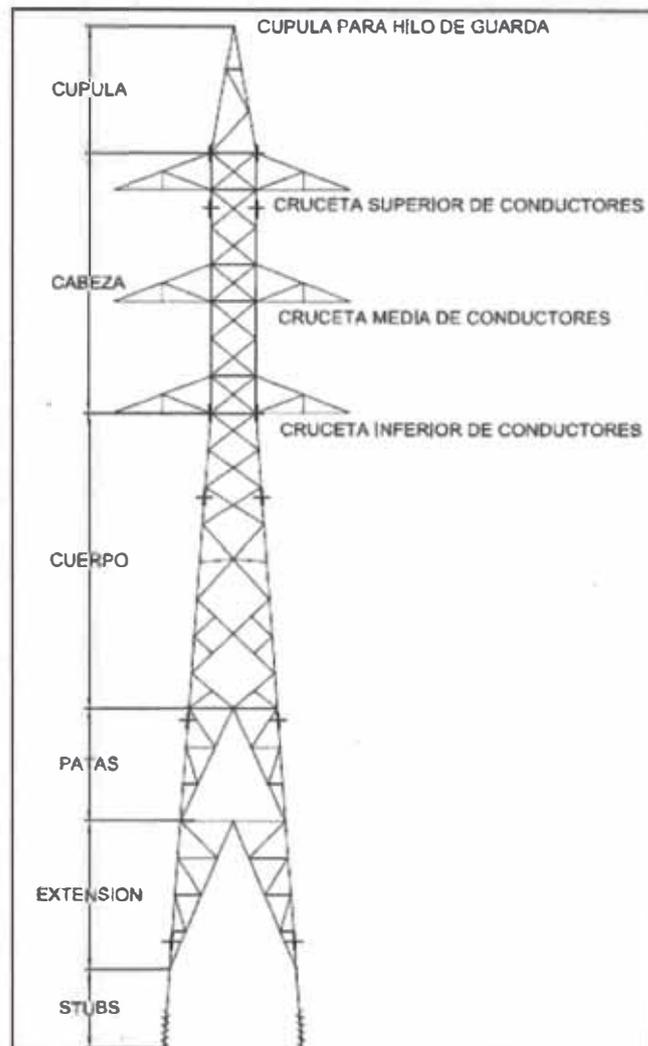


Figura 1.8 Partes de una torre de transmisión.

1.4.1. Cúpula de la torre

Soporte donde se ancla el cable o los cables de guardia, generalmente viene a formar una viga en disposición horizontal en el caso de dos cables de guardia y una cúspide piramidal en el caso de un solo cable de guardia.

1.4.2. Crucetas de la torre

En todos los tipos de torres el conductor es apoyado en la cruceta o soporte, los que deben estar diseñados para las condiciones que producen los conductores sobre ellas, generalmente pueden ser de tipo triangular, rectangulares, o trapezoidales de acuerdo a la necesidad.

1.4.3. Cabeza de la torre

Se denomina cabeza de la torre a la sección de la misma que soporta tanto las crucetas como la cúpula de guardia, en relación a que generalmente es la parte con menor sección transversal, generalmente se constituye por una columna de celosía constante en diferentes tramos, excepto en torres tipo cara de gato que por su configuración horizontal, presenta dos brazos inclinados.

1.4.4. Cuerpo piramidal

Es la parte baja de la torre donde se debe transmitir las cargas a la cimentación y por tal utiliza una forma cónica truncada, debido a conceptos de estabilidad y economía, tomando en cuenta que el centro de gravedad de la misma ayudará a evitar el volcamiento.

1.4.5. Patas de la torre

Es la última sección baja donde se acumula los esfuerzos en 4 puntos en el caso de torres de base cuadrada.

1.4.6. Extensiones de pata

Son patas adicionales que se pueden ensamblar en la torre en caso de necesitarlas debido a fallas topográficas en el sitio, generalmente es responsabilidad del diseñador de la línea, el solicitarlas o no.

1.4.7. Ángulo de anclaje o Stub

Es el ángulo de anclaje a la cimentación, el mismo que se debe diseñar de acuerdo a las especificaciones de la norma A.S.C.E (Sociedad Americana de Ingeniería Civil) ya que posee ciertas características para que se ancle a la cimentación con el fin de que el perfil propuesto tenga el anclaje suficiente para resistir las fuerzas de tensión y compresión a las que está sometida la estructura en la zona donde terminan las extensiones y termina el terreno para así dar comienzo a la cimentación, el ángulo posee lo que se llama ángulo de espera que es el perfil que llega a la cimentación y las garras que son perfiles L, sujetos al ángulo en espera y colocados de cierta manera para distribuir los esfuerzos a la cimentación.

1.5. CARGA SOBRE LAS TORRES DE TRANSMISIÓN

Una estructura es un conjunto mecánico encargado de soportar y transmitir un determinado número de cargas hacia la cimentación, donde serán absorbidas por el terreno. Dichas cargas se determinan por las condiciones a las que estará expuesta la estructura, ya sea de forma permanente u ocasional, entre ellas se encuentran, el peso de los conductores de fase y de tierra que transportará la línea, cargas por la tensión de la línea, por el ángulo de línea, además de las cargas producidas por la situación topográfica, el clima, actividad sísmica, vientos excepcionales, el peso propio de la estructura, accesorios, etc.

1.5.1. Cargas permanentes

Las cargas en las estructuras debido al uso, se definirán en tres direcciones: vertical, transversal y longitudinal. La carga transversal es perpendicular a la línea y las cargas longitudinales, que actuarán en paralelo a la línea. La carga del viento en las torres generalmente se convierte por conveniencia en cálculo de ensayo, en cargas concentradas que actúan en el punto del conductor y el cable a tierra que se soporta. Este viento equivalente por cada punto se añade a las componentes de la carga, a fin de llegar a la carga puntual en el apoyo.

Cargas verticales

La carga vertical en torres consiste en el peso de la estructura, más el peso superpuesto, incluyendo el producido por todos los cables, recubiertos de nieve cuando se especifique.

Cargas transversales

- Cargas de viento sobre los cables y componente transversal del tiro

Las cargas transversales son causadas por la presión del viento sobre los cables, así como la componente transversal de la tensión por el ángulo de la línea (tiro).

Cuando una línea cambia de dirección, la carga total transversal de la estructura es la suma de la carga de viento transversal y la componente transversal de la tensión del conductor. La componente transversal de la tensión puede ser de gran magnitud, especialmente para las estructuras de ángulo elevado.

- Cargas de viento sobre la estructura

Además, de las cargas producidas por los conductores y cables de tierra, las estructuras son sometidas a cargas de viento, que actúan sobre las zonas expuestas de la estructura. Los coeficientes de fuerza del viento sobre las torres de celosía dependen de las formas de las secciones, relación de rigidez, el ángulo de incidencia del viento (viento de frente o viento en diagonal), situación topográfica, etc. Cabe destacar que la carga de viento es de primordial importancia en el diseño de estructuras de grandes alturas.

Cargas longitudinales

Hay varias condiciones bajo las cuales se somete una estructura a carga longitudinal:

- En las estructuras de remate que deben ser capaces de resistir la tensión completa de los conductores y cables de tierra, en un lado de la estructura.

- En terreno accidentado, con grandes diferencias en la longitud de tramo adyacente, combinado con tramos inclinados, lo que podría dar lugar a importantes cargas desequilibradas longitudinalmente. (Ver Fig. 1.9).
- La carga no uniforme de los tramos adyacentes también puede producir cargas longitudinales desequilibradas.

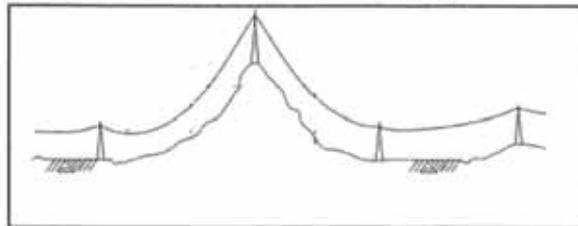


Figura 1.9 Tramos combinados en las líneas de transmisión.

1.5.2. Cargas eventuales

Debido a que estarán a la intemperie, las estructuras de línea de transmisión estarán diseñadas para cargas especiales que tienen en cuenta aspectos de seguridad, los que incluyen cargas para prevenir fallos en cascada por el tipo de estructura, cargas por defecto de construcción y mantenimiento (inspección de galvanizado y juntas apernadas) pues están relacionados con la seguridad del personal así como también cargas de sismo.

Cargas de sismo sobre la estructura

A pesar que las estructuras para transmisión eléctrica, se consideran ligeras en relación a su peso y altura, es importante el análisis bajo cargas sísmicas o producidas por movimientos telúricos, a fin de constatar que bajo dichas eventualidades, la estructura no sufrirá un colapso, tomando en cuenta la zona sísmica en la que se encuentre.

Cargas de seguridad

Cargas longitudinales excesivas pueden actuar en las estructuras debido a eventos accidentales, tales como conductores, aisladores rotos, o por el colapso de una estructura adyacente por un evento ambiental, como un tomado. Independientemente de la sucesión de eventos, es importante que una estructura de soporte, deba ser diseñada para dichas condiciones de carga a fin

de proporcionar una resistencia suficiente contra un colapso de tipo cascada, en el que un mayor número de estructuras fallan secuencialmente en dirección longitudinal o paralela a la línea.

Hay dos métodos básicos para reducir el riesgo de colapsos en cascada, según el tipo de estructura y de las condiciones locales y prácticas:

- Diseño de todas las estructuras bajo cargas de ruptura de los conductores.
- Instalación de estructuras de retención en intervalos especificados.

Estructuras tales como torres de celosía de base cuadrada, estructuras de cuatro tirantes, o postes de acero de un solo eje de resistencia longitudinal inherente, deben, según la práctica recomendada, seguir el diseño de un conductor roto, lo que proporciona resistencia adicional longitudinal para evitar un colapso general de la línea.

Cargas debido a construcción y mantenimiento

De acuerdo a los procedimientos de construcción y mantenimiento, las cargas deben en gran medida, manejar un método controlable. Una discusión detallada sobre este tipo de cargas se incluye en la norma de seguridad ocupacional y salud (OSHA).

Cabe destacar, que los trabajadores pueden sufrir lesiones graves como resultado de fallos en la estructura durante las operaciones de montaje, por lo tanto, la seguridad del personal debe ser un factor primordial al establecer las cargas.

1.6. FACTORES DE SOBRECARGA PARA LAS ESTRUCTURAS

Según el ítem 242 del “MANUAL DE INTERPRETACIÓN DEL CÓDIGO NACIONAL DE ELECTRICIDAD – SUMINISTRO”, En caso de líneas de transmisión de alta tensión, se recomienda utilizar el grado de construcción B, debido básicamente a que estas líneas cruzan normalmente carreteras y caminos, así como también cruzan por encima de líneas de suministro de menor

tensión y de comunicaciones, estas últimas líneas normalmente se instalan con el grado de construcción C y en algunos tramos utilizan el grado de construcción B.

Según el código nacional de electricidad, para estructuras, crucetas, herrajes de soporte, retenidas, cimentaciones y anclajes se utilizarán los factores de sobrecarga de la siguiente tabla:

Tabla 1.1 Factores de sobrecarga para estructuras, crucetas, herrajes de soporte, retenidas, cimentaciones y anclajes

Factores de sobrecarga		
	Grado B	Grado C
Cargas de la Regla 250.B cargas verticales ³	1,50	1,90 ⁶
Cargas transversales		
Viento	2,50	2,20 ⁴
Tensión del alambre	1,65 ²	1,30 ⁵
Cargas longitudinales		
En los cruces		
En general	1,10	Ningún requerimiento
En los amarres (anclajes)	1,65 ²	1,30 ⁵
En cualquier lugar		
En general	1,00	Ningún requerimiento
En los amarres	1,65 ²	1,30 ⁵
Cargas, Regla 250.C	1,00	1,00

¹ Incluye poste.

² Para retenidas y anclajes asociados con las estructuras que sostienen sólo conductores y cables de comunicación, este factor puede reducirse a 1,33.

³ Cuando las cargas verticales reduzcan significativamente la tensión del miembro de una estructura se deberá utilizar un factor de sobrecarga de 1,0 para el diseño de dicho miembro.

Dicho miembro deberá ser diseñado para el caso de peor carga.

⁴ Este factor puede reducirse a 1,75 cuando el vano que se está sosteniendo no está en un cruce.

⁵ Para porciones de estructuras o crucetas de metal o de concreto pretensado, retenidas, cimentaciones y anclajes, utilice un valor de 1,10.

⁶ Para porciones de estructuras de metal o concreto pretensado, crucetas, retenidas, cimentaciones y anclajes, utilice un valor de 1,50

1.7. CARACTERÍSTICAS DEL ACERO UTILIZADO

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:

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

La propiedad estructural más 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 mayor 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 $f_y = 3500 \text{ Kgf/cm}^2$

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

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

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

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

CAPÍTULO II: DISEÑO DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA DE ACUERDO A LA NORMATIVA ASCE 10-97

2.1. METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA

La geometría de la torre de transmisión está definida principalmente por las necesidades eléctricas que nombramos a continuación:

- Número de temas y conductores
- Distancia mínima entre los conductores y el suelo
- Distancia mínima entre temas y conductores
- Tensión de la línea de transmisión

Por tal motivo el especialista en líneas de transmisión eléctrica proporciona una geometría base como punto de partida.

Obs: Esta geometría puede ser modificada a manera en que se van obteniendo los resultados, tratando de optimizar la distribución de esfuerzos en los elementos principales (montantes y crucetas).

Definida la geometría inicial, se construye un modelo en el programa para el análisis y cálculo estructural, en el presente informe se utilizó el programa SAP2000 versión 15.1.0, al que se le aplican las distintas hipótesis de cargas mayoradas consideradas para la estructura.

Es importante resaltar que las cargas en las crucetas (diagramas de carga) son proporcionados por el especialista en líneas de transmisión, sin embargo las cargas de viento sobre los elementos estructurales de la torre de transmisión será analizada con detalle en el capítulo 3 del presente informe.

El modelo matemático está conformado por elementos tipo barra (frame) donde las cargas están aplicadas en los nodos, por lo cual los momentos flexionantes que se introducen son pequeños; esto nos permite idealizar la estructura como

una armadura espacial en la que se considera que la carga a la cual se somete la estructura es resistida solo a través de la respuesta axial de sus elementos. Los factores de seguridad se ingresan directamente en el software. De este modelo se obtienen las solicitaciones axiales que se utilizan para realizar el dimensionamiento y verificación de capacidad de los elementos de la estructura, según la metodología de cálculo de ASCE 10-97 mediante una herramienta de cálculo en el MS-EXCEL.

Adicionalmente, se realiza una verificación a la flexión por montaje y deformación máxima. La verificación a la flexión por montaje se realiza a todos los elementos que presenten un ángulo de inclinación menor a 45° con respecto a la horizontal.

Esta flexión es el resultado de una carga puntual en sentido gravitacional de 113 kgf en el centro de la luz libre (de acuerdo a estándar ASCE 10-97). Este efecto no se superpone a las distintas hipótesis de carga.

2.2. CRITERIOS DE DISEÑO

Los criterios adoptados para el diseño estructural son los expuestos en el código de diseño “ASCE 10-97: DESIGN OF LATTICED STEEL TRANSMISSION STRUCTURES”, los cuales se describen a continuación.

2.2.1. Tamaños y espesores mínimos

El código de diseño ASCE 10-97 sugiere un espesor mínimo de 1/8 de pulgada (3 mm) para los perfiles que componen la estructura, y de 3/16 de pulgada (5 mm) para las placas de conexión.

2.2.2. Límites de esbeltez

Se debe limitar la esbeltez de los distintos elementos de la estructura de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 2.1 Límites de esbeltez según tipo de elemento de la estructura

Esfuerzos	$\left(\frac{KL}{r}\right)_{max}$		
	Principales	Secundarios	Redundantes
Compresión	150	200	250

2.2.3. Índice de esbeltez efectiva

Los índices de esbeltez efectiva de cada elemento son determinados de acuerdo a los distintos casos presentados en el apartado 3.7.4 del código ASCE 10-97, donde se puede establecer las siguientes curvas a utilizar:

Tabla 2.2 curvas de esbeltez efectiva

ANSI/ASCE 10-09 CURVAS DE ESBELTEZ EFECTIVA	
CURVAS 1-3 $\frac{L}{R} \leq 120$	CURVAS 4-6 $\frac{L}{R} > 120$
<p><u>CURVA 1</u> $\frac{KL}{L} = \frac{L}{R}$ (CONCÉNTRICO AMBOS EXTREMOS)</p> <p><u>CURVA 2</u> $\frac{KL}{R} = 30 + 0,75 \frac{L}{R}$ (EXCÉNTRICO EN UN EXTREMO)</p> <p><u>CURVA 3</u> $\frac{KL}{R} = 60 + 0,50 \frac{L}{R}$ (EXCÉNTRICO AMBOS EXTREMOS)</p>	<p><u>CURVA 4</u> $\frac{KL}{R} = \frac{L}{R}$ (SIN RESTRICCIÓN EN LOS EXTREMOS)</p> <p><u>CURVA 5</u> $\frac{KL}{R} = 28,6 + 0,762 \frac{L}{R}$ (RESTRICCIÓN PARCIAL EN UN EXTREMO)</p> <p><u>CURVA 6</u> $\frac{KL}{R} = 46,2 + 0,615 \frac{L}{R}$ (RESTRICCIÓN PARCIAL AMBOS EXTREMOS)</p>

Dónde:

K, es el coeficiente de longitud efectiva.

L, es el largo entre apoyos del elemento.

r, es el radio de giro de la sección transversal del elemento.

Tabla 2.3 Uso de las curvas de esbeltez efectiva para montante

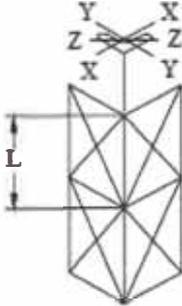
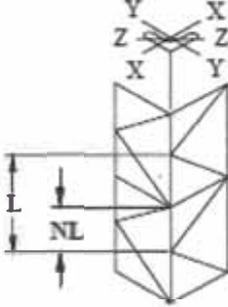
PERFILES ANGULARES QUE ACTÚAN COMO MIEMBROS COMPRIMIDOS RELACIONES DE ESBELTEZ PARA MONTANTES ARRIOSTRADOS	
ARRIOSTRAMIENTO SIMÉTRICO	
	<p>RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA:</p> $\frac{L}{R_z}$ <p>RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA:</p> $\frac{L}{R_z} \leq 120 \quad \frac{L}{R_z} > 120$ <p style="text-align: center;">CURVA 1 CURVA 4</p>
ARRIOSTRAMIENTO ALTERNADO	
	<p>RELACIONES DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDAS:</p> $\frac{L}{R_x}, \frac{L}{R_y} \text{ o } \left(\frac{1+2N}{3} \right) \frac{L}{R_z}$ <p>RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA:</p> $\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120 \quad \frac{L}{R} \text{ MAX} > 120$ <p style="text-align: center;">CURVA 1 CURVA 4</p>
<p>NOTA: PARA LOS MIEMBROS DE LOS MONTANTES LA LONGITUD MEDIDA (L) DEBE SER IGUAL A LA SEPARACIÓN DE LOS PANELES MEDIDA A LO LARGO DEL EJE DEL MONTANTE.</p>	

Tabla 2.4 Uso de las curvas de esbeltez efectiva para miembros de arriostramiento

PERFILES ANGULARES QUE ACTÚAN COMO MIEMBROS COMPRIMIDOS		RELACIONES DE ESBELTEZ PARA MIEMBROS DE ARRIOSTRAMIENTO	
La sección 3.1.9 trata la determinación de la longitud medida, L.			
		RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x}$	
		RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA:	
		$\frac{L}{R_x} \leq 120$	$\frac{L}{R_x} > 120$
		CURVA 3	CURVA 4
		RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x}$	
		RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA:	
		$\frac{L}{R_x} \leq 120$	$\frac{L}{R_x} > 120$
		CURVA 3	CURVA 6
		RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x} \circ \frac{0.5L}{R_y}$	
		RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA:	
		$\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120$	$\frac{L}{R} \text{ MAX} > 120$
		CURVA 3	CURVA 4
		RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x} \circ \frac{0.5L}{R_y}$	
		RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA:	
		$\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120$	$\frac{L}{R_x} > 120$
		CURVA 3	CURVA 6
			$\frac{0.5L}{R_y} > 120$
			CURVA 5
		RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x} \circ \frac{0.5L}{R_y}$	
		RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA:	
		$\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120$	$\frac{L}{R} \text{ MAX} > 120$
		CURVA 3	CURVA 6
		RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L_x}{R_x} \circ \frac{L_1}{R_y}$	
		RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA:	
		$\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120$	$\frac{L}{R} \text{ MAX} > 120$
		CURVA 2	CURVA 4
		RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L_x}{R_x} \circ \frac{L_1}{R_y}$	
		RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA:	
		$\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120$	$\frac{L_x}{R_x} > 120$
		CURVA 2	CURVA 6
			$\frac{0.5L}{R_y} > 120$
			CURVA 5
<p>Nota: Para los miembros de arriostramiento con conexiones soldadas o con dos o más bulones la longitud medida (L) no debe ser menor que la distancia entre los baricentros de las conexiones en cada extremo. Se puede considerar que las conexiones soldadas correctamente detalladas proporcionan restricción parcial.</p>			

2.2.4. Miembros a compresión

El diseño a la compresión debe cumplir los requerimientos del Capítulo 3.6 del código ASCE 10-97 donde se establece la capacidad a la compresión, F_a , como:

$$F_a = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{Kl/r}{C_c} \right)^2 \right] F_y \quad \text{cuando} \quad \frac{Kl}{r} \leq C_c \quad (2.1)$$

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Kl}{r} \right)^2} \quad \text{cuando} \quad \frac{Kl}{r} > C_c \quad (2.2)$$

Con C_c como la esbeltez crítica de Euler, definida por:

$$C_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{F_y}} \quad (2.3)$$

Dónde: Kl/r , es el índice de esbeltez efectivo definido en cuadro 2.2.

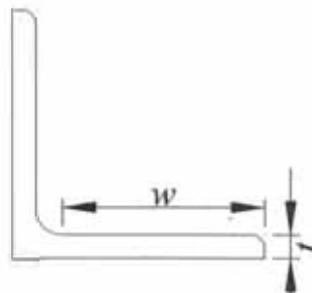
F_y , es la tensión de fluencia del acero del elemento.

E , es el módulo de elasticidad del acero.

Esta capacidad a la compresión se verá disminuida cuando la sección del elemento no cumpla los límites de esbeltez en las alas $(w/t)_{lim}$, es decir, cuando se produzca pandeo local antes que pandeo global del elemento, en cuyos casos se debe reemplazar F_y en las ecuaciones (2.1) y (2.3) por F_{cr} determinado a partir de las ecuaciones (2.4) o (2.5), según corresponda.

$$F_{cr} = \left[1.667 - 0.667 \frac{w/t}{(w/t)_{lim}} \right] F_y \quad \text{cuando} \quad \left(\frac{w}{t} \right)_{lim} \leq \frac{w}{t} \leq \frac{144\Psi}{\sqrt{F_y}} \quad (2.4)$$

$$F_{cr} = \frac{0.0332\pi^2 E}{(w/t)^2} \quad \text{cuando} \quad \frac{w}{t} > \frac{144\Psi}{\sqrt{F_y}} \quad (2.5)$$



Dónde: w , es el ancho del ala.
 T , el espesor del ala.
 (w/t) , no debe ser mayor a 25.
 $(w/t)_{lim} = 80\Psi / (F_y)^{0.5}$
 $\Psi = 1$, para F_y en ksi.
 $= 2.62$, para F_y en MPa.

2.2.5. Miembros a tracción

El diseño a la tracción debe cumplir con los requerimientos del Capítulo 3.10 del código ASCE 10- 97, donde se establece la capacidad a la tracción de un elemento cargado concéntricamente como la tensión de fluencia, F_y , en el área neta de la sección, A_n .

El área neta de la sección representa el área bruta, A_g , menos las perforaciones u otras aberturas en la sección analizada. En el caso de perforaciones en diagonal o en zigzag el área neta se debe calcular como la multiplicación entre el espesor y el ancho neto de la sección. El ancho neto se calcula sustrayendo del ancho bruto, la suma de los diámetros de todas las perforaciones de la cadena más crítica y añadiendo una cantidad $(s^2/4g)$ por cada espacio entre perforaciones.

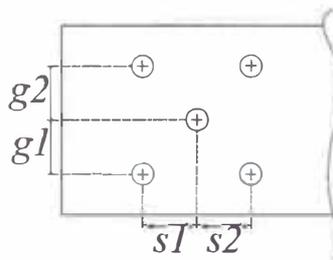


Figura 2.1 Área neta de la sección en estudio.

2.2.6. Aplastamiento

De acuerdo al capítulo 4.4 de la normativa ASCE 10-97 el máximo aplastamiento sobre el perfil a conectar está dado por la fuerza en un perno dividido por el producto entre el diámetro del perno por el espesor del elemento a conectar.

Este valor no debe exceder 1.5 veces la tensión mínima de ruptura del elemento a conectar (F_u).

2.2.7. Bloque de corte

De acuerdo a la sección 3.10.2 de la normativa ASCE 10-97 cuando el centroide del conjunto de pernos está fuera del centro de gravedad del perfil a conectar, la conexión se deberá chequear por bloque de corte, de acuerdo a la siguiente formula:

$$P = 0.60 \cdot A_v \cdot F_u + A_t \cdot F_y \quad (2.6)$$

Dónde:

P es la tracción admisible de la conexión.

A_v es el área neta resistente al corte en la dirección de la fuerza.

A_t es el área neta resistente a la tracción en dirección perpendicular a la fuerza.

2.2.8. Corte de pernos

La máxima carga de corte está dada por la fuerza en un perno dividido por el área de éste. El área del perno está dada por:

$$A_b = \frac{\pi}{4} \left(d - \frac{0.974}{n} \right)^2 \quad (2.7)$$

Dónde:

d es el diámetro nominal del perno.

n es el número de roscas.

Esta tensión no deberá ser mayor a 3375 kgf/cm² cuando el hilo está incluido en el plano de corte del perno y a 4218 kgf/cm² cuando el hilo no se encuentra incluido en el plano de corte del perno, para el caso de pernos con calidad A394 tipo 1.

2.2.9. Flexión por montaje

Se deberá verificar todos los elementos estructurales con un ángulo de inclinación menor a 45° con respecto a la horizontal, sometidos a una carga

puntual de 113 kgf sin mayorar en el centro de la luz libre. Esta carga no se considera en conjunto con las distintas hipótesis de carga.

2.2.10. Diseño del ángulo de anclaje

Para el diseño del ángulo de espera o anclaje se utiliza las consideraciones de A.S.C.E.(American Society Civil Engineers) Sociedad Americana de Ingenieros Civiles en lo que refiere a cimientos de concreto.

El Angulo de espera o STUB, debe ser uno de los ángulos de mayor cuidado en el diseño de la torre ya que por el mismo se transmitirá toda carga a la cimentación, así se debe revisar tanto a tracción como compresión para que el mismo junto con las llamadas garras o conectores pueda soportar dichas cargas.

Revisión del área mínima a la tensión actuante en el Stub.

$$A_r = \frac{T}{F_y} + \frac{V}{0.5F_y} \quad (2.8)$$

$$V = \sqrt{(V_x^2 + V_y^2)} \quad (2.9)$$

Dónde:

- A_r : Área del Stub mínima.
- T : Tensión o compresión actuante.
- V : Cortante resultante.
- V_x : Cortante transversal.
- V_y : Cortante longitudinal.
- F_y : Esfuerzo de fluencia mínimo

CAPÍTULO III: PROPUESTA DE GUÍA PARA EL DISEÑO

3.1. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS

A continuación se determina el valor numérico de las cargas a las que estará expuesta la estructura, se pondrá especial énfasis en el cálculo de la presión y fuerza de viento, se escogió como área de análisis la zona norte de Cajamarca, específicamente la zona de Carhuaquero ubicado en el distrito de Chota debido a que actualmente existen proyectos para implementar una línea de transmisión de 220 Kv en esta zona; el resto de cargas como las cargas transversales, longitudinales y verticales que se mostraran en los diagramas de cargas fueron obtenidos con la ayuda del ing. Electricista especialista en este tema.

3.2. CARGAS DEBIDAS AL VIENTO

3.2.1. Consideraciones para el cálculo de la presión de viento según el C.N.E.

Las cargas de viento horizontales o presiones debidas al viento deberán aplicarse a las áreas proyectadas de los alambres que están siendo sostenidos y a las estructuras de soporte y aisladores. Se deberá utilizar la siguiente fórmula para calcular las cargas de viento en las áreas proyectadas:

$$P_v = K_v \cdot v_d^2 \cdot S_f \cdot A \quad (3.1)$$

Dónde:

P_v = Carga de viento en Newtons

K_v = Constante de presión

K_v = 0.613 para elevaciones hasta 3 000 m.s.n.m.

K_v = 0.455 para elevaciones mayores de 3 000 m.s.n.m.

v_d = Velocidad de viento en m/s

S_f = Factor de forma

A = Área proyectada en m^2

Selección de la velocidad de viento

Con la ayuda de las figuras y tablas obtenidas del C.N.E. que se muestran a continuación, se calcula la velocidad de viento de diseño.

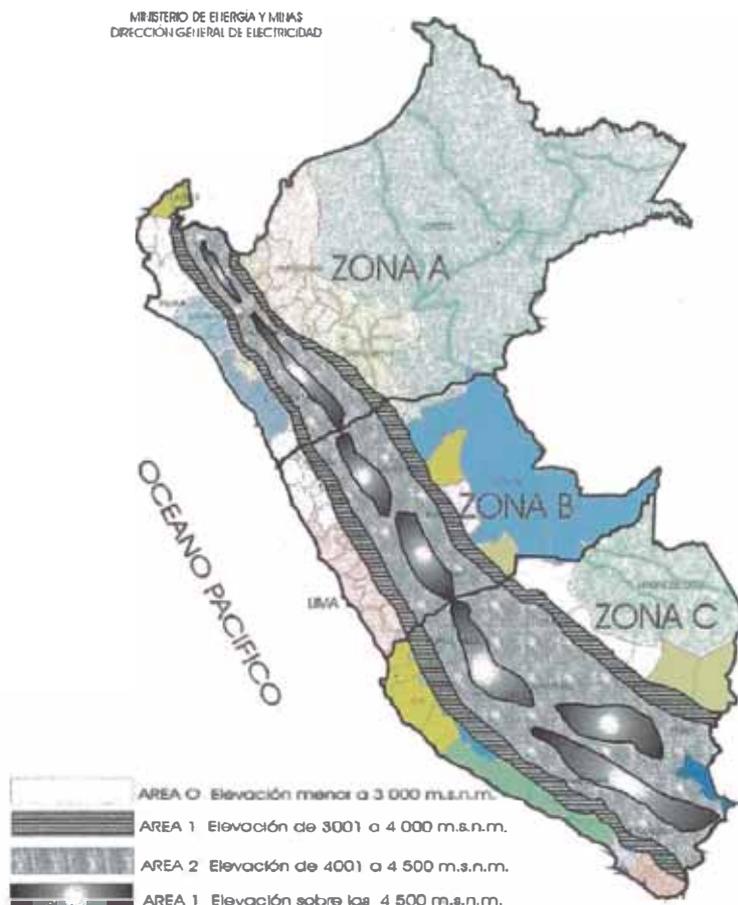


Figura 3.1 Ubicación de las zonas de carga en el Perú.

Tabla 3.1 Viento, hielo y temperatura para las áreas de carga 1, 2 y 3

Zona de carga	Área 0 elevación menor de 3 000 m.s.n.m.	Área 1 elevación 3 000-4 000 m.s.n.m.	Área 2 elevación 4 001-4 500 m.s.n.m.	Área 3 elevación a partir de 4 500 m.s.n.m.
Caso de sólo viento				
Velocidad horizontal del viento	26 m/s (94 km/h)	29 m/s (104 km/h)	31,5 m/s (113 km/h)	33,5 m/s (120 km/h)
Temperatura °C	10 °C	5 °C	0 °C	-5 °C
Caso de sólo hielo				
Grosor radial del hielo mm	No hay	6 mm	25 mm	50 mm
Temperatura	0 °C	0 °C	-5 °C	-10 °C
Caso combinado de hielo y viento				
Grosor radial del hielo	No hay	3 mm	12 mm	25 mm
Velocidad horizontal del viento	14 m/s (50 km/h)	14,5 m/s (52 km/h)	15,5 m/s (56 km/h)	17 m/s (61 km/h)
Temperatura	5 °C	0 °C	-5 °C	-10 °C

La zona de análisis se encuentra ubicada en la Zona A (ver figura 3.1), y debido a que el proyecto se encuentra a menos de 3 000 m.s.n.m., obtenemos del cuadro 3.1 una velocidad de diseño de 26 m/s.

Selección del factor de forma

- Estructuras cilíndricas y componentes

Las cargas de viento en las estructuras cilíndricas rectas o cónicas o las estructuras compuestas por numerosos paneles angostos relativamente planos que se combinan para formar una sección transversal total de forma circular o elíptica deberán ser calculadas utilizando un factor de forma de 1,0.

- Estructuras niveladas planas (no celosía) y componentes

Las cargas de viento en las estructuras con superficies planas, que tengan caras planas cerradas o sólidas y una sección transversal total que sea cuadrada o rectangular, deberán ser calculadas utilizando un factor de forma de 1,6.

- Estructuras en celosía

Las cargas de viento en las estructuras o componentes en celosía cuadradas o rectangulares deberán ser calculadas utilizando un factor de forma de 3,2 aplicado a la suma de las áreas proyectadas de los miembros de la parte frontal si es que los miembros estructurales son nivelados en forma plana o 2,0 si las superficies estructurales son cilíndricas. Sin embargo, el total no debe excederse de la carga que pudiera ocurrir en una estructura sólida de la misma dimensión externa.

Suiegún lo expuesto anteriormente, se debe escoger como factor de forma el valor de:

$$S_f = 3.2$$

Consideración para el cálculo del área proyectada

Se tomara como área proyectada el 20% del área total transversal de la torre; este parámetro es aproximado y oscila generalmente entre 15% y 20%.

$$A_{\text{proyectada}} = 0.2 \times A_{\text{total}}$$

3.2.2. Presión de viento según el C.N.E.

De la ecuación 3.1:

$$Pv = K \cdot v_d^2 \cdot Sf \cdot A \quad (3.1)$$

Entonces:

$$\frac{Pv}{A} = \text{presión de viento} = K \cdot v_d^2 \cdot Sf \quad (3.2)$$

Finalmente reemplazando los valores obtenidos en la ecuación 3.2 se obtiene la presión de viento sobre los elementos angulares en N/m².

$$\text{Presión de viento} = 0.613 \cdot 26^2 \cdot 3.2 = 1326.04 \text{ N/m}^2$$

Cambiando las unidades a kgf/m² obtenemos:

$$\text{Presión de viento} = 135.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

3.2.3. Consideraciones para la adaptación de la presión de viento con la normativa ANSI – TIA – 222 – G

Las estructuras que soportan líneas de transmisión, tienen geometrías y características de respuesta poco habituales frente a las cargas de viento. Los requisitos de la norma toma en cuenta los efectos de amplificación de las cargas que provocan las ráfagas de viento en resonancia con las vibraciones en el sentido del viento de las estructuras autosoportadas y atirantadas.

$$q_z = 0.613 \cdot k_z \cdot k_{zt} \cdot k_d \cdot v_d^2 \cdot I_v \quad (3.3)$$

Dónde:

q_z = Carga dinámica de viento en Newtons

k_z = Coeficiente de presión dinámica

k_{zt} = Factor topográfico

k_d = Factor de probabilidad de la dirección del viento

V_d = Velocidad básica de viento para la condición investigada (m/s)

I_v = Factor de importancia de acuerdo con los cuadros 3.2 y 3.3

Selección de la velocidad básica de viento

La velocidad básica del viento, V_d , es la velocidad de una ráfaga de viento de 3 segundos a una altura de 10 m sobre el nivel del terreno para un intervalo de recurrencia de 50 años.

La velocidad básica del viento, se basa en la velocidad de racha máxima promedio en un intervalo de tiempo registrado por las instituciones meteorológicas de cada país, en las diferentes zonas. En el diseño de las estructuras para transmisión eléctrica, se concibe basado en los conceptos estadísticos que tengan en cuenta, el grado de fiabilidad en el tiempo requerido en años, durante el cual existirá exposición al viento, es decir, la vida de la estructura. Siempre hay una probabilidad aunque pequeña, donde la velocidad del viento máximo, puede ser superada en una tormenta de violencia excepcional.

La velocidad básica del viento sin hielo deberá analizarse de acuerdo a los mapas isotérmicos del Perú o también llamados mapas de viento. Se deberá considerar que el viento viene desde cualquier dirección horizontal.

Ver Anexo 1 Mapa de velocidades de viento en el Perú.

Determinación de las categorías de exposición

Se deberá determinar una categoría de exposición que refleje adecuadamente las características de las irregularidades superficiales del terreno en el sitio de emplazamiento. Se deberán tomar en cuenta, las variaciones de la rugosidad superficial del terreno que surja como consecuencia de la topografía natural y la vegetación, así como las construcciones existentes. A la estructura se deberá asignar a una de las categorías de exposición siguientes de acuerdo a la norma ASCE 7-10:

1. Exposición B: Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otros terrenos con numerosos obstáculos de tamaño mayor o igual al de una vivienda unifamiliar poco separados entre sí. El uso de esta exposición se deberá limitar a aquellas áreas en las cuales la estructura esté rodeada

en todas direcciones por terreno representativo de la Exposición B en una distancia de al menos 800 m o veinte veces la altura de la estructura, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

2. Exposición C: Terreno abierto con obstáculos dispersos de altura generalmente inferior a 9.1 m. Esta categoría incluye el campo abierto, los prados y las franjas costeras en las regiones de huracanes.
3. Exposición D: Franjas costeras planas y sin obstáculos expuestas a vientos provenientes de aguas abiertas (excluyendo las franjas costeras en las regiones de huracanes) en una distancia de al menos 1.61 km. Las franjas costeras de Exposición D incluyen los cursos de agua interiores, los lagos y las áreas costeras fuera de las regiones de huracanes. La exposición D se extiende tierra adentro en una distancia de 200 m o veinte veces la altura de la estructura, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

Determinación del coeficiente de presión dinámica

En base a la categoría de exposición se deberá calcular un coeficiente de presión dinámica (k_z) de la siguiente manera:

$$k_z = 2.01 \cdot \left(\frac{z_i}{z_g} \right)^{\frac{2}{\alpha}} \tag{3.4}$$

$$k_{zmin} \leq k_{zmin} \leq 2.01 \tag{3.5}$$

Dónde:

z_i = Altura sobre el nivel de terreno en la base de la estructura

z_g, k_{zmin}, α = Están tabulados en el cuadro 3.2

Tabla 3.2 Coeficientes según la categoría de exposición.

Categoría de exposición	Z_g	α	K_{zmin}	K_e
B	366 m	7.0	0.70	0.90
C	274 m	9.5	0.85	1.00
D	213 m	11.5	1.03	1.10

Determinación de los efectos topográficos

El efecto acelerador del viento en las colinas, cuchillas y escarpas aisladas que representan cambios bruscos en la topografía general, cualquiera sea la categoría de exposición a la cual correspondan, se deberá incluir en el cálculo de las cargas de viento de diseño bajo las siguientes condiciones:

1. La colina, cuchilla o escarpa, está aislada y no está obstruida por ninguna otra característica topográfica de altura comparable en un radio de 3.22 km medidas horizontalmente a partir del punto en el cual se determina la altura de la colina, cuchilla o escarpa.
2. La colina, cuchilla o escarpa sobresale por un factor de dos o más por encima de la altura promedio de las características del terreno circundante en un radio de 3.22 km.
3. La pendiente (relación vertical/horizontal) de la característica topográfica es mayor que 0.10.
4. La altura de la característica topográfica es mayor o igual que 4.57 m para exposiciones C y D, y mayor o igual que 18 m para exposición B.

Determinación de las categorías topográficas.

A la estructura, se le deberá asignar una de las categorías topográficas siguientes:

Categoría 1: No hay cambios bruscos en la topografía general, por ejemplo terrenos llanos u ondulantes. No es necesario considerar el efecto acelerador del viento. (Ver Fig. 3.2).

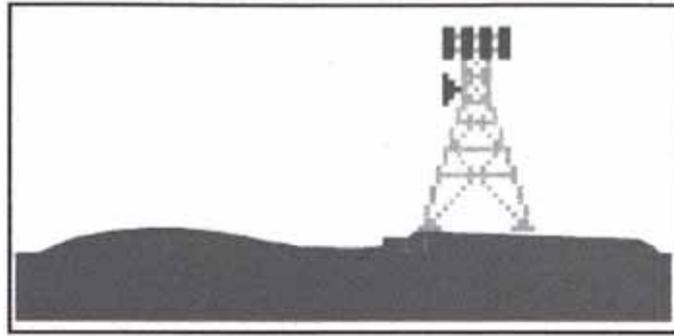


Figura 3.2 Categoría topográfica 1.

Categoría 2: Estructuras ubicadas en la cresta de una escarpa o cerca de la misma. Se deberá considerar que se produce un efecto acelerador del viento en todas las direcciones. Las estructuras ubicadas verticalmente en la mitad inferior de una escarpa u horizontalmente a una distancia mayor que 8 veces la altura de la escarpa a partir de su cresta podrá ser considerada como pertenecientes a la categoría topográfica 1. (Ver Fig. 3.3).

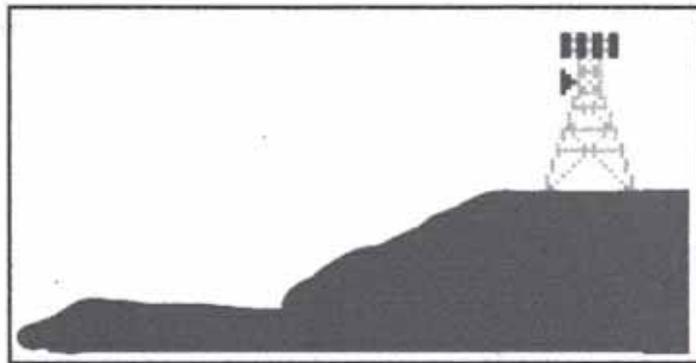


Figura 3.3 Categoría topográfica 2.

Categoría 3: Estructuras ubicadas en la mitad superior de una colina. Se deberá considerar que se produce un efecto acelerador del viento en todas las direcciones.

Estas estructuras ubicadas verticalmente en la mitad inferior de una colina podrán ser consideradas como pertenecientes a la categoría topográfica 1. (Ver Fig. 3.4).

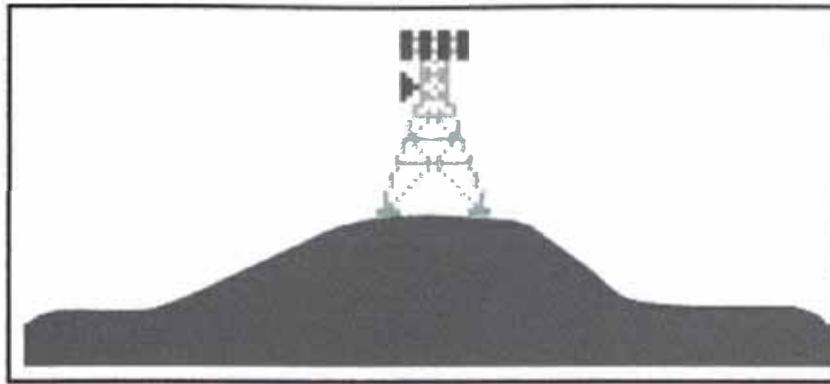


Figura 3.4 Categoría topográfica 3.

Categoría 4: Estructuras ubicadas en la mitad superior de una cuchilla. Se deberá considerar que se produce un efecto acelerador del viento en todas las direcciones.

Las estructuras ubicadas verticalmente en la mitad inferior de una cuchilla podrán ser consideradas como pertenecientes a la categoría topográfica 1. (Ver Fig. 3.5).

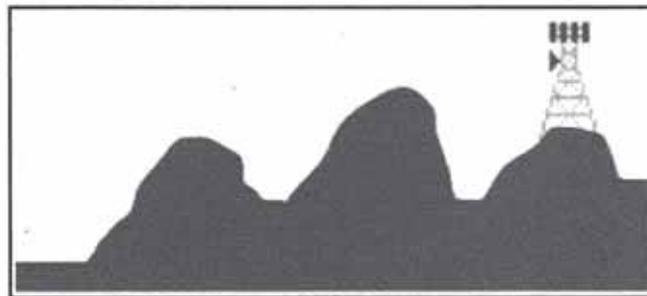


Figura 3.5 Categoría topográfica 4.

Categoría 5: Los criterios para el efecto acelerador del viento se deberán basar en investigaciones específicas para el sitio de emplazamiento.

Determinación del factor topográfico.

El efecto acelerador del viento se deberá incluir en el cálculo de las cargas de viento de diseño usando el factor k_{zt} :

$$k_{zt} = \left[1 + \frac{k_e \cdot k_t}{k_h} \right]^2 \quad (3.6)$$

Dónde:

K_h = factor de reducción dependiente de la altura dado por la siguiente ecuación:

$$k_h = e^{\frac{fz}{H}} \quad (3.7)$$

Dónde:

- e = Base de los logaritmos naturales = 2.718.
- K_e = Constante del terreno indicada en el cuadro 3.2
- K_t = Constante del terreno indicada en la cuadro 3.3
- f = Factor de atenuación dependiente de la altura indicado en el cuadro 3.3
- z = Altura sobre el nivel del terreno en la base de la estructura.
- H = Altura de la cresta sobre el terreno circundante.
- K_{zt} = 1.0 para la categoría topográfica 1.

Tabla 3.3 Coeficientes de categoría topográfica.

Categoría topográfica	K_t	f
2	0.43	1.25
3	0.53	2.00
4	0.72	1.50

Determinación del factor de ráfaga.

Para las estructuras de celosía autoportadas cuya altura sea mayor o igual que 183 m el factor de ráfaga deberá ser igual a 1.00. Para las estructuras cuya altura sea menor o igual que 137 m el factor de ráfaga deberá ser igual a 0.85. Para las estructuras cuya altura esté comprendida entre 137 m y 183 m el factor de ráfaga se deberá determinar interpolando linealmente.

Estas condiciones se expresan mediante las siguientes ecuaciones:

$$G_h = 0.85 + 0.15 \cdot \left[\frac{H}{45.7} - 3.0 \right] \quad (3.8)$$

Determinación de la carga de viento de diseño.

El diseño por resistencia se deberá basar en las direcciones del viento que provoquen las máximas respuestas. En el caso de las estructuras de celosía, para cada cara se deberá considerar todas las direcciones indicadas en la cuadro 3.4.

Tabla 3.4 Factores de dirección del viento.

Sección transversal de la torre		Cuadrada	Triangular		
Dirección del viento	Normal	45°	Normal	60°	+/- 90°
Df	1.0	1+0.75ε (1.2 max.)	1.0	0.80	0.85
Dr	1.0	1+0.75ε (1.2 max.)	1.0	1.0	1.0
Las direcciones de viento se miden respecto de una línea normal a la cara de la estructura					

El factor de direccionalidad para determinar la carga de viento de diseño para la totalidad de la estructura, incluyendo el voladizo, se deberá determinar de acuerdo con el cuadro 3.5 en base al tipo de estructura de apoyo.

Tabla 3.5 Factor de probabilidad de la dirección del viento.

Tipo de Estructura	Factor de Probabilidad de la dirección del viento, K_d
Estructuras de celosía con secciones transversales triangulares, cuadradas o rectangulares, incluyendo los accesorios.	0.85
Estructuras tubulares tipo monoposte; estructuras de celosía con secciones trasversales que no sean triangulares, cuadradas ni rectangulares; diseño por resistencia de los accesorios.	0.95

La fuerza de viento de diseño, F_{ST} , aplicada a cada sección de una estructura se deberá determinar de la siguiente manera:

$$F_{ST} = q_z \cdot G_h \cdot (EPA)_s \quad (3.9)$$

Dónde:

F_{st} = Fuerza de viento de diseño horizontal sobre la estructura en la dirección del viento.

q_z = Presión dinámica

G_h = Factor de ráfaga

$(EPA)_s$ = Área proyectada efectiva de la estructura

El área proyectada de los componentes estructurales deberá incluir el área proyectada de las placas de unión en la cara de una sección.

No es necesario incluir los elementos de arriostramiento en caras adyacentes ni las riostras interiores en el área proyectada de los componentes estructurales.

Área proyectada efectiva de estructuras de celosía

$$(EPA)_s = C_f [D_f \cdot \varepsilon \cdot A_g] \quad (3.10)$$

$$C_f = 4.0 \cdot \varepsilon^2 - 5.9 \cdot \varepsilon + 4.0 \quad (3.11)$$

Dónde:

C_f = Coeficiente de forma para una sección transversal rectangular

D_f = Factor de dirección de viento para componentes estructurales planos, ver cuadro 3.4

ε = Proporción de área sólida de superficie bruta de una cara de la torre de la sección en análisis.

A_g = Superficie bruta de una cara como si la cara fuera sólida

Determinación de la presión dinámica.

La presión dinámica q_z , evaluada a la altura z se deberá calcular de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot (V_d)^2 \cdot I_v \quad (3.12)$$

Dónde:

K_z = Coeficiente de presión dinámica

K_{zt} = Factor topográfico

K_d = Factor de probabilidad de la dirección del viento

V_d = Velocidad básica del viento para la condición de carga investigada, m/s

I_v = Factor de importancia de acuerdo con los cuadros 3.6 y 3.7

Tabla 3.6 Clasificación de las estructuras.

Descripción de la estructura	Clase
Estructura que, debido a su altura, uso o ubicación en caso de falla representan un riesgo bajo en términos de seguridad de las personas y/o estructuras utilizadas para servicios opcionales y/o en las cuales una demora en el restablecimiento de los servicios sería aceptable.	I
Estructuras que, debido a su altura, uso o ubicación, en caso de falla representan un riesgo considerable en términos de seguridad de las personas y/o daños a la propiedad, y/o estructuras que se utilizan para servicios que se pueden presentar por otros medios.	II
Estructuras que, debido a su altura, uso o ubicación, en caso de falla representan un riesgo elevado en términos de seguridad de las personas y/o daños a la propiedad, y/o estructuras que se utilizan principalmente para comunicaciones esenciales.	III

Tabla 3.7 Factores de importancia.

Clase de la estructura	Carga de viento sin hielo	Carga de viento con hielo	Espesor de hielo	Sismo
I	0.87	N/A	N/A	N/A
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.15	1.00	1.25	1.50

Nota: Las cargas de hielo y las cargas sísmicas no se aplican a las estructuras de clase I

3.2.4. Presión dinámica para la categoría topográfica 1 ($K_{zt} = 1$)

Velocidad de viento:	26	m/s	
Categoría de Exposición:			C
Constante del cuadro 3.2 (Z_g)	=	274	m
Constante del cuadro 3.2 (α)	=	9.5	
Constante del cuadro 3.2 ($K_{z_{min}}$)	=	0.85	
Constante del cuadro 3.2 (K_e)	=	1	
Categoría Topográfica:			1
Constante del cuadro 3.3 (K_t)	=	-	
Constante del cuadro 3.3 (f)	=	-	
Altura de la colina encima del terreno (H)	=	0	m
Tipo de Estructura			
Factor de Probabilidad de la dirección del viento (K_d)	=	0.85	
(Ver cuadro 3.5)			
Importancia de la estructura			III
Factor de importancia de la estructura (I_v)	=	1.15	
(Ver cuadro 3.7)			
Altura de la torre	=	42	m
Factor de Ráfaga (G_h)	=	0.85	
Proporción de área solida de superficie bruta de una cara de la torre de la sección en análisis (ϵ)	=	0.2	
Coeficiente de forma para una sección transversal rectangular (C_f)	=	2.98	
Factor de dirección de viento para componentes estructurales planos (D_f)	=	1	

Z (m)	Kz	Z/H	Kh	Kzt	Kd
10	1.001	-	-	1.00	0.85
21	1.170	-	-	1.00	0.85
30	1.262	-	-	1.00	0.85
42	1.354	-	-	1.00	0.85

lv	Gh	Cf	Df	qz (N/m2)	qz (Kgf/m2)
1.15	0.85	2.98	1	1027.24	104.71
1.15	0.85	2.98	1	1200.90	122.42
1.15	0.85	2.98	1	1294.55	131.96
1.15	0.85	2.98	1	1389.57	141.65

3.2.5. Presión dinámica para la categoría topográfica 3

Para calcular la presión de viento en esta categoría topográfica se asume que la torre en estudio se encuentra sobre una colina de 30 m. de altura.

Velocidad de viento: 26 m/s

Categoría de Exposición: C

Constante del cuadro 3.2 (Z_g) = 274 m

Constante del cuadro 3.2 (α) = 9.5

Constante del cuadro 3.2 ($K_{z_{min}}$) = 0.85

Constante del cuadro 3.2 (K_e) = 1

Categoría Topográfica: 3

Constante del cuadro 3.3 (K_t) = 0.53

Constante del cuadro 3.3 (f) = 2.0

Altura de la colina encima del terreno (H) = 30 m

Tipo de Estructura

Factor de Probabilidad de la dirección del viento (K_d) = 0.85

(Ver cuadro 3.5)

Importancia de la estructura	=	III	
Factor de importancia de la estructura (I_v)	=	1.15	
(Ver cuadro 3.7)			
Altura de la torre	=	42	m
Factor de Ráfaga (G_h)	=	0.85	
Proporción de área solida de superficie bruta de una cara de la torre de la sección en análisis (ϵ)	=	0.2	
Coefficiente de forma para una sección transversal rectangular (C_f)	=	2.98	
Factor de dirección de viento para componentes estructurales planos (D_f)	=	1	

Z (m)	Kz	Z/H	Kh	Kzt	Kd
10	1.001	0.17	1.40	1.90	0.85
21	1.170	0.52	2.81	1.41	0.85
30	1.262	0.85	5.47	1.20	0.85
42	1.354	1.20	11.02	1.10	0.85

I_v	G_h	C_f	D_f	qz (N/m ²)	qz (Kgf/m ²)
1.15	0.85	2.98	1	1955.60	199.35
1.15	0.85	2.98	1	1696.55	172.94
1.15	0.85	2.98	1	1557.36	158.75
1.15	0.85	2.98	1	1526.41	155.60

3.2.6. Comparación de presiones dinámicas

Z (m)	qz (Kgf/m ²) C.N.E.	qz (Kgf/m ²) TIA-222-G Cat. Top. 1	qz (Kgf/m ²) TIA-222-G Cat. Top. 3
10	135.16	104.71	199.347
21	135.16	122.42	172.941
30	135.16	131.96	158.753
42	135.16	141.65	155.597

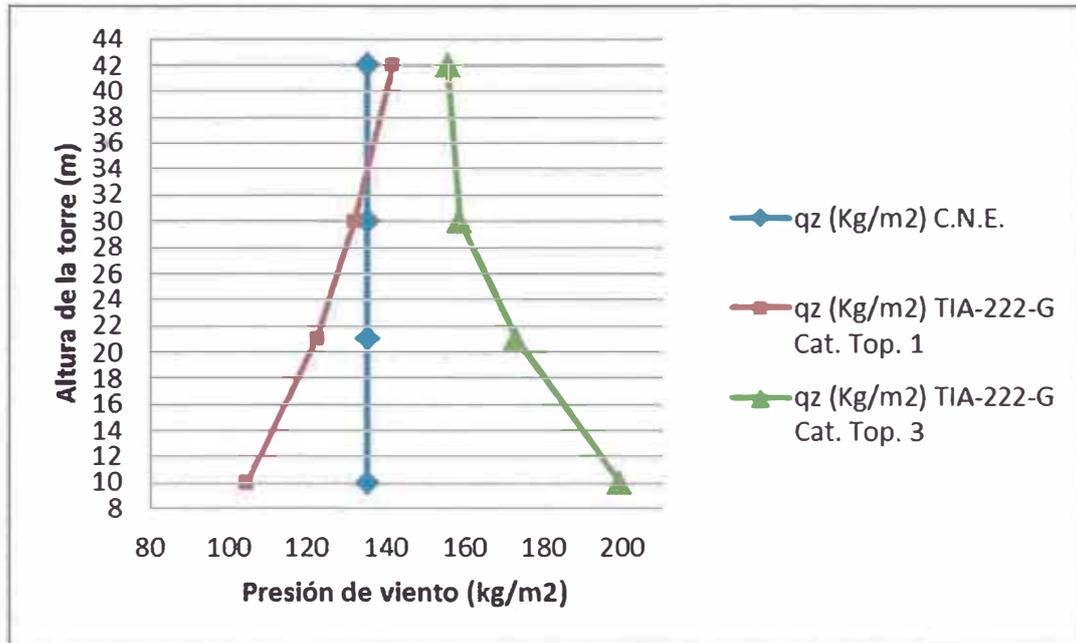


Figura 3.6 Variación de la presión de viento según las normas en estudio.

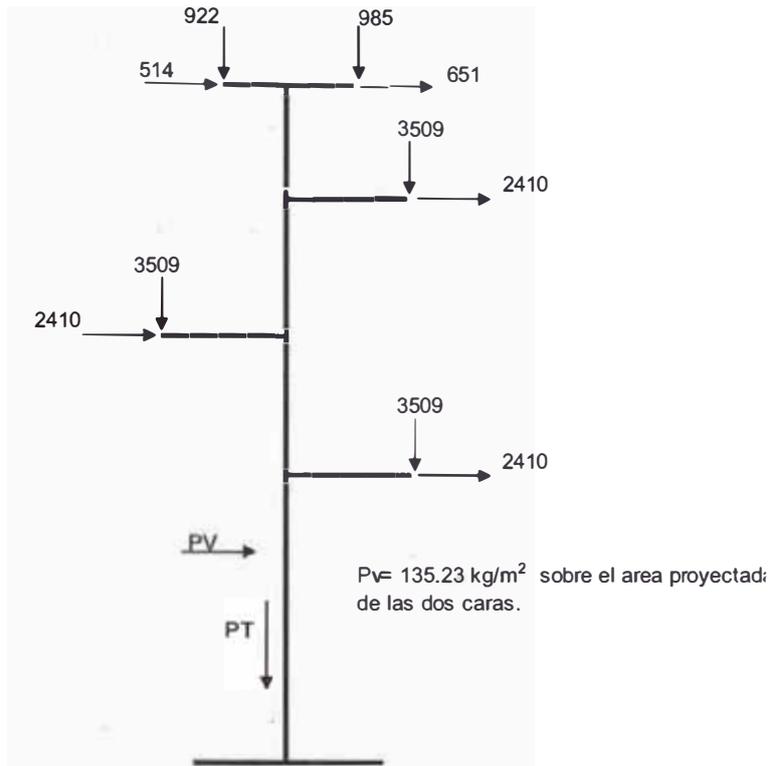
3.3. DIAGRAMAS DE CARGA

El diseñador eléctrico de la línea de transmisión pone a disposición del diseñador estructural las cargas externas de diseño que se transmiten directamente a la torre por medio de la cadena de aisladores.

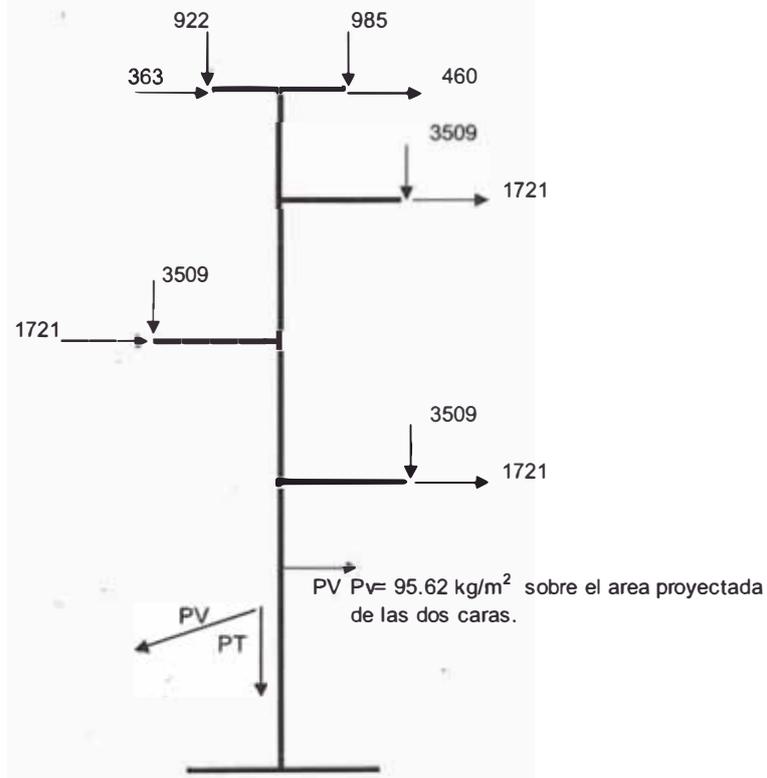
Todos estos datos dependen de diversos factores como la ubicación geográfica proyectada para la torre, altura del terreno, velocidad promedio de viento en la zona, separación entre torres, voltaje que transportará la línea, diámetro y material del cable conductor, además de la posición y función que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

Los diagramas de carga mostrados a continuación pertenecen a una torre del tipo angular y se encuentran mayorados con los factores de carga mostrados en el cuadro 1.1.

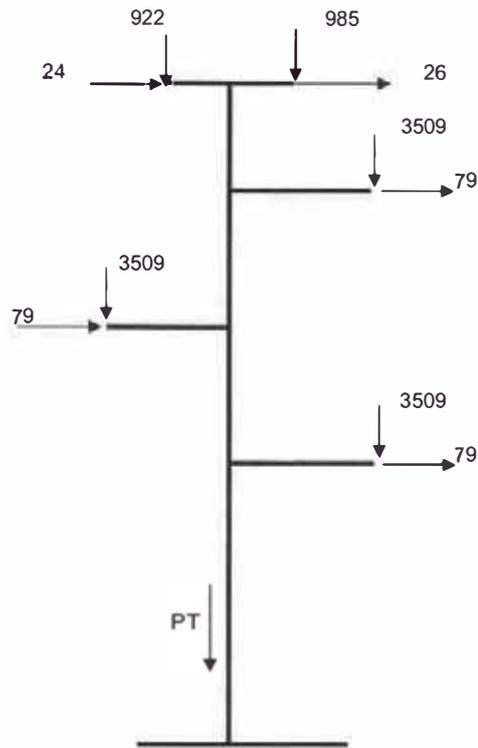
3.3.1. Diagramas de carga con la presión de viento del C.N.E. (Kgf)



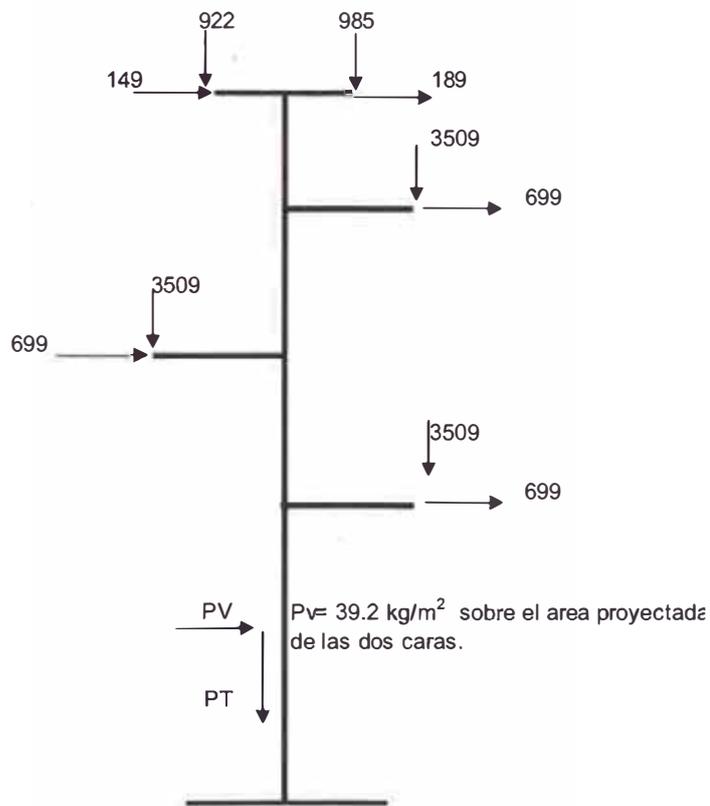
HIPOTESIS NORMAL A : VIENTO TRANSVERSAL



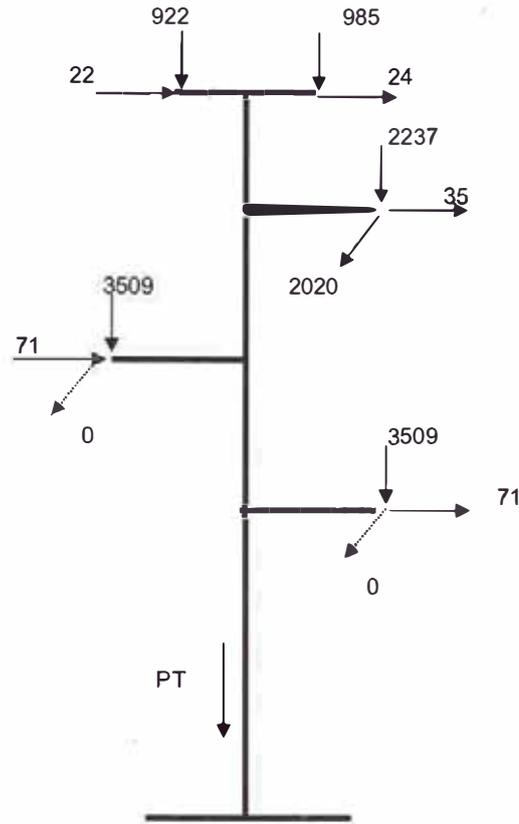
HIPOTESIS NORMAL B : VIENTO TRANSVERSAL A 45°



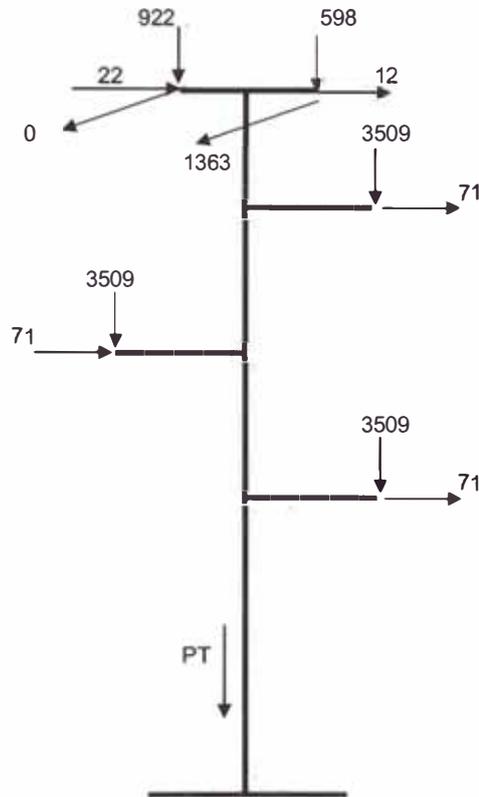
HIPOTESIS NORMAL C : MINIMA TEMPERATURA



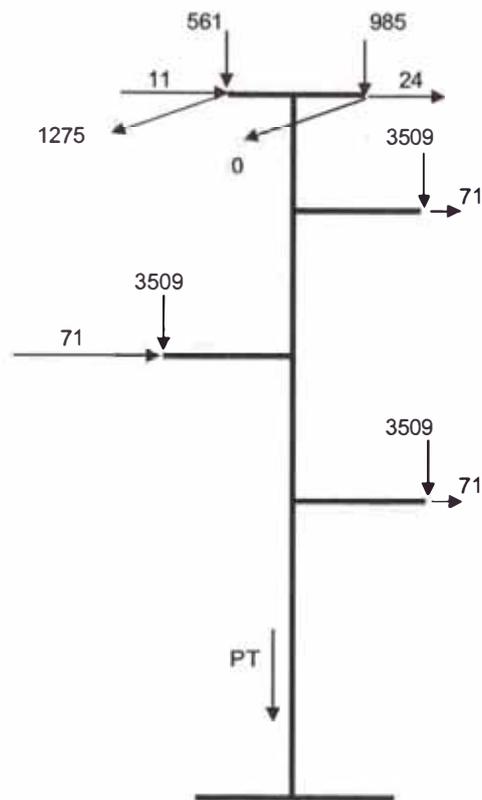
HIPOTESIS NORMAL D : VIENTO REDUCIDO



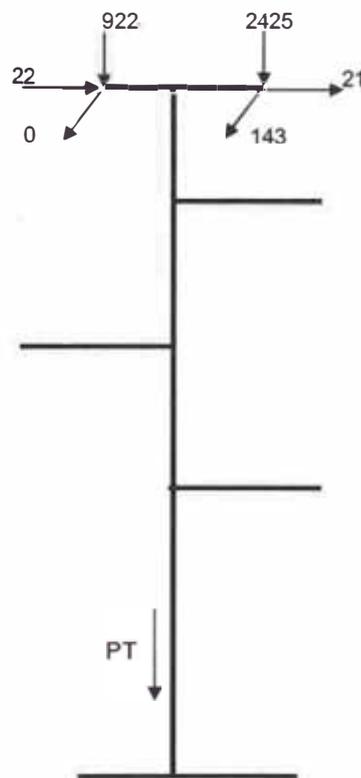
HIPOTESIS ROTURA E, F, G : CONDUCTOR



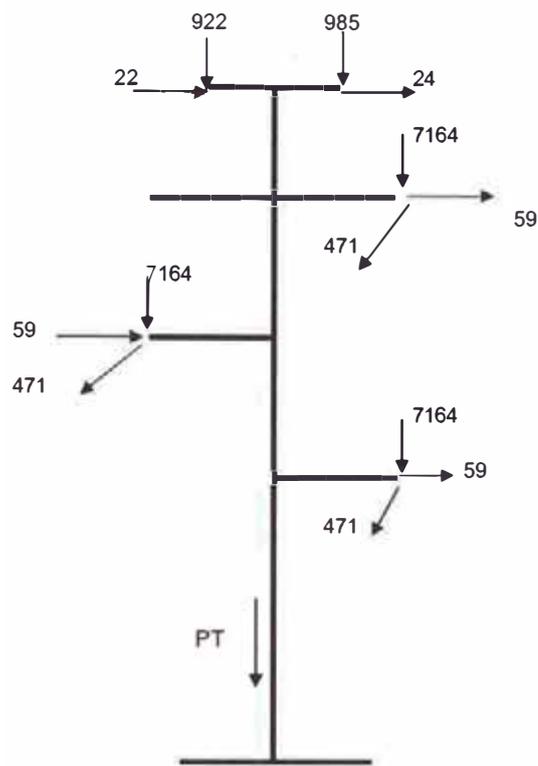
HIPOTESIS ROTURA H : CABLE DE GUARDA OPGW



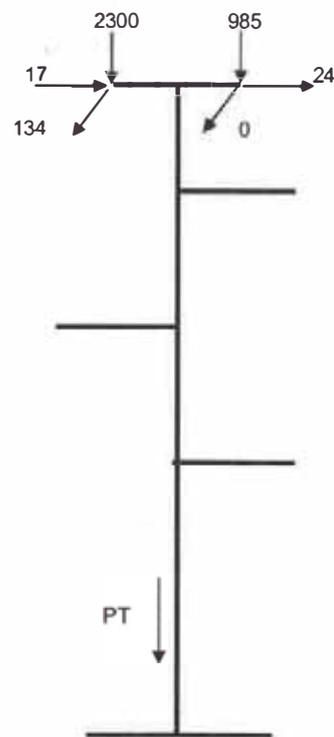
HIPOTESIS ROTURA I : CABLE EHS



HIPOTESIS J : MONTAJE CABLE DE GUARDA OPGW

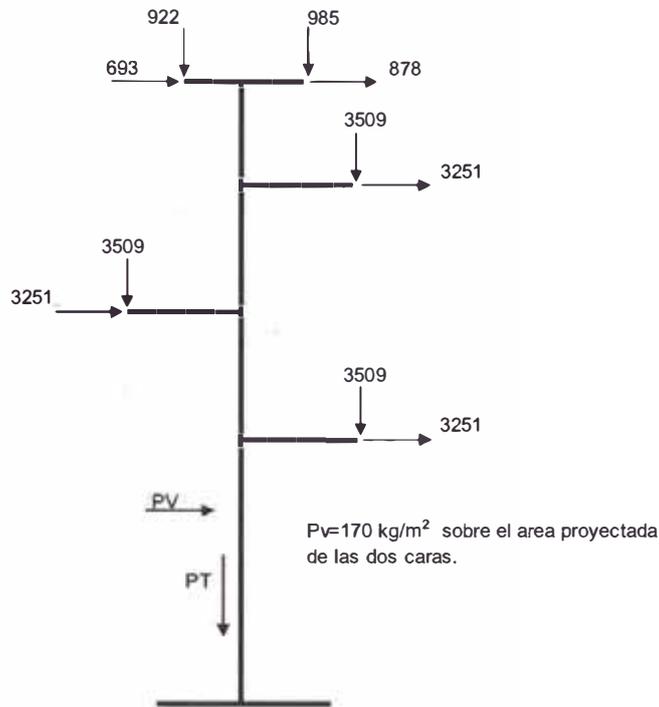


HIPOTESIS K: MONTAJE CONDUCTORES

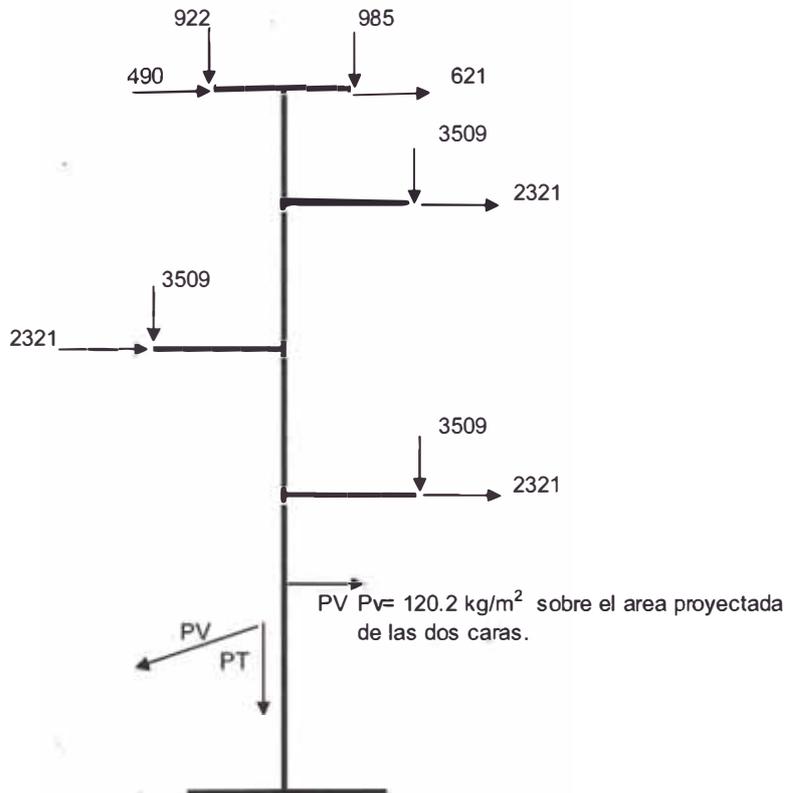


HIPOTESIS L : MONTAJE EHS

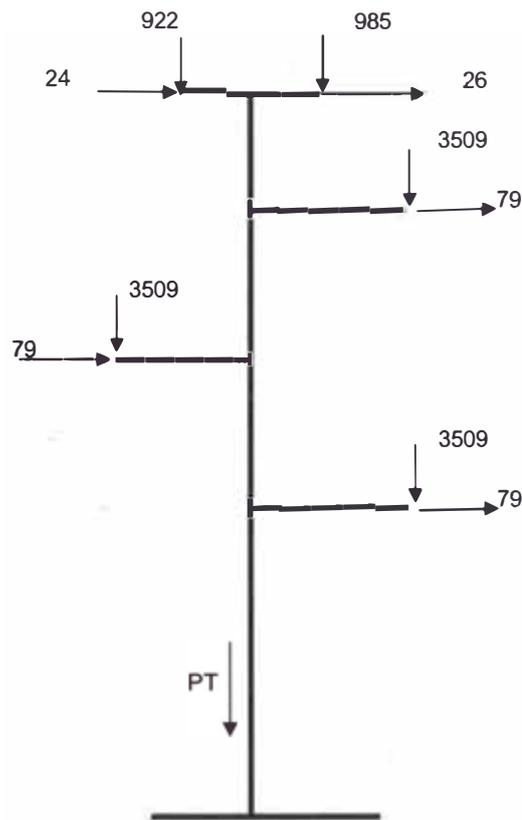
**3.3.2. Diagramas de carga con la presión de viento del código ANSI 222G.
 - Categoría Topográfica 3 (Kgf)**



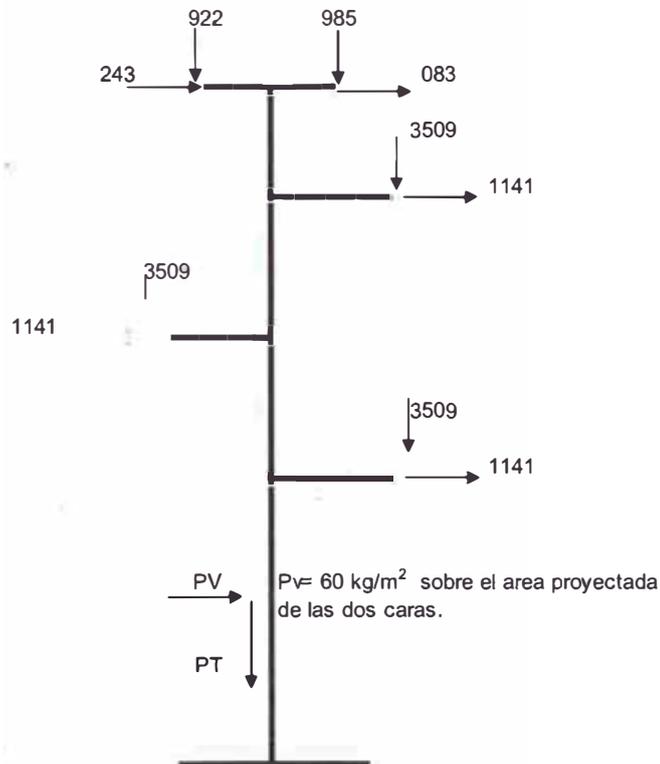
HIPOTESIS NORMAL A : VIENTO TRANSVERSAL



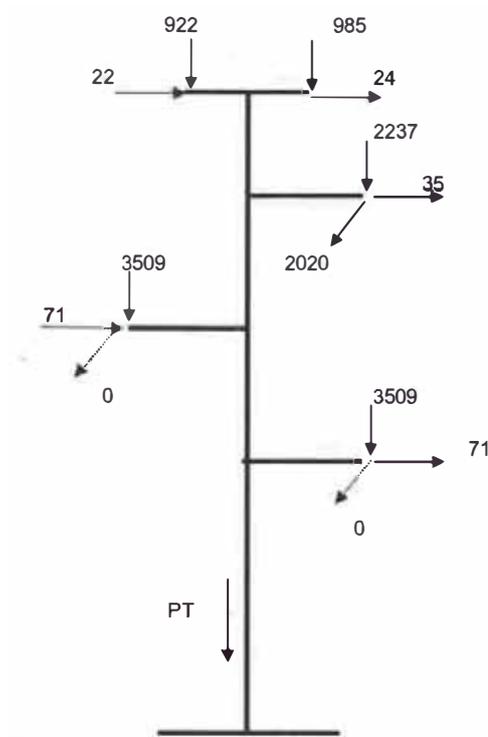
HIPOTESIS NORMAL B : VIENTO TRANSVERSAL A 45°



HIPOTESIS NORMAL C : MINIMA TEMPERATURA

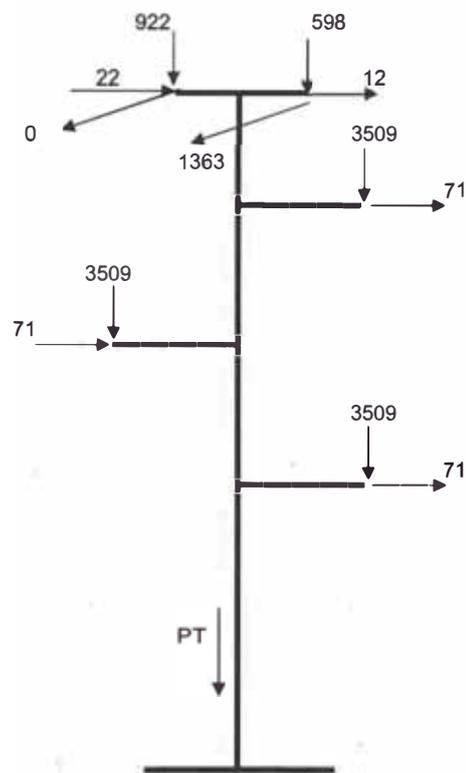


HIPOTESIS NORMAL D : VIENTO REDUCIDO

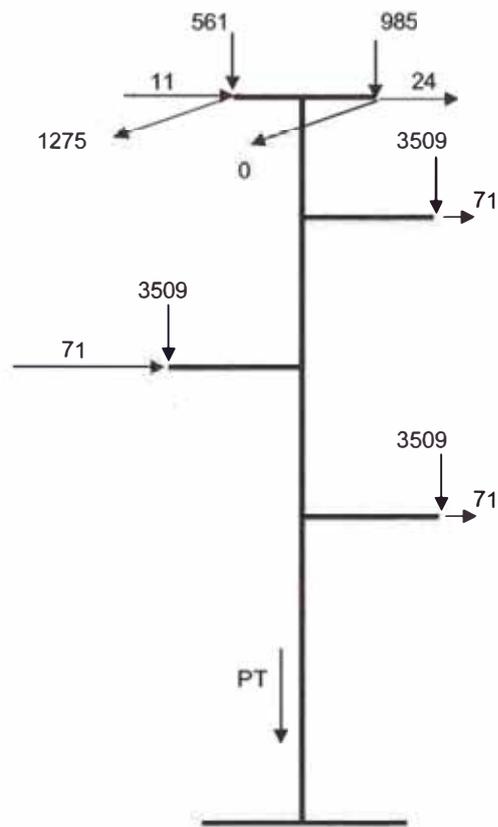


HIPOTESIS ROTURA E, F, G : CONDUCTOR

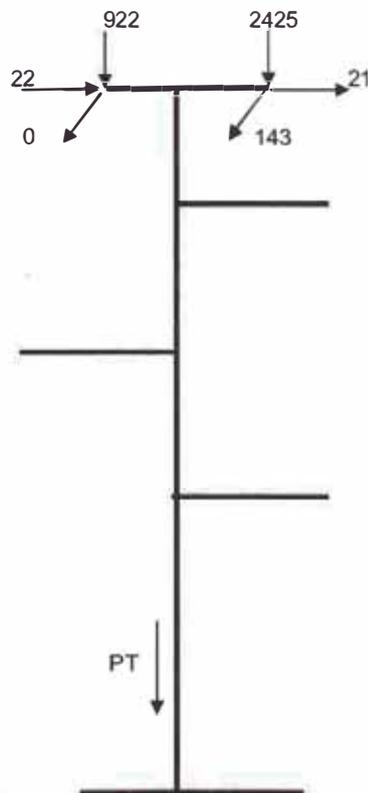
Torre como suspension



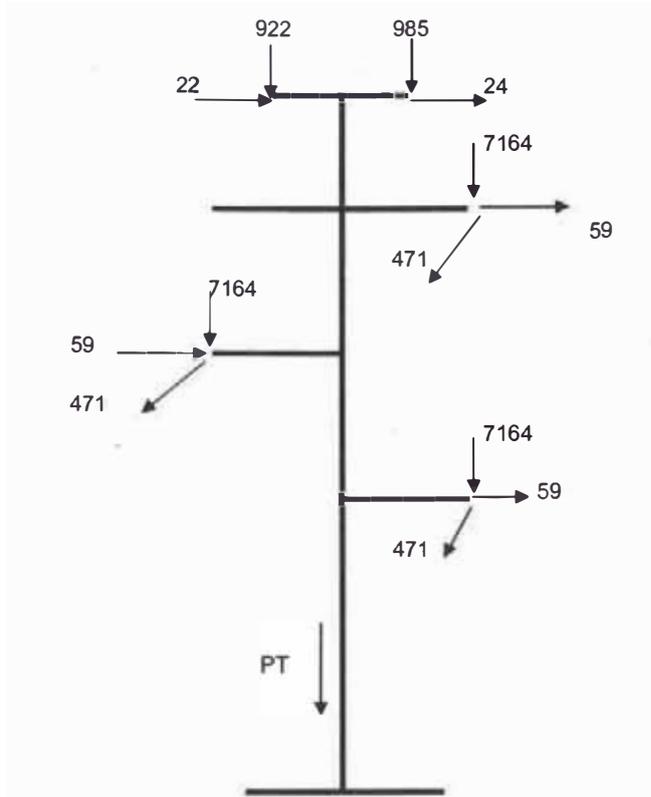
HIPOTESIS ROTURA H : CABLE DE GUARDA OPGW



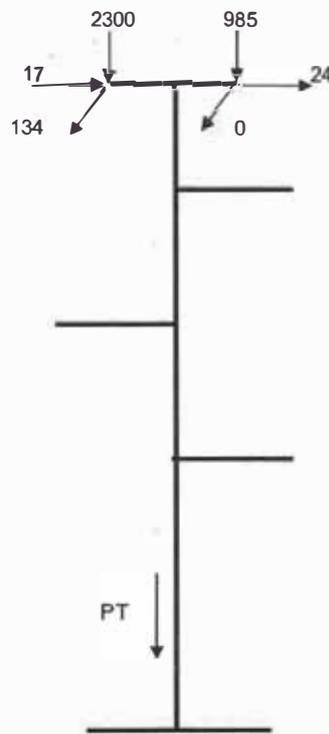
HIPOTESIS ROTURA I : CABLE EHS



HIPOTESIS J : MONTAJE CABLE DE GUARDA OPGW



HIPOTESIS K: MONTAJE CONDUCTORES



HIPOTESIS L : MONTAJE EHS

3.4. CARGAS DEBIDAS AL SISMO

Hay que decir que esta fuerza en comparación con la carga lateral que produce el viento y los propios conductores es demasiado pequeña y prácticamente despreciable, sin embargo se analizara los modos de vibración principales para asegurar un comportamiento adecuado de la torre en caso de un evento sísmico.

Según el CNE sección 25, artículo 250.A.4 menciona lo siguiente: “La capacidad estructural proporcionada para cumplir los requerimientos de carga y resistencia de las Secciones 25 y 26 proporciona la capacidad suficiente para resistir los movimientos de suelo por terremoto”, motivo por el cual no se realizará en este informe un análisis más detallado de los efectos de sismo sobre la torre de transmisión.

CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DE LA GUÍA PARA EL DISEÑO

4.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Tal como se mencionó en el capítulo anterior, se escogió como área de análisis la zona norte de Cajamarca, específicamente la zona de Carhuaquero ubicada en el distrito de Chota debido a que actualmente existen proyectos para implementar una línea de transmisión de 220 Kv en esta zona.

Para la aplicación de la guía y posterior comparación, se optó por tomar como referente la torre de suspensión "SS1" con la longitud de pata más larga, la cual tiene una altura total de 42m, se escogió este tipo de torre debido a que las torres de suspensión pueden representar hasta el 90% del total de torres en un proyecto de transmisión eléctrica.

Uno de los propósitos principales de este capítulo es comparar las fuerzas obtenidas en los perfiles de la torre con la presión de viento calculada mediante la aplicación del método descrito en el C.N.E. versus las fuerzas obtenidas con la presión de viento calculada mediante la aplicación del método descrito en la norma ANSI – TIA – 222 – G para la categoría topográfica 3 (ver 3.2.6).

4.2. CONSIDERACIONES PARA LA APLICACIÓN DE LA GUÍA

- A cada hipótesis de los diagramas de cargas que se indican en el capítulo anterior se le debe agregar peso de la torre (multiplicada por 1.50 para las cargas últimas) y la fuerza de viento en la torre (multiplicada por 2.50 para las cargas últimas), para cumplir con los factores de amplificación del Código Nacional de Electricidad Suministro 2011 (CNE_S).
- Al peso de la torre del Modelo se le adicionará 20% por el peso de pernos y planchas.
- Se utilizarán perfiles de alta resistencia ASTM A 572 Grado 50.

- Para el cálculo de la fuerza de viento sobre los elementos estructurales se considerará un área neta de 20% del área total proyectada de la cara.
- Para asignar las fuerzas de viento se considerarán los nudos de las montantes en ambas caras.

4.3. MODELO ESTRUCTURAL

El modelo desarrollado en SAP2000 adoptado para el análisis estructural es un enrejado espacial tipo truss, compuesto por elementos bi-rotulados, por lo que se consideran solamente los esfuerzos axiales en el dimensionamiento estructural.

Los apoyos se consideran como fijos y libres de momento.

Las cargas de los conductores se consideran cargas puntuales sobre el nudo correspondiente.

Las cargas de viento se consideran como cargas puntuales sobre distintos nudos de la estructura.

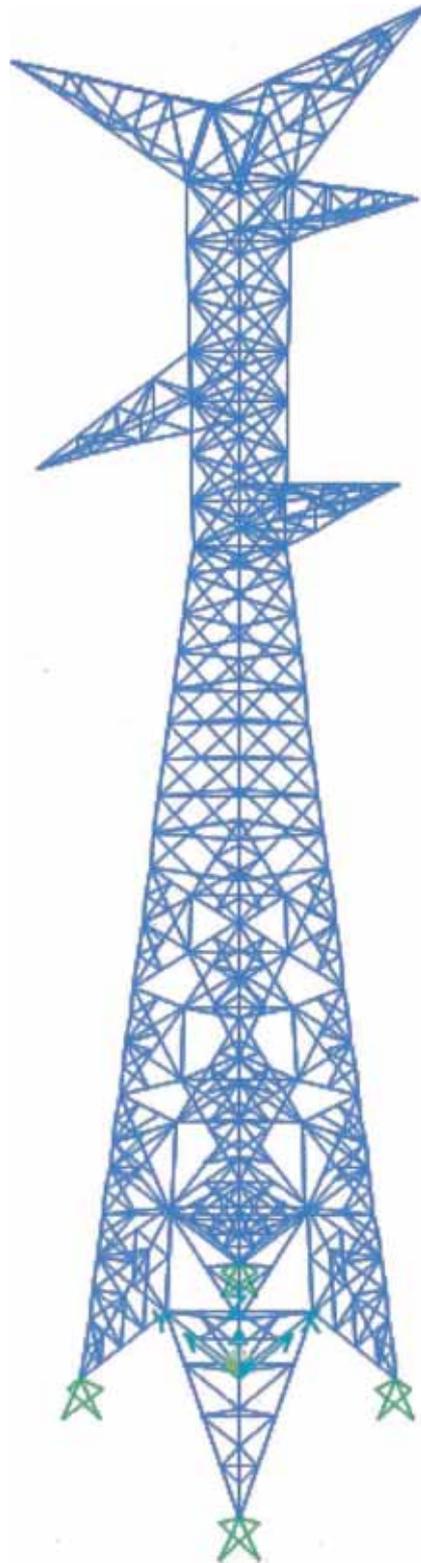


Figura 4.1 Modelo estructural de la torre SS1 en SAP2000.

4.4. CARGAS DE VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA

Para la aplicación de las cargas de viento sobre la estructura se dividió la torre en tramos y se calculó las áreas respectivas tal como se muestra a continuación:

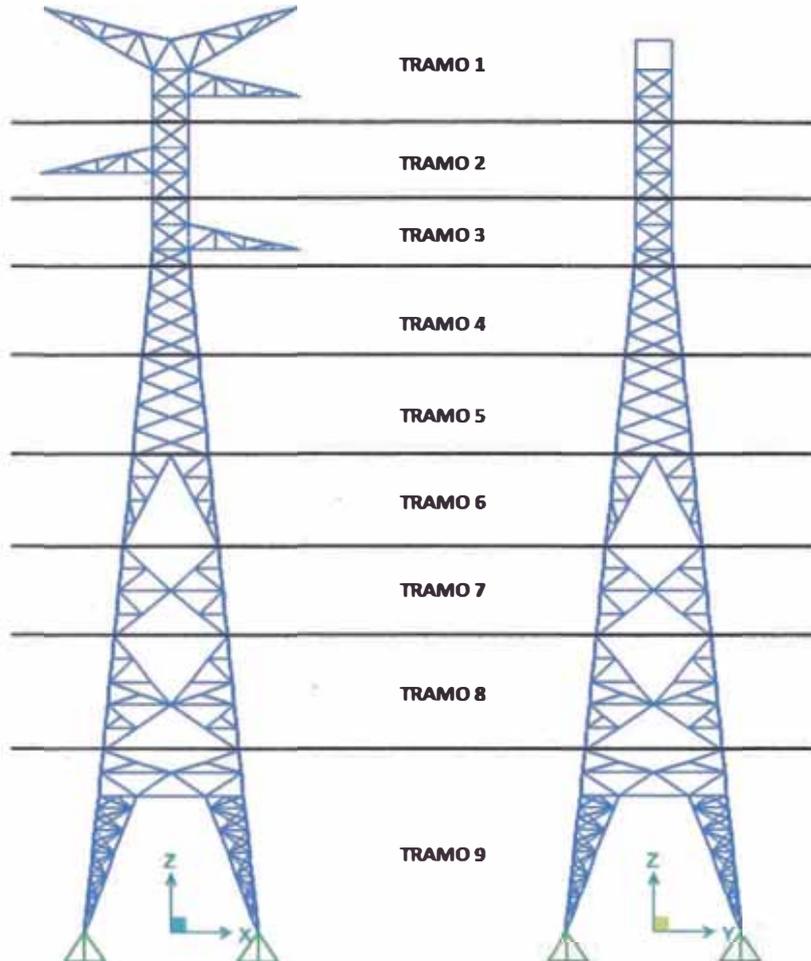


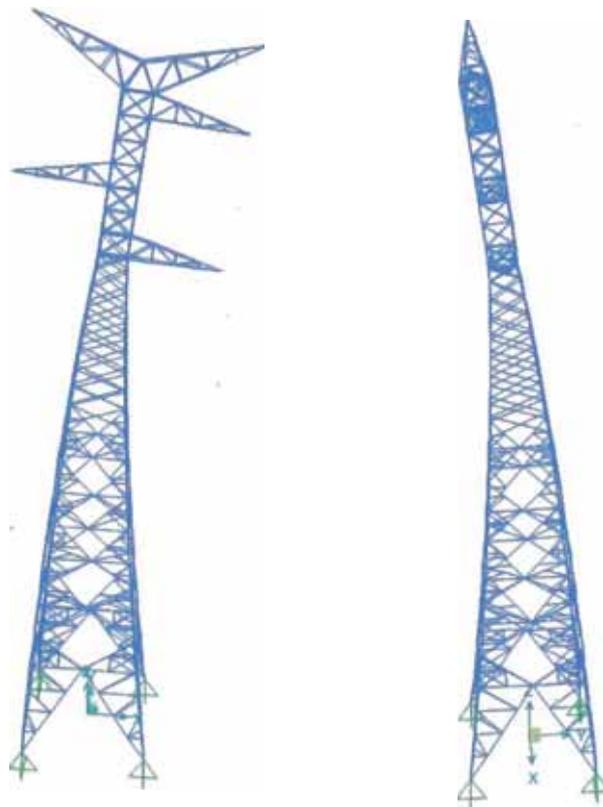
Figura 4.2 Tramos de la torre en análisis.

	Área Bruta Proyectada	Área Neta Proyectada
TRAMO 1	15.5 m ²	3.1 m ²
TRAMO 2	8 m ²	1.6 m ²
TRAMO 3	7.5 m ²	1.5 m ²
TRAMO 4	8.5 m ²	1.7 m ²
TRAMO 5	12.5 m ²	2.5 m ²
TRAMO 6	15 m ²	3 m ²
TRAMO 7	18 m ²	3.6 m ²

TRAMO 8	27 m ²	5.4 m ²
TRAMO 9	54 m ²	10.8 m ²

Una vez calculadas las áreas netas proyectadas, se multiplican por las presiones de viento obtenidas en la sección 3.2.6 del presente informe, y finalmente la fuerza de viento obtenida para cada tramo es dividida entre el número de nodos en los cuales se aplicara la fuerza obtenida (la fuerza debe ser aplicada preferentemente en nodos de las montantes).

4.5. PERIODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA



Modo 1 – T = 0.7 s.

Modo 2 – T = 0.69 s.

Figura 4.3 Periodos fundamentales de vibración.

Como se observa en la figura anterior, los periodos fundamentales pertenecen a los modos 1 (0.704 s.) y 2 (0.698 s.), además debido a la simetría tanto en peso como en geometría de la torre, ambos periodos resultan muy parecidos, con ello aseguramos un comportamiento adecuado de la estructura ante un evento sísmico.

4.6. VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LA TORRE DE TRANSMISIÓN “SS1”

Para la verificación del diseño se utilizará una herramienta de MS Excel desarrollada con los criterios de diseño descritos en el capítulo 2 del presente informe.

4.6.1. Verificación estructural de elementos con el C.N.E.

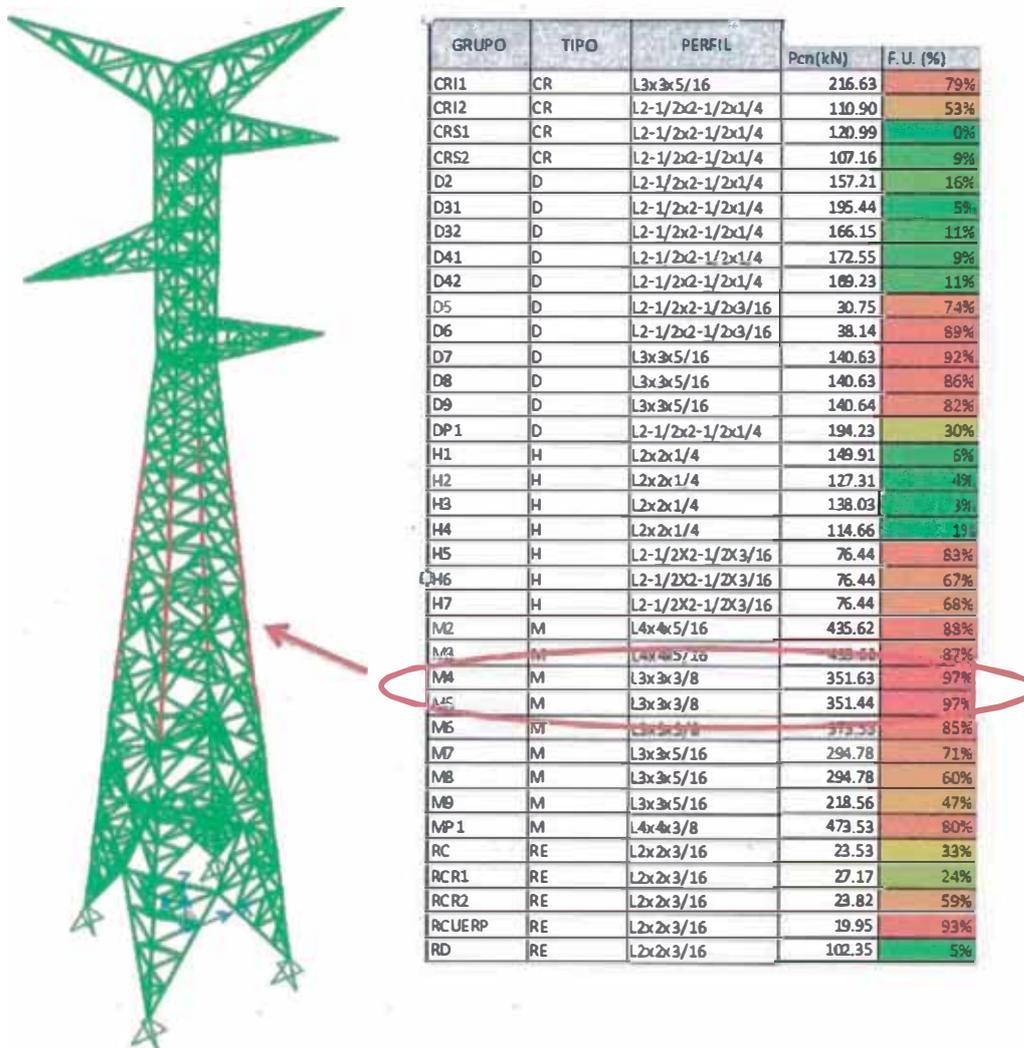


Figura 4.4 Elementos más solicitados debido a las cargas de viento del CNE.

El cálculo completo de los elementos de la torre se encuentra en el Anexo 2.

4.6.2. Verificación estructural de elementos con la normativa ASCE 10-97 (Categoría topográfica 3)

A modo de comparación, se verificaron los perfiles obtenidos en el ítem anterior, con el fin de obtener los elementos que se encuentren sobre esforzados.

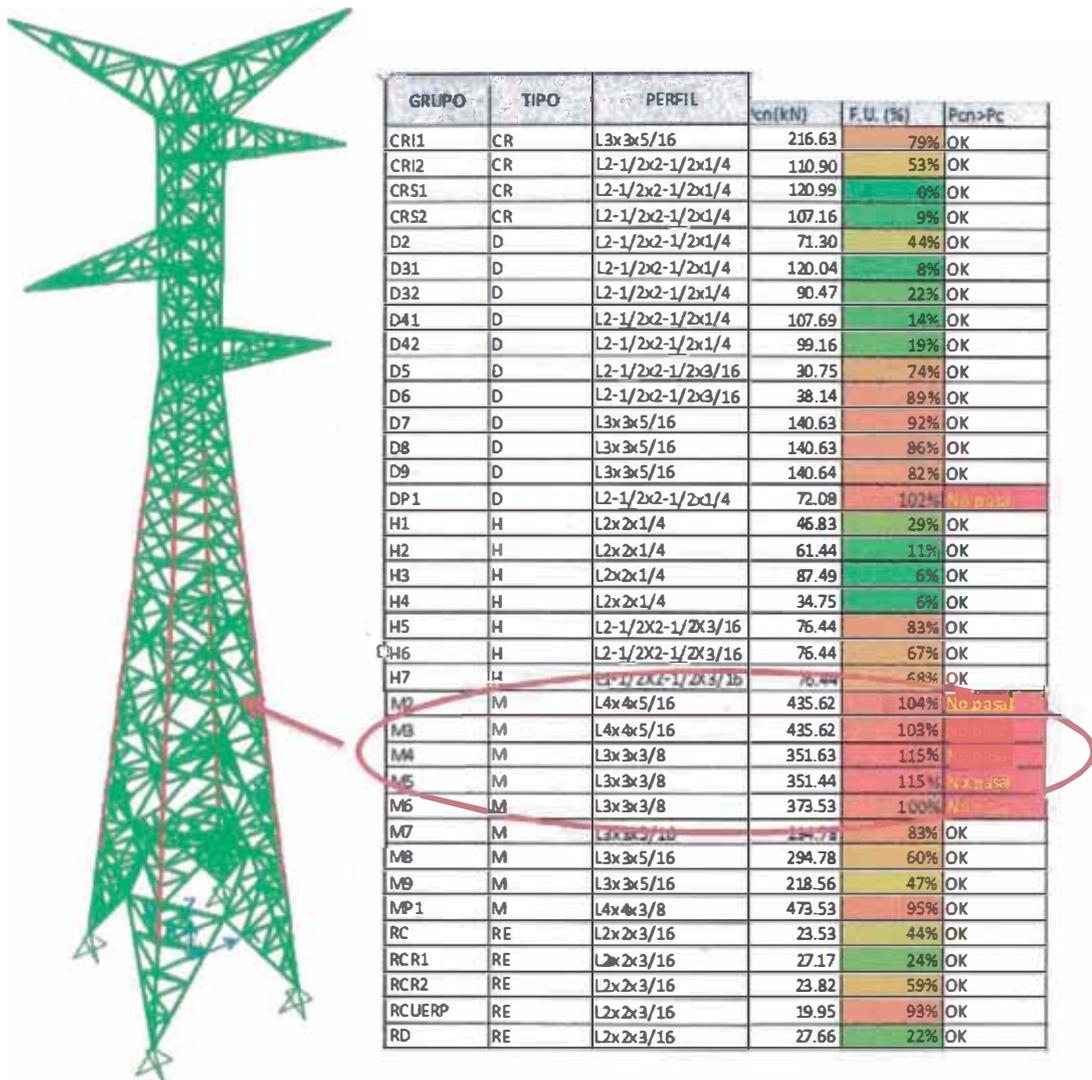


Figura 4.5 Elementos sobre esforzados debido a las cargas de viento del ANSI – TIA – 222 – G.

El cálculo completo de los elementos de la torre se encuentra en el Anexo 3.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- Debido a su gran altura y relativamente poco peso, el diseño de torres está determinado por las cargas de viento. La carga de sismo muchas veces se considera despreciable para este tipo de análisis.
- El cálculo de la presión de viento utilizando la norma peruana (C.N.E.) es muy simplificado (es constante en toda la altura de la torre) en comparación a la norma ANSI – TIA – 222 – G (es variable según la altura de la torre), resultando esta última desfavorable si utilizamos la categoría topográfica 3.
- El diseño de los elementos estructurales esta comandado en su mayoría por fuerzas de compresión, por lo cual es importante otorgar un adecuado arriostramiento a los elementos principales con elementos redundantes evitando de esta manera una esbeltez fuera de los rangos permitidos.
- Los elementos montantes principales se encuentran sobre esforzados ante una presión de viento calculada con el código ANSI – TIA – 222 – G (categoría topográfica 3), esto hace pensar que este pueda ser el motivo por el cual se han presentado en nuestro país casos de torres de transmisión colapsadas por vientos.
- En el Perú no existe una normativa específica para el cálculo de elementos estructurales de torres de transmisión, debiendo el diseñador recurrir a la normativa extranjera ASCE 10-97, la cual es aceptada internacionalmente para el diseño de torres de transmisión.
- La categoría topográfica es un factor de vital importancia en el cálculo de la presión de viento con el código ANSI – TIA – 222 – G, pues una

pequeña variación de la altura de sobre la cual se encuentra la torre, genera una gran variación en la presión de viento que esta va a soportar.

5.2. RECOMENDACIONES

- Las conexiones entre elementos montantes no deben hacerse en un nudo, pues a este llegan elementos diagonales, horizontales y redundantes dificultando la conexión entre montantes, por lo cual esta debe hacerse en un punto intermedio entre nodos.
- El uso de programas de análisis y diseño como SAP 2000, reduce enormemente el tiempo de diseño debido a la sistematización de los cálculos tediosos y repetitivos, sin embargo es necesario que el diseñador conozca claramente las consideraciones al momento de realizar el modelo matemático, pues un error de concepto o de configuración al momento de idealizar la estructura puede generar errores graves durante el análisis y por consiguiente un mal diseño de esta misma.
- El diseño debe dar una distribución y configuración de los elementos de la estructura de manera sencilla para facilitar la producción y sobre todo el montaje de la obra.
- Para evitar la pérdida de sección y asegurar que los perfiles metálicos trabajen a la capacidad con la que fueron diseñados, es recomendable proteger a todas las piezas metálicas de la corrosión mediante galvanizado por inmersión en caliente lo cual además disminuye los costos de mantenimiento de las torres.
- La sección 250C del C.N.E. permite utilizar valores de diseño de la presión de viento diferentes a los estipulados en dicha norma, siempre y cuando se disponga del sustento técnico de un estudio de ingeniería reconocido por los años de experiencia suficientes para garantizar la vida de la instalación dentro de los estándares internacionales. Así mismo, se podrá utilizar valores diferentes a los indicados en este Código siempre y

cuando la experiencia dentro de lo práctico posible haya demostrado suficiencia en lo que se haya venido utilizando, pero –en todo caso– siempre deberá tenerse presente la posibilidad de los cambios climatológicos que se viene suscitando.

- Como recomendación final, según el análisis realizado en el presente informe, el factor de categoría topográfica debería incluirse de manera obligatoria en el CNE para no subestimar la presión de viento sobre la estructura en las categorías topográficas superiores a 1.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Society of Civil Engineers, “ASCE 7-10 *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*”. Virginia 2010.
2. American Society of Civil Engineers, “ASCE 10-97 *Design Of Latticed Steel Transmission Structures*”. Virginia 2000.
3. Hernández, A.N, “*Diseño de torres de transmisión eléctrica*”. Tesis para optar el Título profesional. Instituto Politécnico Nacional – Escuela superior de ingeniería y arquitectura. México DF, 2005.
4. Ministerio De Energía y Minas, “*Código Nacional De Electricidad (Suministro 2011)*”. Lima, 2011.
5. Ministerio De Energía y Minas, “*Manual De Interpretación Del Código Nacional De Electricidad – Suministro 2011*”, Lima 2011.
6. Satish Kumar, and Santha Kumar, “Design of Steel structures”. Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Madras, (Web Course), Chennai – 600036, 2005.
7. Telecommunications Industry Association, “ANSI – TIA – 222 – G *Structural standard for antenna supporting structures and antenna*”. Arlington 2006.