



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

**PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN
INGENIERIA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“COMPARACIÓN DEL DISEÑO PROBABILISTA DE
TORRES DE TRANSMISIÓN, CON SU DISEÑO CON BASE
EN SEGURIDAD”**

TESIS

**PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS**

**P R E S E N T A :
JESÚS SAID GARCÍA ROJAS**

**TUTOR:
PROF. NEFTALÍ RODRÍGUEZ CUEVAS**



2006

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Luís Esteva Maraboto

Secretario: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

Vocal: **Ing. Nefthalí Rodríguez Cuevas**

1^{er.} Suplente: Dr. Oscar López Bátiz

2^{do.} Suplente: M. I. Octavio García Domínguez

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Instituto de Ingeniería

TUTOR DE TESIS:

Ing. Nefthalí Rodríguez Cuevas

FIRMA

DEDICATORIA.

A mis padres Ramón y Flor, pues con su apoyo y dedicación hicieron posible que alcanzara una de las metas mas importantes de mi vida

A Vanessa por su amor, apoyo y la confianza que me brindo, cuando decidí venir a realizar los estudios de maestría y por que siempre estuvo ahí, en mis buenos y malos momentos.

A mis hermanos Omar, Oscar y Flor, por estar siempre a mi lado y compartir conmigo mis logros y fracasos.

A mis tíos Arturo y Sofía, que con su apoyo y cariño, me hicieron sentir como si estuviera en mi casa.

A mis primos Sixto y Arturo, por su apoyo moral y hacerme sentir como uno mas de sus hermanos.

AGRADECIMIENTOS.

A la División de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería y el Instituto de Ingeniería la Universidad Nacional Autónoma de México, por permitirme escalar un peldaño más hacia mis metas.

Al Ing. Neftalí Rodríguez Cuevas por su apoyo y experiencia en la dirección de esta tesis.

A mis maestros de la maestría por compartir sus conocimientos

A mis compañeros y amigos, que siempre estuvieron a mi lado y me apoyaron con conocimientos y amistad.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por el apoyo económico que me brindo durante mi estancia en México.

Índice	Página
Lista de variables.....	I
Resumen.....	II
Introducción.....	III
Objetivos.....	IX
I. Antecedentes.....	1
II. Revisión del efecto de tormentas severas en líneas de transmisión.....	2
III. Efecto sísmico en las torres de transmisión.....	4
IV. Flechas y tensiones en los cables.....	7
4.1. Claros para Diseño.....	7
4.1.1. Claro para cálculo por viento.....	7
4.1.2. Claro que se usa para evaluar el peso.....	7
4.2. Flecha y tensión.....	8
V. Métodos de diseño.....	9
5.1. Diseño con base en seguridad de torres de transmisión.....	9
5.2. Diseño con base probabilista de torres de transmisión.....	10
5.3. Diferencias fundamentales de las bases de diseño.....	15
VI. Consideraciones sobre el diseño ante la acción del viento en ambos métodos.....	17
6.1. Consideraciones en el método con base probabilista.....	17
6.1.1. Vida de servicio y seguridad.....	17
6.1.2. Clasificación de la rehabilitación requerida.....	17
6.1.3. Clasificación de la calidad.....	18
6.1.4. Factores de seguridad.....	19
6.1.5. Parámetros meteorológicos.....	21
6.1.5.1. velocidad básica del viento.....	21
6.1.5.2. Factores de dirección del viento.....	21
6.1.5.3. Factor de rugosidad del terreno.....	22
6.1.5.4. velocidad de referencia en el sitio.....	22
6.1.6. Variación de la velocidad del viento con la altura.....	23
6.1.7. Área expuesta.....	24
6.1.7.1. Cálculo del área expuesta.....	24
6.1.7.2. Coeficientes de arrastre.....	27
6.1.8. Área expuesta en cables.....	32
6.1.9. Respuesta estructural al viento.....	32
6.1.10. Carga por viento.....	33
6.1.11. Factor de ráfaga básico.....	34
6.1.12. Carga en los cables.....	36
6.1.13. Cálculo de las fuerzas en los miembros de la torre.....	37
6.1.14. Esfuerzo en los miembros de la torre.....	37
6.1.14.1. Cálculo de la esbeltez efectiva.....	38
6.1.14.2. Cálculo del esfuerzo de diseño para miembros en compresión.....	41
6.1.14.3. Factor de reducción.....	41
6.1.14.4. cálculo del esfuerzo de referencia.....	43
6.2. Consideraciones establecidas por el método con base de seguridad.....	44
6.2.1. Determinación de la velocidad de diseño.....	44
6.2.2. Velocidad regional.....	44
6.2.3. velocidad básica.....	44
6.2.4. Variación de la velocidad del viento con la altura.....	46
6.2.5. Presiones sobre la torre y los cables.....	47
6.2.6. Diseño de miembros. Revisión de sus resistencias.....	48
6.2.7. Cálculo de la resistencia de los elementos estructurales.....	49
6.2.7.1. Relación ancho / espesor.....	49
6.2.7.2. Cálculo de la resistencia a compresión.....	49
6.3. Acciones sobre la estructura de torres de transmisión.....	50
6.3.1. Consideraciones adicionales.....	51
6.3.2. Combinaciones de carga.....	51

VII. Selección de torres tipo para el análisis y diseño.....	52
7.1. Torre 53T90.....	52
7.2. Torre 48T90.....	52
7.3. Torre 43T90.....	52
VIII. Aplicación de ambas filosofías de diseño.....	53
8.1. Cálculo de la flecha y tensión.....	53
8.1.1. Claro para cálculo por viento.....	53
8.1.2. Claro que se usa para evaluar el peso.....	53
8.1.3. Flecha y tensión.....	53
8.2. Método con base probabilista.....	56
8.2.1. Torre 53T90.....	56
8.2.1.1. Detalles del sitio y de la torre.....	56
8.2.1.2. Vida de servicio.....	57
8.2.1.3. Requerimientos de desempeño y factores de seguridad.....	57
8.2.1.4. Parámetros meteorológicos.....	57
8.2.1.5. Variación del viento con la altura.....	58
8.2.1.6. Área expuesta.....	58
8.2.1.7. Respuesta estructural al viento.....	59
8.2.1.8. Fuerzas en los elementos.....	62
8.2.1.9. Área expuesta de cables.....	62
8.2.1.10. Carga en los cables.....	62
8.2.1.11. Cálculo de los esfuerzos de diseño.....	63
8.2.2. Torre 48T90.....	65
8.2.2.1. Detalles del sitio y de la torre.....	65
8.2.2.2. Vida de servicio.....	66
8.2.2.3. Requerimientos de desempeño y factores de seguridad.....	66
8.2.2.4. Parámetros meteorológicos.....	66
8.2.2.5. Variación del viento con la altura.....	67
8.2.2.6. Área expuesta.....	67
8.2.2.7. Respuesta estructural al viento.....	68
8.2.2.8. Fuerzas en los elementos.....	71
8.2.2.9. Área expuesta de cables.....	71
8.2.2.10. Carga en los cables.....	71
8.2.2.11. Cálculo de los esfuerzos de diseño.....	72
8.2.3. Torre 43T90.....	73
8.2.3.1. Detalles del sitio y de la torre.....	73
8.2.3.2. Vida de servicio.....	74
8.2.3.3. Requerimientos de desempeño y factores de seguridad.....	74
8.2.3.4. Parámetros meteorológicos.....	74
8.2.3.5. Variación del viento con la altura.....	75
8.2.3.6. Área expuesta.....	75
8.2.3.7. Respuesta estructural al viento.....	76
8.2.3.8. Fuerzas en los elementos.....	78
8.2.3.9. Área expuesta de cables.....	79
8.2.3.10. Carga en los cables.....	79
8.2.3.11. Cálculo de los esfuerzos de diseño.....	79
8.3. Método con base en seguridad.....	81
8.3.1. Torre 53T90.....	81
8.3.1.1. Detalles del sitio y de la torre.....	81
8.3.1.2. Parámetros meteorológicos.....	82
8.3.1.3. Variación del viento con la altura.....	82
8.3.1.4. Área expuesta, factor de solidez y coeficiente de arrastre.....	83
8.3.1.5. Presiones sobre la torre y los cables.....	83
8.3.1.6. Cálculo de los esfuerzos de diseño.....	84
8.3.2. Torre 48T90.....	86
8.3.2.1. Detalles del sitio y de la torre.....	86
8.3.2.2. Parámetros meteorológicos.....	87
8.3.2.3. Variación del viento con la altura.....	87
8.3.2.4. Área expuesta, factor de solidez y coeficiente de arrastre.....	88
8.3.2.5. Presiones sobre la torre y los cables.....	88
8.3.2.6. Cálculo de los esfuerzos de diseño.....	89
8.3.3. Torre 43T90.....	91

8.3.3.1. Detalles del sitio y de la torre.....	91
8.3.3.2. Parámetros meteorológicos.....	92
8.3.3.3. Variación del viento con la altura.....	92
8.3.3.4. Área expuesta, factor de solidez y coeficiente de arrastre.....	93
8.3.3.5. Presiones sobre la torre y los cables.....	93
8.3.3.6. Cálculo de los esfuerzos de diseño.....	94
IX. Estabilidad de torres.....	96
9.1. Rigidez de la cimentación.....	97
X. Comparación de resultados.....	105
XI. Comentarios finales.....	111
Apéndice A.....	112
Apéndice B.....	122
Bibliografía.....	130

Resumen

Se comparan dos métodos de diseño para torres de transmisión, con distinta filosofías; uno es el método con base probabilista y el otro es el método con base en seguridad. Se muestra el procedimiento de cálculo de las fuerzas de viento en ambos métodos, para lo cual se seleccionaron tres torres, (1) una de 52.53 m, (2) una de 47.53 m y (3) una de 42.62 m de altura; todas soportan 3 líneas de cables; estas torres de transmisión se localizan en la vecindad del lago "Nabor Carrillo", con condiciones de suelo deformable.

Se muestra que el método probabilista, utiliza incertidumbres y riesgo en el diseño, se obtiene resultados similares a los que se obtienen con el método con base en seguridad.

Se presenta un estudio de la interacción suelo-subestructura-estructura, para determinar la existencia de estabilidad general en la torre. Se presenta un método con base probabilista para el diseño de cimentaciones. Con el estudio de interacción suelo-subestructura-estructura, se demuestra que el diseño de cimentaciones para torres de transmisión eléctrica, en suelos de baja capacidad, no queda definido por su capacidad, si no por el control de desplazamientos en la torre.

Como paso final, se pone en evidencia los posibles factores que pueden conducir a una falla prematura en la estructura de transmisión. Como principal ejemplo, se analiza una conexión en una columna del primer panel, donde se presume que es posible exista una falla prematura.

Introducción

El propósito primario del diseño estructural es asegurar que el sistema estructural se comporte satisfactoriamente dentro de un período de tiempo especificado. Sin embargo, las dificultades económicas a menudo hacen imposible de evitar funcionamiento adverso (derrumbamiento, deformación excesiva, etc.) la cual ocurrirá bajo todas las circunstancias posibles. Enfrentar el diseño ante conflictos potenciales de comportamiento adverso y economía, este solo puede estar satisfecho con el establecimiento de un nivel de confianza aceptable en su diseño. Esta posición responde a las preguntas referentes a la determinación y cuantificación del nivel de confianza que se considera aceptable, en un diseño específico.

Para cuantificar el nivel de confianza, se deben considerar varios factores de fondo, los cuales pueden tener un impacto en el funcionamiento del sistema. Los factores de fondo incluyen variaciones en las cargas y los esfuerzos en los materiales, las inexactitudes en ecuaciones de diseño, los errores que se presentan de la construcción mal supervisada, los cambios posibles en la función de la estructura del diseño original, las cargas desconocidas, y las condiciones imprevistas insitu.

La estructura debería satisfacer requerimientos que pueden hacer referencia a la seguridad frente al colapso, a las limitaciones en el daño de ciertos elementos, a excesivas deformaciones que puedan dar sensación de inseguridad, etc. Cada uno de estos condicionantes se denomina estado límite, y la superación o violación de un determinado estado límite, supone que se alcance una situación indeseable para la estructura

Desde el punto de vista práctico, esta claro que el porcentaje de estructuras que colapsan, o requieren reparaciones importantes, es muy pequeño. Así se puede afirmar con seguridad que la superación de los estados límites más serios conducen a una tasa de ocurrencia muy pequeña.

En síntesis, durante la vida útil de una estructura, los requisitos mínimos a los que debe dar respuesta una estructura son: resistencia mecánica y estabilidad, seguridad en caso de accidente y seguridad de uso. El estudio de la confiabilidad estructural trata de calcular y predecir la probabilidad de que se produzca la superación de alguno de los estados límites, para los cuales fue diseñada la estructura.

Existen diferentes maneras de medir la confiabilidad estructural, desde los métodos clásicos basados en coeficientes de seguridad, que son medidas deterministas que tienen en cuenta la aleatoriedad de las variables de forma implícita, hasta los más modernos, basados en probabilidad, que consideren de manera explícita la incertidumbre de las variables aleatorias, mediante su función de densidad.

Método Determinista

La seguridad de diseño de una estructura se puede evaluar en función de la resistencia esperada de un elemento estructural, o de algún otro componente, expresada como esfuerzo límite de tensión, compresión, el cual se divide entre un factor de seguridad, y se obtiene un esfuerzo permisible; así el esfuerzo inducido por la carga de servicio o combinación de cargas de servicio, debe ser igual o menor que el valor permisible.

Factor de Seguridad global

Existen maneras mediante las cuales se puede aplicar el factor de seguridad, según sea el parámetro (resistencias, sobrecargas, dimensiones, ...) que se considere más significativo y/o más susceptible a las variaciones.

Sea $(X_1; X_2; \dots; X_n)$ el conjunto de variables de diseño que pertenecen a un espacio n -dimensional. Este puede ser dividido en dos regiones respecto a un estado límite (figura 1.1): la región segura, en la que se satisfacen las variables de diseño, y la región de falla, en la que se deja de cumplir la función objetivo seleccionada en el diseño.

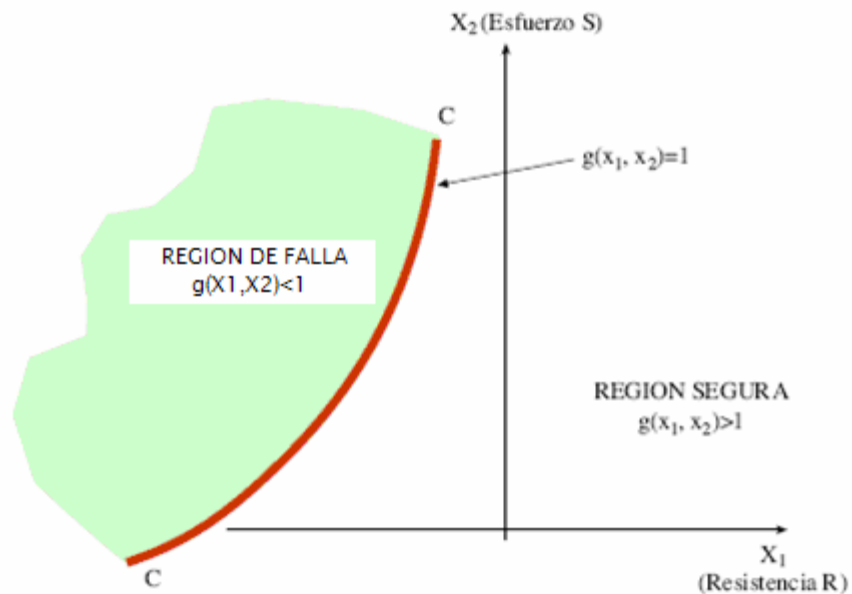


Figura 1.1. Ilustración de la región segura y la región de falla

Resulta ideal conocer exactamente las sollicitaciones (S) a las cuales se verá sometida la estructura y qué respuesta (R) es capaz de dar, según la geometría y resistencia de los materiales empleados en su construcción. En condiciones ideales, la cuantificación de la seguridad resultaría tan simple como el cálculo del factor de seguridad:

$$\text{Seguridad} = \frac{R}{S} \quad (1)$$

El método determinista que emplea al coeficiente de seguridad global, considera las variables $(X_1; X_2; \dots; X_n)$ como deterministas e iguales a sus valores representativos principales (valores nominales) y añade un margen de seguridad de la siguiente manera:

$$\frac{R}{S} - F > 0 \quad (2)$$

Donde F es el coeficiente de seguridad ($F > 1$)

En la figura 1.2 se puede observar como el empleo del coeficiente de seguridad F para el diseño, implica un aumento de la región segura.

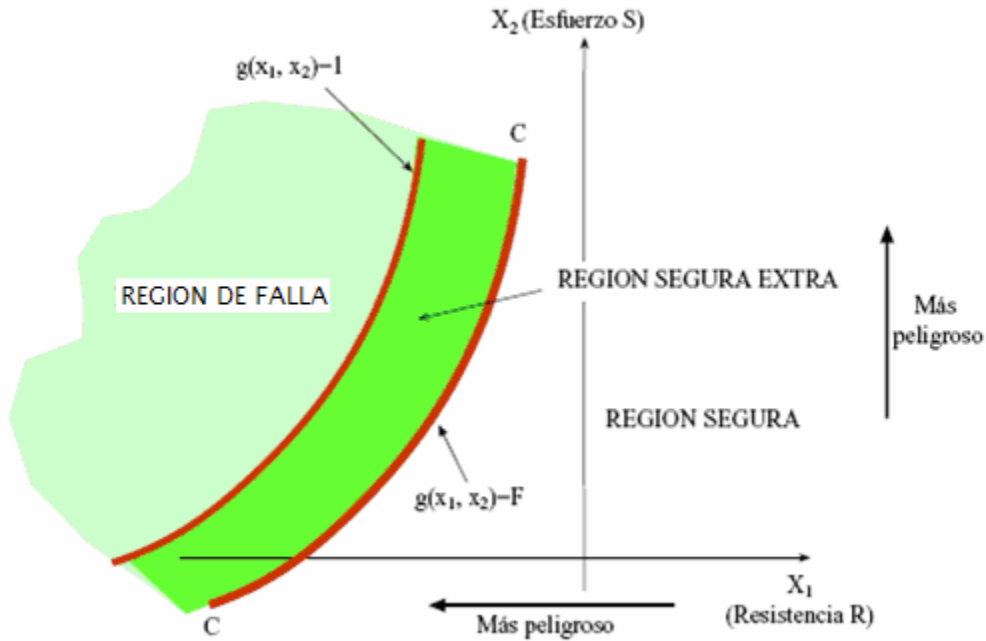


Figura 1.2. Aumento de la región segura por el uso del factor de seguridad global

Este método pretende eliminar la incertidumbre asociada a la aleatoriedad de las variables, al establecer un margen entre las magnitudes que pueden impedir la falla y las que la pueden provocar. La elección del valor del factor de seguridad se puede basar en observaciones experimentales, o en la experiencia previa, condicionantes políticos, económicos, etc. Usualmente lo define un comité de expertos.

$$F \geq \frac{R}{S} \tag{3}$$

La investigación en seguridad estructural ha reducido o eliminado los defectos conceptuales observados del factor de seguridad tradicional. La adopción del diseño de estado límite, es un primer paso esencial en esta dirección y, como tal, constituye la base subyacente de la seguridad estructural. El elemento estructural seleccionado debe mostrar que su resistencia, multiplicada por un factor de resistencia, sea igual o mayor que la carga de servicio o combinación de cargas de servicio, multiplicadas por un factor de carga.

Coeficiente de carga

El coeficiente de carga λ se define como el factor teórico porque el cual se debe multiplicar las cargas que actúan en una estructura, para producir su colapso. Las cargas resultantes serán aquellas a las que va estar sometida la estructura en condiciones de servicio y las resistencias se obtienen a partir de la teoría de la plasticidad en estructuras.

Así, para un modo de falla i específico, se supone que la estructura colapsa, cuando las resistencias plásticas (R_{pi}) son menores que las cargas ponderadas (λQ_i) de manera que

$$W_R(R_P) \leq W_Q(\lambda Q) \quad (4)$$

donde R_P es el vector de todas las resistencias plásticas (e.j. momentos plásticos) y Q es el vector de cargas aplicadas. Los términos $W_R(*)$ y $W_Q(*)$ representan los trabajos internos y externos, respectivamente, ambos descritos para el modo de falla considerado.

Si se acepta que el trabajo externo es proporcional a la carga, como usualmente ocurre, se puede extraer como factor común y descomponer las cargas en varias componentes, asociadas a distintos fenómenos, como peso propio, viento, nieve, etc. Así la expresión (4) se puede escribir como la ecuación de estado límite, de la siguiente manera:

$$\frac{W_R(R_P)}{\lambda W_Q(Q_D + Q_L + \dots)} = 1 \quad (5)$$

Se considera que ocurre falla si el término de la izquierda es menor que 1.

En este método se menciona, a pesar de que esta actualmente en desuso, por motivos históricos, ya que su evolución, posterior dio lugar a los métodos actuales de coeficientes de seguridad.

Coeficiente de seguridad parcial

El desarrollo de las dos metodologías anteriores condujo a la utilización del coeficiente de seguridad parcial, que establece que la ecuación de estado límite (3) se exprese como:

$$\phi_i R_i \leq \lambda_{Di} S_{Di} + \lambda_{Li} S_{Li} + \dots \quad (6)$$

donde R es la resistencia, ϕ es el coeficiente parcial asociado a R , y S_D y S_L son los efectos producidos por distintas sobrecargas (peso propio, nieve, viento, ...).

Originalmente, esta metodología se desarrolló y se empleó en los códigos de concreto, en la década de los 60, y permitió ponderar los efectos de las distintas sobrecargas, corregir desviaciones desfavorables de los valores representativos, corregir imprecisiones en los modelos, etc. Su consolidación se debió a la flexibilidad con la que permitía representar las incertidumbres asociadas a las cargas y resistencias.

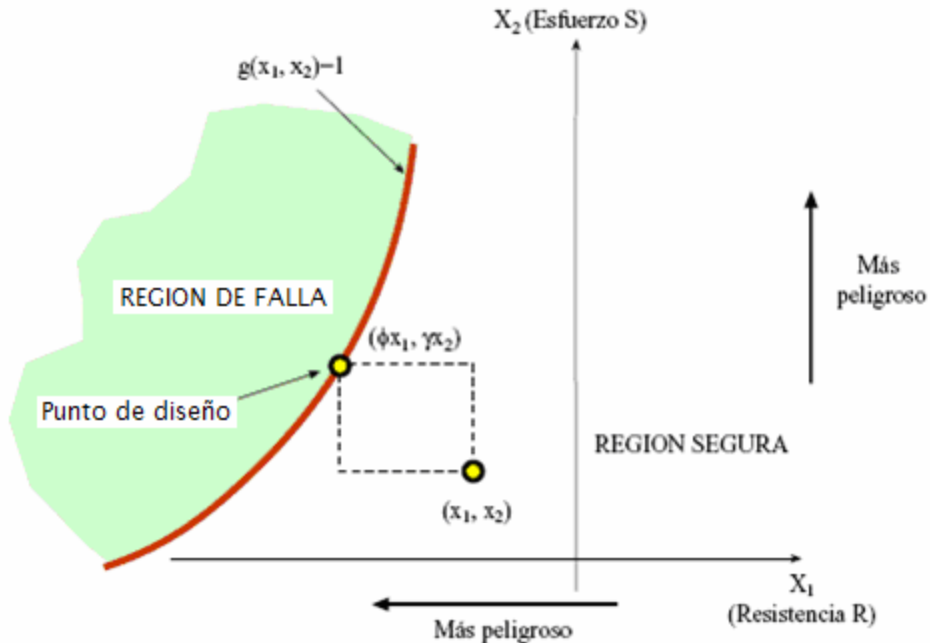


Figura 1.3. Diseño mediante la utilización de coeficientes parciales de seguridad

Un diseño basado en coeficientes parciales de seguridad fija los valores de las variables $(x_1; x_2)$ de manera que el punto $(\phi x_1; \lambda x_2)$ se localice en la región segura. Los valores de los coeficientes de seguridad han de cumplir la condición

$$\phi < 1 \quad \text{y} \quad \lambda > 1$$

es decir, se trata de coeficientes de minoración (resistencias) y magnificación (cargas), respectivamente.

En años recientes, el rápido desarrollo de los métodos probabilísticos en el campo de la seguridad estructural, ha eclipsado considerablemente el papel fundamental del diseño de estado límite. Se ha puesto mayor atención en la evaluación constante de los márgenes de seguridad, mediante el uso de técnicas probabilísticas avanzadas.

El uso de la filosofía de diseño del estado límite representa un paso importante hacia un diseño más racional en la ingeniería. La puesta en práctica del diseño de estado límite dentro de un marco no probabilístico, tal como la que usa los factores parciales empíricos del método de seguridad, no parece mejorar adecuadamente la mayor parte de las serias desventajas, asociadas a la aproximación que recurre al factor de seguridad tradicional.

El diseño probabilístico ofrece avance, al superar la mayoría de los defectos asociados a la aproximación tradicional o no probabilista. Por ejemplo, la sensibilidad de la aparición del estado límite a las variaciones en los parámetros de diseño, y la magnitud de variación en cada parámetro, se incorpora correctamente en la evaluación del nivel de seguridad. Las incertidumbres del modelo también pueden ser consideradas, si hay suficiente información.

Método probabilista

La información sobre la incertidumbre de las variables se puede representar mediante su función de densidad $f_Q(q)$, que establece la probabilidad de que la carga Q adquiera el valor q :

$$P(q = Q) = f_Q(q) \quad (7)$$

Se puede establecer expresiones similares para las demás variables que intervienen (en un diseño estructural), tales como resistencias, geometrías, etc. Presentan niveles de incertidumbre que se pueden describir en términos probabilistas mediante sus respectivas funciones de densidad.

Una vez que se definen las funciones de densidad de la resistencia R y de los esfuerzos S , al aceptar que son invariantes en el tiempo, se considera que se produce falla, cuando la resistencia R es menor que el esfuerzo actuante S . Así, la probabilidad de falla se puede determinar de alguna de las siguientes maneras:

$$pf = P(R \leq S) \quad (8)$$

$$pf = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(s) f_S(s) d_s \quad (9)$$

El término $F_R(s)$ representa la probabilidad de que la resistencia R sea menor o igual que el esfuerzo s , mientras que $f_S(s)$ representa la probabilidad de que el esfuerzo S sea igual a s .

La ecuación (9) define al estado límite, y resulta igual a la expresión (3) cuando se reduce el problema global a resistencias y esfuerzos, y se iguale el coeficiente de seguridad global $F = 1$.

Por tanto, la probabilidad de falla de la estructura resulta igual a la probabilidad de superación del estado límite.

Objetivos

En este trabajo se compara el diseño de torres de transmisión de energía eléctrica, mediante el empleo de criterios de seguridad y normas recientes con base probabilista. En búsqueda de las diferencias que existen entre ambos criterios de diseño, se seleccionaron normas británicas recientes, con base probabilista, y se aplicaron a tres torres de 53, 48 y 43 m de alto, para soportar cables para una línea de 440 kv y se aplicaron en la revisión de torres tipo comúnmente empleadas en nuestro país. Así mismo, se emplearon normas en las que se emplea a coeficientes de seguridad como base de diseño, que se aplicaron para revisar el mismo tipo de torres.

Se da una pequeña explicación de las bases de cada método y sus diferencias fundamentales, sin hacer hincapié en la obtención de cada parámetro de diseño, por lo que se utilizan las expresiones simplificadas, valores y curvas propuestas por ambas normas.

En la aplicación de ambas normas, se seleccionaron las cargas comunes empleadas en el diseño de este tipo de estructuras, y se analizaron las diferencias en los criterios de combinación de solicitaciones.

Se seleccionó un sitio cercano al Lago Nabor Carrillo, en el Valle de México, a fin de definir los parámetros del sitio para fines de diseño con ambas. Se consideró, además, que el subsuelo en la zona es de baja capacidad y se estableció el efecto producido por el tipo de subestructura de cimentación en las condiciones de estabilidad y en el cambio en propiedades dinámicas de las torres seleccionadas, para aplicar ambas normas.

Se definieron las acciones recomendadas por ambas normas y se efectuaron los análisis para definir los elementos mecánicos y desplazamientos mediante un programa comercial, con el fin de comparar los diseños resultantes de aplicar ambas normas.

Se presentan conclusiones en las que se mencionan las diferencias en las consideraciones que recomiendan ambas normas, así como en las diferencias que se obtienen en los diseños resultantes.

CAPÍTULO I. ANTECEDENTES

I. Antecedentes

La primera vez que se pensó en el uso de una estructura metálica para transmisión de electricidad entre las fuentes de producción y los usuarios finales, fue a principios del siglo XX, cuando algunas empresas suizas intentaron aprovechar los postes metálicos que sobraban de los ferrocarriles italianos. Desde su origen, las estructuras metálicas debieron competir con los apoyos construidos con concreto reforzado.

Desde el punto de vista económico, el apoyo en concreto reforzado presenta la ventaja de ser mas barato, pero su duración en el tiempo es menor y su peso bastante mayor, lo que lo hace difícil de colocar en zonas montañosas con suelo con baja resistencia. Por ello se ha tendido a la construcción de torres de barras de acero galvanizadas y atornilladas entre si, que permiten ser transportadas en partes y armadas *in situ*.

La necesidad de llevar la energía eléctrica desde el punto de generación, ya sea centrales hidroeléctricas, termoelectricas, plantas nucleares, etc., debido al costo de la transportación por vía subterránea de la energía eléctrica, hasta los lugares de consumo en las ciudades, pequeños pueblos y hasta los lugares más lejanos en la sierra, obliga a implementar el uso del sistema de transporte de energía, por medio de torres en líneas de transmisión eléctrica, que soportan los cables conductores.

Existen varios tipos de torre, las cuales varían según sea el voltaje nominal de la corriente eléctrica que transportan; por ejemplo si los voltajes son pequeños, se utilizan postes; también la distancia que existe entre torres o postes, define el uso de torres metálicas en celosía.

Dentro las torres de celosía, existen diferencias según sea su localización a lo largo de la línea:

- a) Torres de suspensión: Son las que se encuentran dentro la línea de transmisión en donde no hay ningún ángulo de deflexión entre una y otra torre, antecedente y consecuente; se diseñan solo para cargas gravitacionales y por la acción del viento en ella y los cables.
- b) Torres de deflexión: son las que dentro la línea de transmisión tiene un ángulo de deflexión entre torres. En este tipo de torres se analizan para carga gravitatoria y empuje de viento, pero además, se debe calcular la carga que se genera, por el cambio de dirección de la línea.
- c) Torres de arranque: Se considera la posible pérdida de fuerza en los cables de un lado del apoyo debido, por ejemplo, a la falla de una o varias estructuras, y así asegurar que su efecto no continúe dañando a otras torres.
- d) Torres de remate: Estas siempre soportan un solo claro, las cargas producidas por los cables; se colocan donde se inicia o termina la línea.

La localización geográfica de nuestro país, la hace vulnerable a las tormentas tropicales, por lo que las velocidades de viento con las que se diseñan las estructuras en la Republica varían entre 72 a 252 kh/h (ref. 1) según sea el periodo de retorno de diseño de la edificación que se seleccione y de la localización en el territorio nacional.

CAPÍTULO II. REVISIÓN DEL EFECTO DE TORMENTAS SEVERAS EN LÍNEAS DE TRANSMISIÓN

II. Revisión del efecto de tormentas severas en líneas de transmisión

Existe información (ref. 3) sobre colapsos en líneas de transmisión en Australia, asociadas a tormentas severas. En un estudio publicado por Hawes y Dempsey (ref. 4) se mencionan 19 colapsos de torres, en un periodo de 42 años, de los cuales 5 fueron provocados por tornados y 10 por tormentas severas. En una tormenta severa, se presenta la aparición de vientos descendentes, que se mueven en traslación sobre zonas de baja presión, que afectan a zonas de tipo elíptico. Al descender las masas de aire, se producen vientos radiales a partir de la zona de baja presión, que inducen anillos vorticosos al chocar contra el suelo. Se traslada la zona de baja presión a lo largo de una trayectoria, debido a las condiciones en la zona central de la tropósfera.

Se revisó información sobre vientos en tormentas severas, entre 1953 y 1993, y se procesó para asociar distribuciones estadísticas de cuatro autores diferentes, con el fin de establecer una base probabilista, que defina la velocidad probable del viento en tormentas severas, correspondientes a periodo de retorno conocidos.

En la tabla 2.1 y 2.2, se muestra el resultado de comparar la velocidad de viento probable, obtenida de ajustar cuatro distribuciones:

- 1) Método generalizado de Pareto
- 2) Distribución de valores extremos de Gumbel, Tipo I
- 3) Distribución de valores extremos de Gumbel, Tipo II o III
- 4) Método de Jenkinson

Estación De registro	Periodo de Obs.	Num. de eventos de ráfagas intensas	Tasa (eventos/año)	Vel. Máx. registrada (m/s)	Num. de años sin ráfagas > 2m/s
1. Backstown	1970-1991	35	1.59	36.5	4
2. Canberra	1969-1992	54	2.35	33.4	0
3. Cobar	1968-1990	25	1.09	30.9	6
4. Coffs Harbour	1970-1992	39	1.7	33.4	2
5. Mascot	1969-1992	39	1.7	42.2	1
6. Moree	1969-1992	65	2.32	36.5	2
7. Richmond	1970-1992	36	1.57	31.9	5
8. Tamworth	1970-1992	76	3.3	36.5	0
9. Wagga	1968-1992	64	2.56	38.6	1
10. Williamtown	1958-1991	78	2.36	38.1	2
		Promedio	2.05	35.84	

Tabla 2.1. Datos sobre ráfagas intensas registradas en la zona de Nueva Gales del Sur, Australia

CAPÍTULO II. REVISIÓN DEL EFECTO DE TORMENTAS SEVERAS EN LÍNEAS DE TRANSMISIÓN

Estación	Método Pareto	Método Gumbel I	Método Gumbel I o III	Método Jenkinson	Valor promedio estimado (m/s)
1. Backstown	38.8	43.1	37.3	42	40.3
2. Canberra	36.5	38.8	36.2	38.4	37.5
3. Cobar	31.5	39.6	30.3	32.9	33.6
4. Coffs Harbour	37	37.2	35.6	35.3	36.3
5. Mascot	39.9	41.3	39.1	39.6	40.0
6. Moree	40.1	42.2	38.7	39.9	40.2
7. Richmond	35.1	39.1	34.7	36.9	36.5
8. Tamworth	40.1	40.5	38.9	34.9	38.6
9. Wagga	37.6	40.4	36.4	33.9	37.1
10. Williamtown	38.5	40.5	38.4	39.5	39.2
				Valor medio	37.9

Tabla 2.2. Resultados del análisis estadístico de los registros de vientos máximos, para definir la velocidad máxima, para un periodo de retorno de 200 años, en m/s

Los resultados indicaron que la magnitud máxima asociada a tormentas severas, resultó cercana a 39 m/s, (ref. 5), a 10 m sobre la superficie del terreno.

Estos resultados son similares a los proporcionados por las nuevas Normas Técnicas Complementarias para el D.F. (ref. 6); así mismo, en el manual de diseño de CFE (ref. 1), la velocidad regional para la Ciudad de México, correspondientes a un periodo de retorno de 200 años, se considera igual a 36 m/seg.

III. Efecto sísmico en las torres de transmisión

El sistema de transmisión eléctrica es, por su naturaleza, un sistema distribuido horizontalmente. Por eso, es razonable asumir que una estructura de transmisión estará en la vecindad de movimiento del suelo, cuando un evento sísmico ocurra. Por esta razón, hay interés en considerar adicionalmente el caso de una carga sísmica a las cargas tradicionales que se requieren para el diseño de una estructura de transmisión eléctrica. Ingenieros estructurales, familiarizados con el diseño de estructuras de transmisión eléctrica, sostienen que eso no es necesario, porque los casos tradicionales de carga, controlan el diseño y producen una estructura segura y confiable.

Es razonable, desde el punto de vista práctico, que la estructura de transmisión puede ser la estructura más común que esta sujeta a cargas sísmicas y todavía no se han reportado sismos que causen el colapso de una estructura de transmisión, debido a la sobrecarga de algún miembro debido al movimiento de tierra. Sismos relacionados con problemas en la línea de transmisión, se han asociado con fallas de cimentaciones, como resultado de desplazamientos permanentes del suelo o fallas del suelo.

Sin embargo, las estructuras de transmisión han fallado debido a los estados de carga tradicionales, por ejemplo, vientos extremos, hielo y tensión desbalanceada del conductor sobre la estructura.

Con el propósito de estudiar bajo cuales circunstancias la carga sísmica controla el diseño de una estructura de transmisión, Michael J. Riley, León Kempner Jr. Y Wendelin H. Mueller III (ref. 14), realizaron un estudio de 3 torres de transmisión a las cuales se les aplicaron registros obtenidos durante 4 sismos. Se seleccionaron torres en celosía y postes de acero como estructuras de transmisión para este estudio. El modo de falla que se seleccionó para las dos torres en celosía, considera la capacidad de tensión y compresión de las columnas principales. El modo de falla del poste de acero, es la capacidad de momento en la base. Estos modos de falla se seleccionaron por ser los que provocan el colapso de la estructura.

Los acelerogramas que se seleccionaron para el estudio, se obtuvieron de una colección de acelerogramas usados por el Departamento de Transporte de Oregon. En la tabla 4.1 se muestran los registros seleccionados.

Nombre del registro	Sismo	Año 19	Magnitud	Intervalo de medición	Número de puntos	Aceleración máxima (g)	Desplazamiento máximo (cm)	Tiempo (seg.)
sf279254	San Fernando	71	6.6	0.02	849	+0.79 -1.02	+11 -7	17.0
lpg1000	Loma Prieta	89	7	0.02	1074	+1.46 -1.26	+14 -21	21.5
m039180	Michoacán	85	8	0.01	4955	+0.89 -0.99	+36 -26	49.5
ccuF070	Valparaíso	89	8	0.005	13158	+0.79 -0.73	+14 -14	65.8

Tabla 3.1. Registros sísmicos seleccionados

CAPÍTULO III. EFECTO SÍSMICO EN LAS TORRES DE TRANSMISIÓN

La tabla 3.2 muestra la demanda de carga, basada en la carga tradicional, para las torres y el poste. La tabla 3.3 muestra la demanda sísmica, dada para cada sismo, para las torres y el poste. Los valores negativos representan compresión y los positivos representan tensión. Las cargas de sismo están calculadas para un periodo de retorno de 2,500 años y otro de 500 años. Un factor de 2/3 se usa para convertir de un periodo de retorno a otro. La tabla 3.4 muestra la comparación entre la demanda bajo carga tradicional y la demanda bajo carga sísmica. Cuando el factor de demanda (DR) es mayor que 1, la carga tradicional controla el diseño.

Estructura de transmisión	Demanda bajo Carga Tradicional
Torre 1	-6145 kN / +4646 kN
Torre 2	-1130 kN / +837 kN
Poste de acero	10571 kN-m

Tabla 3.2. Demanda bajo Carga Tradicional

Estructura de transmisión	Demanda bajo carga sísmica		Acción sísmica
	Periodo de retorno de 2,500 años	Periodo de retorno de 500 años	
Torre 1	-3289 kN / +2114 kN	-2194 kN / +1411 kN	sf279254
	-5976 kN / +4762 kN	-3983 kN / +3173 kN	lpg1000
	-9483 kN / +8353 kN	-6323 kN / +5567 kN	m039180
	-4187 kN / +271 kN	-2790 kN / +1985 kN	ccuF070
Torre 2	-476 kN / +271 kN	-316 kN / +182 kN	sf279254
	-788 kN / +583 kN	-525 kN / +387 kN	lpg1000
	-1295 kN / +1090 kN	-863 kN / +725 kN	m039180
	-574 kN / +369 kN	-383 kN / +245 kN	ccuF070
Poste de Acero	26,232 kN-m	17,488 kN-m	sf279254
	50,769 kN-m	33,845 kN-m	lpg1000
	85,627 kN-m	57,085 kN-m	m039180
	34,464 kN-m	22,977 kN-m	ccuF070

Tabla 3.3. Demanda bajo Carga Sísmica

Estructura de transmisión	Demanda bajo Carga Tradicional	Demanda bajo Carga Sísmica			
		Periodo de retorno de 2,500 años	DR	Periodo de retorno de 500 años	DR
Torre 1	-6145 kN / +4646 kN	-9483 kN / +8353 kN	0.57	-6323 kN / +5567 kN	0.83
Torre 2	-1130 kN / +837 kN	-1295 kN / +1090 kN	0.77	-863 kN / +725 kN	1.15
Poste de acero	10571 kN-m	85,627 kN-m	0.12	57,085 kN-m	0.19

Tabla 3.4. Comparación entre la Demanda bajo Carga Tradicional y la correspondiente a la Acción Sísmica

CAPÍTULO III. EFECTO SÍSMICO EN LAS TORRES DE TRANSMISIÓN

Los resultados muestran que, para las dos torres, la demanda bajo carga tradicional provee de capacidad razonable para resistir la demanda bajo acción sísmica. El poste de acero es la más sensible al sismo de las tres estructuras.

Con este estudio se puede asumir que el efecto de la acción sísmica, no es un factor que controle el diseño de torres de transmisión en celosía.

IV. Flechas y tensiones en los cables

Para el cálculo de las flechas y las tensiones mecánicas en los cables de la línea de transmisión, se supone que estos presentan forma parabólica. (Ref. 1)

4.1. Claros para diseño

A fin de determinar las cargas que transmiten los cables a la estructura y que provocan el desplazamiento angular de las cadenas de aisladores, se consideran dos claros de diseño, los cuales se definen a continuación.

4.1.1. Claro para el cálculo por viento

Para calcular las fuerzas horizontales transversales debidas a la acción del viento en los cables conductores, se considera la semisuma de los claros adyacentes a una estructura de soporte, como claro ante la acción del viento.

4.1.2. Claro que se usa para evaluar el peso

Para determinar las cargas verticales que imponen los cables a la estructura, se utiliza la suma de las distancias de la estructura de soporte a los puntos más bajos de las catenarias de los cables adyacentes.

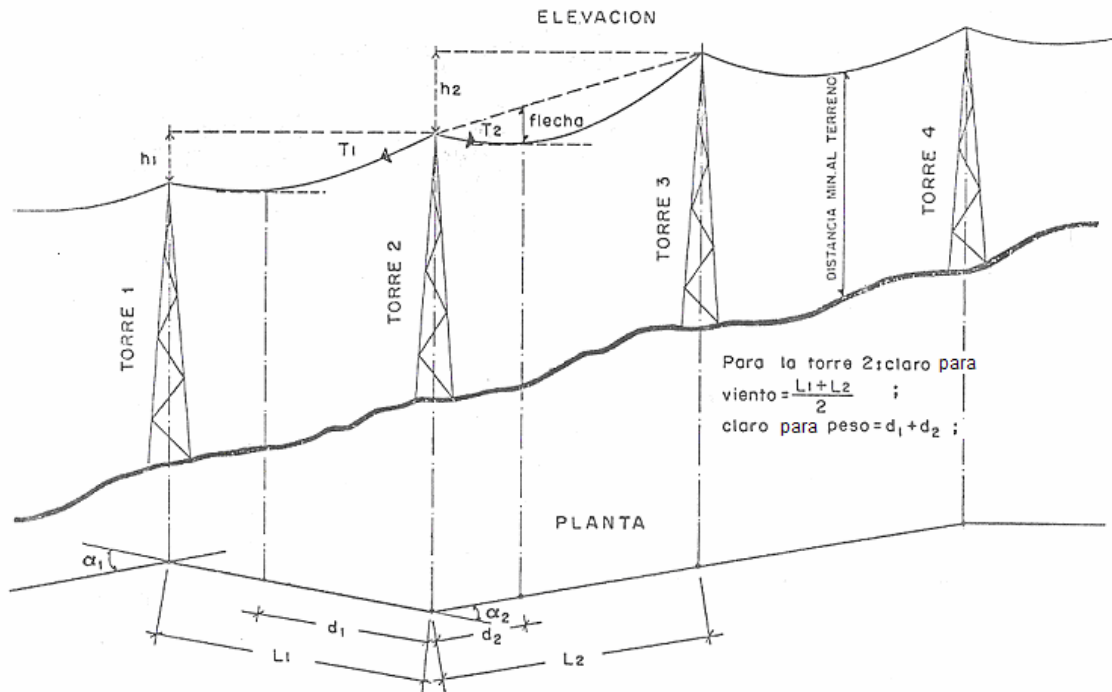


Figura 4.1. Configuración sobre el perfil de la línea

4.2. Flecha y tensión

El peso en el cable actúa verticalmente, la carga de viento se supone que actúa horizontal y en ángulo recto con el cable. La resultante W_t es una suma vectorial de ambas (Ref. 2)

$$W_t = \sqrt{W_z^2 + W_v^2} \quad (4.1)$$

Para encontrar esta resultante, es necesario calcular la fuerza por unidad de longitud que ejerce la presión del viento sobre el cable.

$$W_v = \frac{2}{3}(D)(P) \quad (4.2)$$

En el cálculo de la flecha y la tensión se puede hacer, con buena aproximación, con las formulas de la parábola, las cuales se describen a continuación.

Longitud total del cable

$$L = S + \frac{S^3 W_t^2}{24H^2} \quad (4.3)$$

Flecha del cable

$$f = \frac{S^2 W_t}{8H} \quad (4.4)$$

Tensión mecánica del cable

$$\frac{T}{W_t} = \frac{S^2 W_t}{8H} + \frac{H}{W_t} \quad (4.5)$$

Donde

S = Claro de peso, en m

F = Flecha, en m

T = Tensión mecánica, en kg

D = Diámetro del cable, en mm

W_t = Fuerza Total del cable, por unidad de longitud, en kg/m

W_v = Fuerza por unidad de longitud debido a la presión del viento, en kg/m

W_z = Peso del cable por unidad de longitud, en kg/m

H = Tensión horizontal en el punto mas bajo del cable, se acepta igual a 6 kg/mm² para claros menores que 300 m y 10 kg/mm² para claros mayores que 300

P = Presión del viento sobre el cable, en kg/cm²

V. Métodos de diseño

5.1. Diseño con base en seguridad, de torres de transmisión

El reglamento de la CFE (ref. 1) para el diseño de líneas de transmisión eléctrica provee de una guía para la obtención de cargas para vientos extremos, así como los factores de seguridad. Esta guía utiliza procedimientos basados en seguridad y permite diseñar las estructuras de la línea de transmisión, al incorporar los niveles específicos de seguridad, según sea la importancia de la estructura.

En el cálculo de las cargas de viento, se utiliza como base un viento extraordinario, con un periodo de retorno de 50 años. Si se quiere utilizar un periodo de retorno mas grande, esto significa que el factor de seguridad se incrementará; por consiguiente, las velocidades del viento también se tendrán que incrementar, lo que provoca fuerzas de viento mayores. En la obtención de las cargas, también se incluye los efectos del terreno, localización de la estructura, altura, forma y los factores de ráfaga del viento.

En adición a las cargas debidas al clima, las estructuras de la línea de transmisión se diseñan para cargas especiales, que consideran aspectos de seguridad de la línea y del proceso de montaje. Estas incluyen cargas de seguridad para prevenir fallas de tipo de cascada de las estructuras, cargas de construcción y de mantenimiento.

Las cargas longitudinales pueden ocurrir en las estructuras debido a eventos accidentales, como cables conductores rotos, aisladores rotos o colapso de una estructura adyacente en la línea. Sin importar lo que ocasiona la falla de una torre, es importante que la torre se diseñe para una condición de carga longitudinal, con resistencia longitudinal contra la falla de tipo cascada, en la cuál un gran número de estructuras falla secuencialmente, en la dirección longitudinal o paralela a la línea.

Hay dos métodos básicos para reducir el riesgo de la falla en cascada, según sea el tipo de la estructura y las condiciones locales en que se encuentre. Estos métodos son: (1) diseñar todas las torres para soportar cargas de cables rotos y, (2) instalar estructuras que eviten el efecto, a distancias determinadas.

Algunos tipos de torres, tales como las torres en celosía cuadradas, torres con cuatro tirantes, etc., presentan esfuerzo longitudinal inherente. Para líneas que utilizan este tipo de estructuras, se recomienda diseñar cada torre para soportar por lo menos un solo cable conductor roto. Esto proveerá del esfuerzo adicional longitudinal, para prevenir las fallas en cascada y abatir el costo de la línea.

Se considera además, cargas concentradas para el diseño local de los miembros, para considerar diversas solicitaciones que puedan presentarse durante la construcción de la estructura, o por mantenimiento posterior de la línea.

Es importante el cálculo de las tensiones mecánicas del cable, para evitar problemas de fatiga y limitar el efecto dinámico sobre la estructura de soporte, si estos fallan.

No se considera en las Normas la ocurrencia simultánea de viento máximo con la rotura de cables, por ser exageradamente desfavorable y poco probable.

La acumulación de hielo en los cables o en la estructura, es un fenómeno muy raro en México, por lo que las recomendaciones presentadas se consideran conservadoras.

El criterio de diseño que se sigue, hace que se tenga que multiplicar las acciones por un factor de carga, para después dimensionar los elementos estructurales, con el objeto de que alcancen su resistencia nominal.

Se aplican factores de carga diferentes para las acciones permanentes y para las acciones variables y accidentales; con esto se toma en cuenta a las acciones que tienen un mayor grado de incertidumbre en su evaluación.

1) (A + B) 1.1 + (C + D + G) 1.5
2) (A + B + C + F + G) 1.1
3) (A + B + C + D + G) 1.1
4) (B + E) 1.1

Tabla 5.1. Combinaciones de carga y factores de carga (ref. 1)

Donde:

A: Carga debida al peso de los cables conductores y de guarda

B: Peso propio de la estructura

C: Carga transversal de los cables debida al viento

D: Carga transversal de la torre debida al viento

E: Carga longitudinal debida a la acción del viento

F: Carga de rotura de cables

G: Carga longitudinal en la torre debida a tensiones desbalanceadas en los cables

Debido a la esbeltez de los elementos estructurales es importante considerar en el cálculo, a las relaciones de esbeltez para la obtención de la longitud efectiva, que considere las posibles condiciones de sujeción de los elementos, en este tipo de estructuras.

Para que el diseño se considere aceptable, se deberán soportar sin deformación permanente apreciable de ni uno de sus miembros, al actuar las combinaciones de carga, multiplicadas por su respectivo factor de carga.

5.2. Diseño con base probabilista de torres de transmisión

La norma BS-8100 (ref. 8) provee bases para estimar las cargas causadas por el viento y considera la respuesta dinámica de la estructura ante los vientos impuestos, e incluyen todos los factores que intervienen en la obtención de las presiones causadas por el mismo. La naturaleza probabilista de la determinación de las presiones y cargas debidas al viento, demanda modelos estadísticos y probabilistas, por lo cual para tener una mayor certidumbre en los valores que se requieren calcular, se ha adoptado el método de factores de cargas parciales para el diseño.

Las torres de transmisión se pueden erigir en diferentes condiciones ambientales. Las consecuencias de la falla de una torre pueden diferir significativamente. Al estar cerca de lugares habitados, el costo de la falla de la torre implica la perdida de vidas humanas y no tanto materiales, como sucede cuando las torres tienen importancia estratégica

para el suministro de energía eléctrica en una región, por lo que el costo, al existir falla será económicamente muy importante, por lo cual, para el diseño de este tipo de torres, se requiere que se proporcionen márgenes grandes de seguridad.

Los factores de seguridad se basan en la probabilidad teórica de falla de la estructura para el nivel de confiabilidad requerido. La probabilidad de falla es teórica, en el sentido de que se relaciona con la variabilidad al azar de las cargas y los esfuerzos que se considera en el diseño de los elementos estructurales, sin considerar las cargas accidentales que intervienen. Los factores medios de seguridad para el uso en el diseño, se pueden seleccionar y ajustar, según sea el nivel de confiabilidad elegido.

Los márgenes de seguridad elegidos para el diseño de una torre, deben reflejar el riesgo potencial asociado a la vida al acontecer una falla. Una base para seleccionar el margen de fiabilidad se discute en el informe 63 CIRIA (ref. 15). Se sugiere que la probabilidad anual teórica de la falla no exceda de $10^{-4} / N_i$ donde N_i es numero probable de muertes al presentarse la falla. Así, el valor debe depender del ambiente en el cual se construye la estructura, tal como anteriormente se explico.

En la consideración de este valor, se sugiere en el informe 63 CIRIA (ref. 15), que se debe tomar en cuenta el grado de correlación entre la carga que conduce a la falla y el numero de personas que probablemente estén cerca, o en la estructura. Si la falla de la torre se presenta, es muy probable que se presente bajo vientos extremos, por lo que se asume que nadie subirá a la torre o estará en la vecindad de su base. Por esta razón, las torres situadas en lugares deshabitados en campo abierto, el valor de N_i puede ser del orden de 0.03 a 0.01, lo cual quiere decir que podría haber menos de una probabilidad de 1 en 30, de la muerte de una persona al fallar la torre.

Cuando una torre esta situada en un sitio donde el riesgo de pérdida de vidas humanas es bajo, si la torre falla, los márgenes de seguridad usados en el diseño estarán en función de su importancia económica, los cuales deben reflejar las consecuencias económicas de la falla de la torre. En tales circunstancias, el método propuesto por Bea (ref. 16), se puede usar, para determinar el nivel de la confiabilidad teórica que proporciona al menos el total del costo inicial y de costos futuros potenciales consecuentes de la falla.

El valor presente del costo futuro potencial consecuente de la falla, se calcula con la siguiente expresión:

$$E_1 P_1 \frac{\left\{ 1 - e^{-(U_j - U_1) i_s} \right\}}{U_j - U_1} \quad (5.1)$$

Donde

U_j Índice de interés apropiado en capital, adimensional

U_1 Índice de inflación, adimensional

i_s Vida de diseño, en años

E_1 Costo consecuente estimado de la falla, que incluya el costo de reemplazo

P_1 Probabilidad teórica de falla

Las especificaciones citadas en la norma BS-8100 se aplican a torres diseñadas y construidas de acuerdo con las prácticas que existen en el Reino Unido, para los niveles de calidad de los materiales y a la ejecución comparable con las especificaciones de los estándares británicos, con los factores de seguridad dados, obtenidos de resultados de pruebas en torres diseñadas según la norma.

La calidad para la cual se diseña es muy importante para los modelos estadísticos que se emplean, ya que al representar el esfuerzo en los elementos de las torres, se emplea una distribución de frecuencias normal, con valores medios y coeficientes de variación, que se relacionan con la clasificación de la calidad de la torre.

El análisis de confiabilidad se ha utilizado, para obtener los factores globales de seguridad, para una carga de viento con periodo de retorno de 50 años, a las distintas clasificaciones de calidad de las estructuras y la localización de la torre.

El factor parcial de carga de viento, γ_V , es un factor importante, con el cual se consideran diversos efectos tales como, número de Reynolds, velocidad del viento para evitar la excitación aeroelástica, así como análisis espectrales.

En la obtención de los factores parciales de carga muerta, se parte de dos estudios: en el primero, los efectos de la carga muerta se suman a los efectos de la carga de viento, en el cual se requieren factores parciales de carga muerta altos, para alcanzar la confiabilidad requerida.

Para los efectos de la carga muerta, en los cuales se reducen los efectos de la carga del viento, se encontró que el factor era insensible a la probabilidad teórica de la falla considerada y por ello, se adopta un valor constante igual a 0.9.

A continuación se muestra los valores de los factores de carga que dependen de las consecuencias económicas, uso, costo y ambientales, que utiliza la norma BS-8100

CAPÍTULO V. MÉTODOS DE DISEÑO

a) Factores parciales de seguridad para velocidad de viento y espesor de hielo																	
Consecuencias económicas		Ambiente															
Uso	Costo, \$ _{ig}	Campo abierto deshabitado	Campo abierto habitado	Adyacente a carreteras	Adyacente a vías ferreas	Suburbano/ Industrial	Urbano										
Estructuras Temporales	15 to 25	0.96 to 0.98	0.96 to 0.98	0.96 to 0.98	0.96 to 0.98	0.96 to 0.98											
Transmisión de energía	20 to 35	0.98 to 1.03	1.11 to 1.15	1.15 to 1.20	1.20 to 1.21	1.21 to 1.24	↑										
Postes de luz	25 to 50	1.03 to 1.06	1.11 to 1.16	1.16 to 1.20	1.20 to 1.21	1.21 to 1.24	↑										
Difusión	30 to 70	1.06 to 1.11	1.11 to 1.16	1.16 to 1.20	1.20 to 1.21	1.21 to 1.24	↑										
	50 to 90	1.11 to 1.14															
Telecomunicación civil	60 to 100	1.14 to 1.16	1.14 to 1.16	1.16 to 1.20	1.20 to 1.21	1.21 to 1.24	↑										
	70 to 160	1.16 to 1.20	1.16 to 1.20														
Navegación	90 to 180	1.20 to 1.21	1.20 to 1.21	1.20 to 1.21	1.20 to 1.21	↑											
	100 to 250	1.21 to 1.24	1.21 to 1.24	1.21 to 1.24	1.21 to 1.24												
Telecomunicación militar	130 to 300	≥ 1.24	≥ 1.24	≥ 1.24	≥ 1.24	≥ 1.24	↑										
← Rango de Uso →																	
b) Factores parciales de seguridad para carga muerta, γ_{DL} , y esfuerzo de diseño, γ_m																	
γ_v [seleccionado de a)]	0.94	0.96	0.98	1.00	1.02	1.04	1.06	1.08	1.10	1.12	1.14	1.16	1.18	1.20	1.22	1.24	1.26
γ_{DL} (efectos de carga muerta que incrementan los del viento)	1.0											1.02	1.03	1.05	1.07	1.09	1.10
γ_{DL} (Cuando decrementa el efecto del viento)	0.9																
γ_m	Clase A	1.1															
	Clase B	1.2															
	Clase C	1.27	1.28	1.29	1.30	1.31	1.32	1.33	1.34	1.35	Clase C no recomendada						

Tabla 5.2. Factores de carga y resistencia (ref. 8)

La probabilidad teórica de falla p_1 de una familia idéntica de estructuras, situadas en el mismo sitio, se puede definir en términos de la distribución estadística de cargas extremas y de la distribución de frecuencia de los esfuerzos en las estructuras, en relación al valor del esfuerzo supuesto para el diseño. En su forma más simple:

$$p_1 = \int_0^{\alpha} p(W) \left\{ \int_0^W p(Q) dQ \right\} dW \quad (5.2)$$

Donde:

$p(w)$ = Densidad de probabilidad de la función de la carga, adimensional.

W = Carga, en kg

$p(Q)$ = Densidad de probabilidad de la función del esfuerzo, adimensional.

Q = Esfuerzo, en kg/m^2

Cuando las distribuciones de las funciones de carga y de esfuerzo se conocen, el riesgo de la falla se puede obtener, al modificar las posiciones relativas de estas distribuciones, es decir, al ajustar el factor de carga. Esto se muestra a continuación:

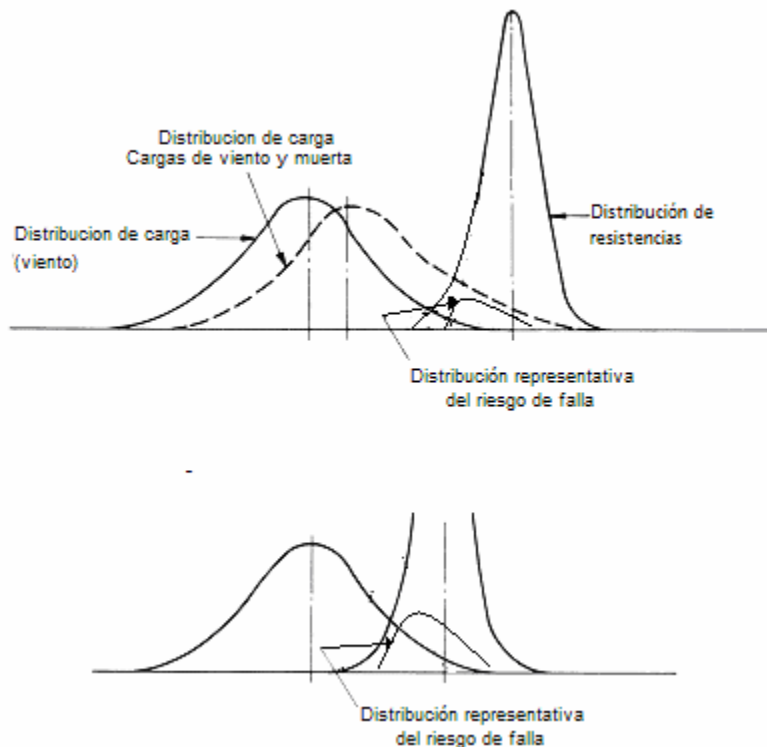


Figura 5.1. Variación del riesgo de la falla, al modificar la posición relativa de la distribución de carga y esfuerzo

En lo que concierne a la obtención de las cargas debidas al viento, la distribución de Fisher-Tippett tipo 1 (Gumbel) se ha aceptado para el análisis de vientos extremos. La distribución se basa en el análisis de velocidades máximas anuales, pero se menciona recientemente que se obtiene mejores resultados al usar el cuadrado de la velocidad, es decir la presión, q . Si los máximos anuales son distribuidos en forma de Gumbel, la distribución de la probabilidad del valor máximo de q en un periodo predeterminado, adquiere la misma distribución.

La predicción del efecto de la carga máxima, una vez que se define la presión básica de la velocidad, se basa en un análisis estocástico y los valores medios asociados a los parámetros estructurales del viento relevantes, según lo precisado por Wyatt (ref. 17). Si el diseño se basa en el método estático equivalente, hay una incertidumbre adicional, entre el efecto de la carga máxima y el esfuerzo, lo que resulta de las características dinámicas de la estructuras. Esto requiere una adición importante al análisis de confiabilidad, el cual recurre al estudio de los parámetros estructurales básicos, que influyen en las características dinámicas.

Hay incertidumbre considerable en los valores de los parámetros de escala para las ráfagas en vientos fuertes. Afortunadamente, la predicción de valores máximos del efecto de la carga en estructuras de torres-tipo, es relativamente insensible a los valores que se tomen.

Un estudio de las interacciones complejas de los parámetros de escala, espectro de potencia, co-espectro y la intensidad de la turbulencia, sugirió que es suficiente aplicar una pequeña variación adicional al resultado total. Con la comparación de las componentes quasi-estáticas y dinámicas, para el estudio de la amplificación dinámica, resulta en que la componente quasi-estática se puede representar adecuadamente, como un múltiplo del efecto correspondiente de la carga horaria media, para representar el efecto dinámico.

Los procedimientos del análisis estocástico dan buenos resultados en vientos muy fuertes. No se ha hecho ninguna estimación de la tolerancia estructural de la reacción dinámica que puede resultar, debida a no linealidad en la estructura. Se dice que la incertidumbre del modelo es pequeña.

La respuesta máxima se obtiene mediante un factor aplicable a la fluctuación total del efecto de la carga y se representa por el factor máximo, g . La variabilidad asociada a este factor, puede también evaluarse, y se debe incluir en la evaluación total de la probabilidad teórica de la falla.

5.3. Diferencias fundamentales de las bases de diseño

El método probabilista basa su diseño en el análisis de la confiabilidad con el uso de la teoría de probabilidad.

El método probabilista incorpora la presencia de incertidumbres. Se reconoce que siempre existe una ocasión de no alcanzar el objetivo de diseño. Este elemento del riesgo se presenta, en parte, debido a la inhabilidad en determinar cargas y resistencias, con la precisión debida.

El método determinista (con base de seguridad) usa factores empíricos de seguridad para reducir el riesgo del funcionamiento adverso (derrumbamiento, deformaciones excesivas, etc.) a un nivel aceptable. Sin embargo, la relación entre el factor de la seguridad y del nivel subyacente del riesgo, no es simple.

Un mayor factor de seguridad no implica necesariamente un nivel más pequeño del riesgo, porque su efecto se puede anular por la presencia de incertidumbres más grandes en el ambiente del diseño. Además, el efecto del factor de la seguridad en el nivel subyacente del riesgo, también depende de los modelos de diseño y los parámetros de diseño.

La debilidad principal del método con base de seguridad, se puede atribuir a la carencia de la claridad en la relación entre el método (factor de la seguridad) y el objetivo (reducir el riesgo del diseño). El método con base de seguridad, trata de cubrir esta fuente adicional de incertidumbre con un diseño conservador, por lo que la rentabilidad del diseño estará comprometida. En ocasiones, el uso indiscriminado del método con base en el factor de seguridad, puede engañar con un sentido falso de la seguridad.

En lo que concierne a la evaluación de carga, ambos métodos son similares. Los acontecimientos que producen cargas en la línea transmisión se pueden clasificar en dos tipos: (1) relacionados con el clima, y (2) cargas especiales. Esta clasificación destaca el uso de dos diferentes conceptos: (1) métodos probabilísticos, y (2) métodos deterministas, en la evaluación de las cargas.

Los acontecimientos relacionadas con el clima se pueden describir usando métodos probabilísticos, porque se cuentan con registros de velocidades de viento, de hielo y de viento con hielo.

Para evaluar los acontecimientos especiales de carga, se recurre al método determinista tradicional, porque no hay datos estadísticos suficientes o, por su naturaleza, no son fácilmente favorables a los análisis estadísticos (por ejemplo, cargas accidentales).

VI. Consideraciones sobre el diseño ante la acción del viento en ambos métodos

6.1. Consideraciones en el método con base probabilista

La norma BS 8100 (ref. 8) da recomendaciones para el uso de los procedimientos para determinar las cargas de diseño de torre en celosía, como las que se emplean en líneas de transmisión eléctrica. Los procedimientos se aplican principalmente a estructuras metálicas atornilladas o soldadas, de una altura menor a 300 m, compuesta de elementos diagonales y sus piernas de soporte.

6.1.1. Vida de servicio y seguridad

Para seleccionar factores de seguridad apropiados y aplicarlos en el diseño para soportar las cargas definidas en este código, se debe definir la confiabilidad requerida para la torre durante su período de servicio previsto. Los factores adoptados consideran el riesgo a la vida en el caso de que falle y las consecuencias económicas o estratégicas potenciales de la falla. También dependen de la calidad de los materiales y de la ejecución especificada y del proceso de construcción.

Vida de servicio

Para los propósitos de este código, la vida de servicio de diseño, i_s , en años, se toma como el período previsto de servicio de la torre. Una torre diseñada de acuerdo con este código puede, si se mantiene adecuadamente, proporcionar un periodo de vida mayor al del período de su vida útil de servicio.

6.1.2. Clasificación de la rehabilitación requerida.

Los factores de seguridad que se utilizan en el diseño, apropiados para la rehabilitación requerida de la torre, se seleccionan de cualquiera de las siguientes exigencias de funcionamiento:

a) Condiciones ambientales

La categoría ambiental de la torre se seleccionó al considerar el riesgo potencial a la vida, cuando la torre falle. Este riesgo depende de la localización y tamaño de la estructura, en relación con los edificios habitados en su vecindad.

b) Consecuencias económicas o uso

Consecuencias económicas de la falla

El costo potencial, al valor neto actual, de la falla dentro de la vida de servicio se puede estimar. Este puede incluir el costo de remoción y reemplazo de la torre y sus accesorios y todo el costo contingente, tal como la pérdida de la renta, reclamos y pérdida del servicio. La razón, g , de este costo consecuente del costo inicial de la torre, se puede evaluar.

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

La figura 6.1 indica categorías de las consecuencias económicas potenciales de la falla, representadas como el logaritmo de gi_s , donde i_s es el periodo de servicio de diseño.

Uso

Si las consecuencias económicas de la falla no pueden ser juzgadas fácilmente, la rehabilitación se selecciona con base en el uso de la torre, como se indica en la figura 6.1.

6.1.3. Clasificación de la calidad

La confiabilidad de la torre depende en parte de la calidad de los materiales y de las habilidades usadas en su construcción y en una adecuada conservación después de su montaje. También depende del grado de control de verificación del diseño e instalación.

Torres Clase A

Las torres que solo se consideraran de calidad clase A son las que cumplen con todas las condiciones siguientes:

- a) El diseño estructural es en conformidad con el código BS 8100 y DD 133
- b) El diseño y detallado están sujetos a una evaluación independiente completa o, alternativamente, sujeta a pruebas seguidas por modificaciones apropiadas al diseño o detalles, si la falla ocurre al actuar cargas dadas por este código.
- c) Los materiales de construcción y pruebas de control de calidad están en conformidad con los estándares británicos apropiados.
- d) Las habilidades en la fabricación montaje se llevan a cabo conforme a los estándares británicos apropiados y a satisfacción del diseñador y el evaluador.
- e) Los componentes son sujetos a inspección después de la fabricación y su montaje, se verifica independientemente del fabricante, a la terminación de montaje y partes rectificadas, cuando no se cumplen con el nivel requerido de calidad.
- f) La torre se sujeta a una inspección completa a intervalos acordados para evaluar daños, tuercas flojas, soldadura fracturada, corrosión o cualquier otro deterioro y cualquier deficiencia se rectifica para mantener la estructura en buenas condiciones.

Torres Clase B

Las torres que pueden ser consideradas clase B son las que solo cumplen con las condiciones a) y c) a f).

Torres Clase C

Las torres que pueden ser consideradas clase C son las que solo cumplen con las condiciones a), c) y d)

6.1.4. Factores de seguridad

Factores de velocidad de viento y espesor de hielo

Los factores de seguridad parciales γ_v se aplican a la velocidad del viento y espesores de hielo. El factor se obtiene de la figura 6.1; se usa el valor más grande resultante de los requisitos del desempeño más exigente, es decir, según el ambiente o consecuencias económicas/uso.

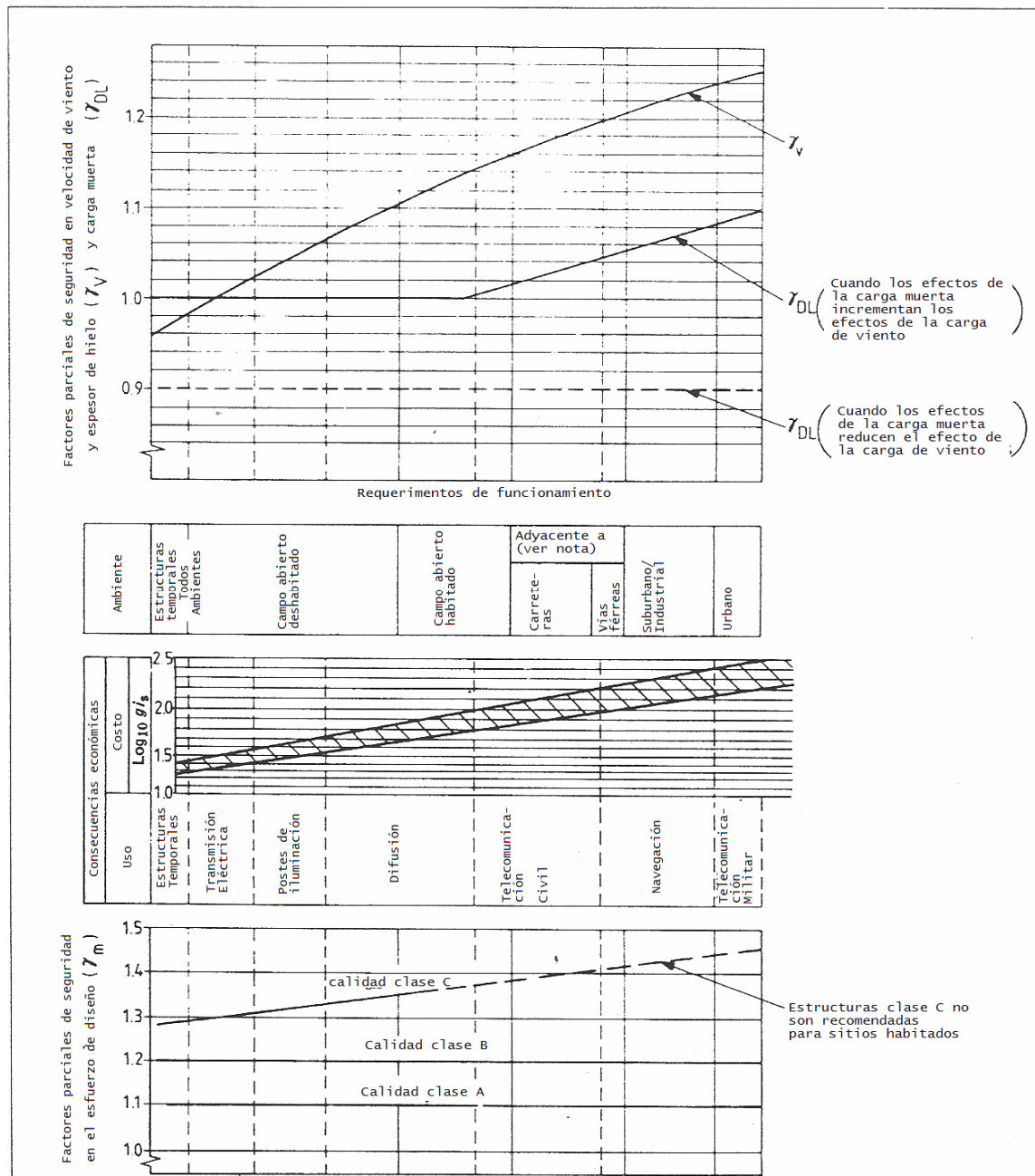
Cuando se usan procedimientos analíticos espectrales, γ_v se multiplica por 0.97.

Carga muerta y factores parciales

Factores de carga muerta. Los factores de seguridad parciales γ_{DL} se pueden aplicar al peso propio de la estructura, incluyendo accesorios. Estos pueden ser seleccionados de la figura 6.1, según sean los requisitos de desempeño, para los factores de la velocidad de viento y de espesor de hielo. Cuando los factores de carga muerta se añaden a los efectos de la carga de viento, los factores se obtienen de la línea llena. Para las condiciones donde los efectos de la carga muerta reducen los efectos de la carga de viento, sus valores se obtienen de la línea punteada.

Cálculo de cargas muertas. El peso propio de las torres, incluyendo escaleras, accesorios y plataformas, se obtienen de los tamaños nominales de elementos, mediante el cálculo resultante de considerar las tuercas, placas y soldadura.

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS



NOTA: Adyacente se define como objetos que están a una distancia menor que la altura de la torre

Figura 6.1. Factor parcial de seguridad para la velocidad del viento, espesor de hielo, carga muerta y esfuerzo de diseño (ref. 8)

6.1.5. Parámetros meteorológicos

6.1.5.1. Velocidad básica del viento

La velocidad básica del viento \overline{V}_B (m/s), se obtiene de mapas basados en información meteorológica, de la velocidad media horaria independiente de la dirección, a una altura de 10 m sobre el terreno natural, asumiendo categoría de terreno III con una probabilidad anual de ocurrencia de 0.02 (es decir un periodo de retorno de 50 años).

Cuando no se encuentren mapas de isotacas, \overline{V}_B se pueden obtener por análisis estadístico, con registros de un periodo mínimo de 15 años, de velocidades medias horarias.

6.1.5.2. Factor de dirección del viento

Cuando la estructura genera resistencia al viento, esta depende de la dirección del viento, y cuando se considera combinaciones de hielo y viento, se puede evaluar mediante el factor K_d adimensional, que se puede obtener de las siguientes maneras:

a) K_d , se puede obtener de la figura 6.2, como:

- 1) $K_d = 1$, para sitios que están tierra adentro, a 16 km de la costa.
- 2) K_d , no es mayor que 0.85 cuando se considere la combinación de viento con hielo

b) K_d , se puede obtener de análisis estadísticos de registros observados en el sitio para la dirección del viento.

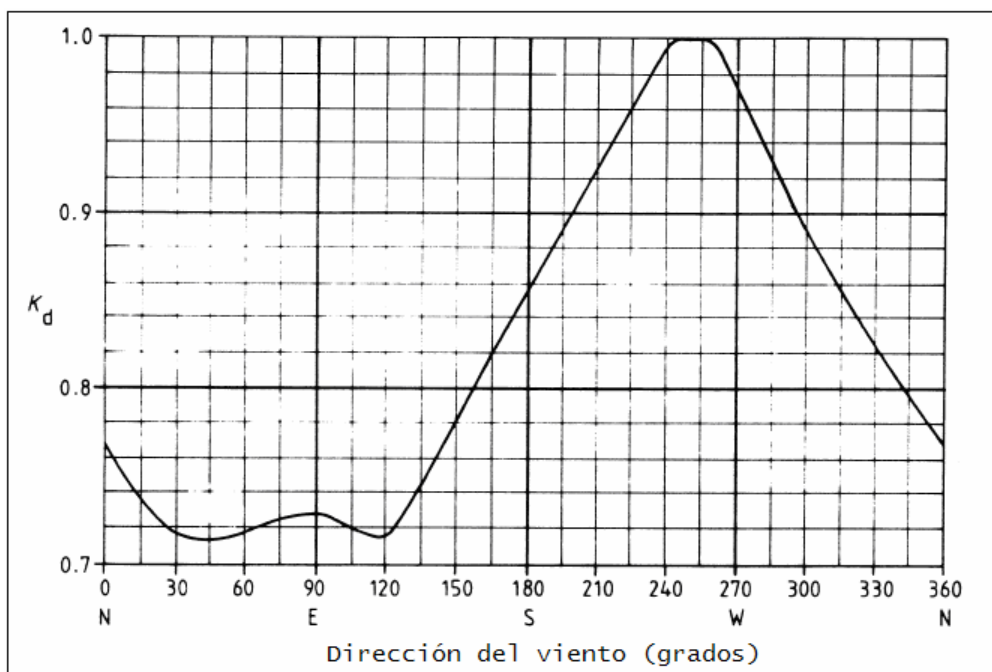


Figura 6.2. Factor de dirección del viento (ref. 8)

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

6.1.5.3. Factor de rugosidad del terreno

El factor de rugosidad del terreno, K_R adimensional, se puede obtener de la siguiente manera:

- a) De la tabla 6.1, adecuado a la categoría del sitio
- b) De análisis estadístico, basados en mediciones en el sitio.

Categoría	Descripción del terreno	Factor de rugosidad del terreno (KR)	Factor de la velocidad del viento con la altura (α)	Altura efectiva (h_e)
I	Llanuras cubiertas de nieve o terreno ondulado sin obstrucciones; pistas de despegue; áreas costeras	1.2	0.125	0
II	Prado plano, suelo talado con muy pocas obstrucciones aisladas	1.1	0.14	0
III	Terreno básicamente abierto, granjas con cercas y árboles aislados	1	0.165	0
IV	Granjas con estructuras de granjas pequeñas, casas y árboles	0.86	0.19	2
V	Densamente arbolado, casas cubriendo el 10% a 20 % del área	0.72	0.23	10

Tabla 6.1. Factor de rugosidad del terreno y ley de variación de la velocidad del viento con la altura (ref. 8)

6.1.5.4. Velocidad de referencia en el sitio

La velocidad de referencia en el sitio, V_r en (m/s), se define como la velocidad media del viento en el sitio a un nivel de 10 m, arriba de la altura efectiva de las obstrucciones.

$$V_r = \gamma_v K_d K_R V_B \tag{6.1}$$

Donde

V_B = Velocidad básica del viento, en m/s

γ_v = Factor parcial de seguridad de la velocidad del viento, adimensional

K_d = Factor de dirección del viento, adimensional

K_R = Factor de rugosidad del terreno, adimensional

Para requerimientos de servicio, es necesario definir la velocidad de viento característico, V_k , la cual se define como sigue:

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

$$V_k = K_R V_B \tag{6.2}$$

Donde

K_R = Factor de rugosidad del terreno, adimensional

6.1.6. Variación de la velocidad del viento con la altura

Debido a que el viento varía de intensidad con la altura es necesario calcular este efecto por medio de una ley potencial que es la siguiente:

$$V_z = V_r \left(\frac{z - h_e}{10} \right)^\alpha \quad \text{Para } z \geq 10 + h_e \tag{6.3.a}$$

$$V_z = \frac{V_r}{2} \left(1 + \frac{z}{10 + h_e} \right) \quad \text{Para } z < 10 + h_e \tag{6.3.b}$$

Donde

V_r = Velocidad del viento en el sitio de referencia, en m/s, a 10 m de altura sobre el terreno

α = Es el valor exponencial de la variación de la velocidad del viento con la altura obtenido de la figura 6.3, adimensional

h_e = Es la altura efectiva de las obstrucciones, en m

z = Altura en la cual se valúa la velocidad, en m

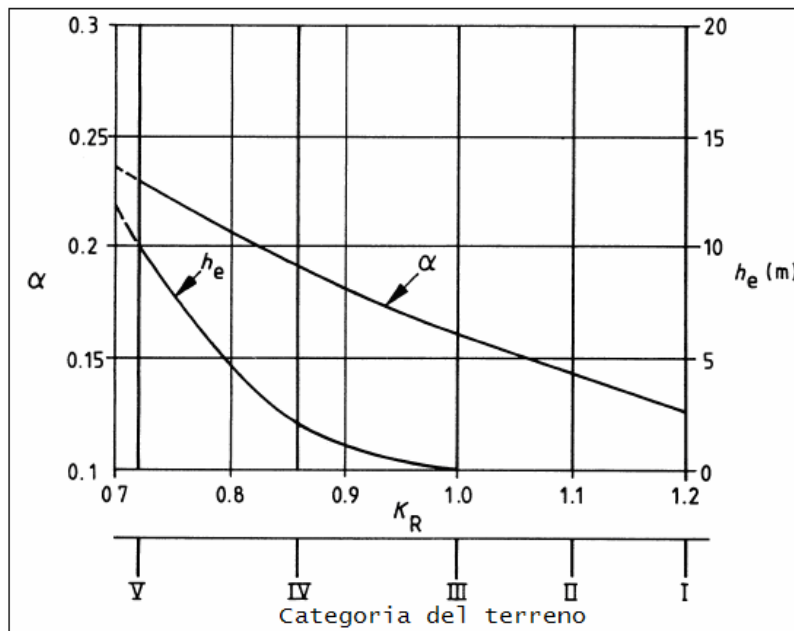


Figura 6.3. Exponente para evaluar la variación de la velocidad del viento con la altura (ref. 8)

6.1.7. Área expuesta

6.1.7.1. Cálculo del área expuesta

El área expuesta que ofrece la estructura al flujo del viento se puede determinar, tanto en la dirección del viento como en dirección perpendicular al viento, de la siguiente manera:

a) Área expuesta total en dirección del viento

$$R_T = K_\theta C_N A_S, \text{ en m}^2 \quad (6.4)$$

b) Área expuesta total en dirección perpendicular al viento

$$R_X = R_T, \text{ en m}^2 \quad (6.5)$$

Donde

C_N = Coeficiente general de arrastre, adimensional

A_S = Es el área proyectada total normal a la cara de la estructura dentro de la altura de un panel de la torre al nivel concerniente, en m^2

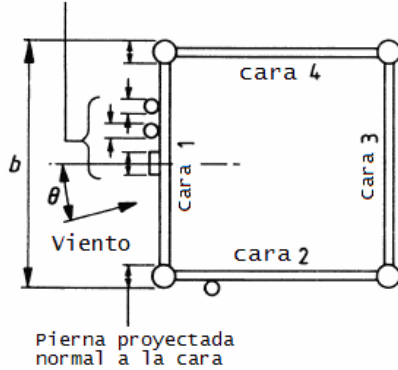
A_f = Es el área proyectada total normal a la cara de los elementos de sección plana, en m^2

K_θ = Es la incidencia del viento, adimensional

θ = Es el ángulo de incidencia del viento normal a la cara 1, en grados

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

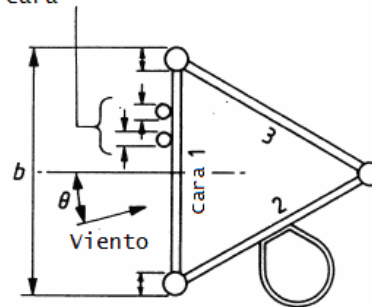
Componentes accesorios proyectados normal a la cara



NOTA Cara 1 es tomada como la cara de barlovento tal que $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$.

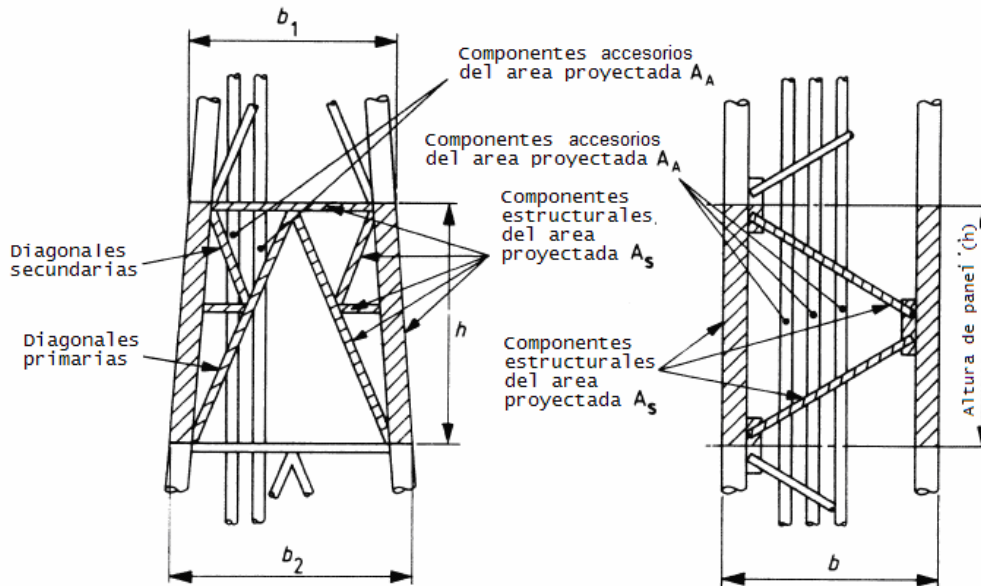
(a) Vista en planta de la torre cuadrada

Componentes accesorios proyectados normal a la cara



NOTA Cara 1 es tomada como la cara de barlovento tal que $-60^\circ < \theta < 60^\circ$.

(b) Vista en planta de la torre triangular



(c) Vista normal a la cara (torre cuadrada o triangular)

(1) Para paneles con piernas inclinadas

Para 4.2 y 4.3: Factor de solidez, $\phi = \frac{2A_s}{h(b_1 + b_2)}$

Para 4.4: Factor de solidez, $\phi = \frac{2(A_s + A_A)}{h(b_1 + b_2)}$

(2) Para paneles con piernas paralelas

Para 4.2 y 4.3: Factor de solidez, $\phi = \frac{A_s}{hb}$

Para 4.4: Factor de solidez, $\phi = \frac{A_s + A_A}{hb}$

Figura 6.4. Área de proyección usada para calcular el factor de solidez (ref. 8)

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

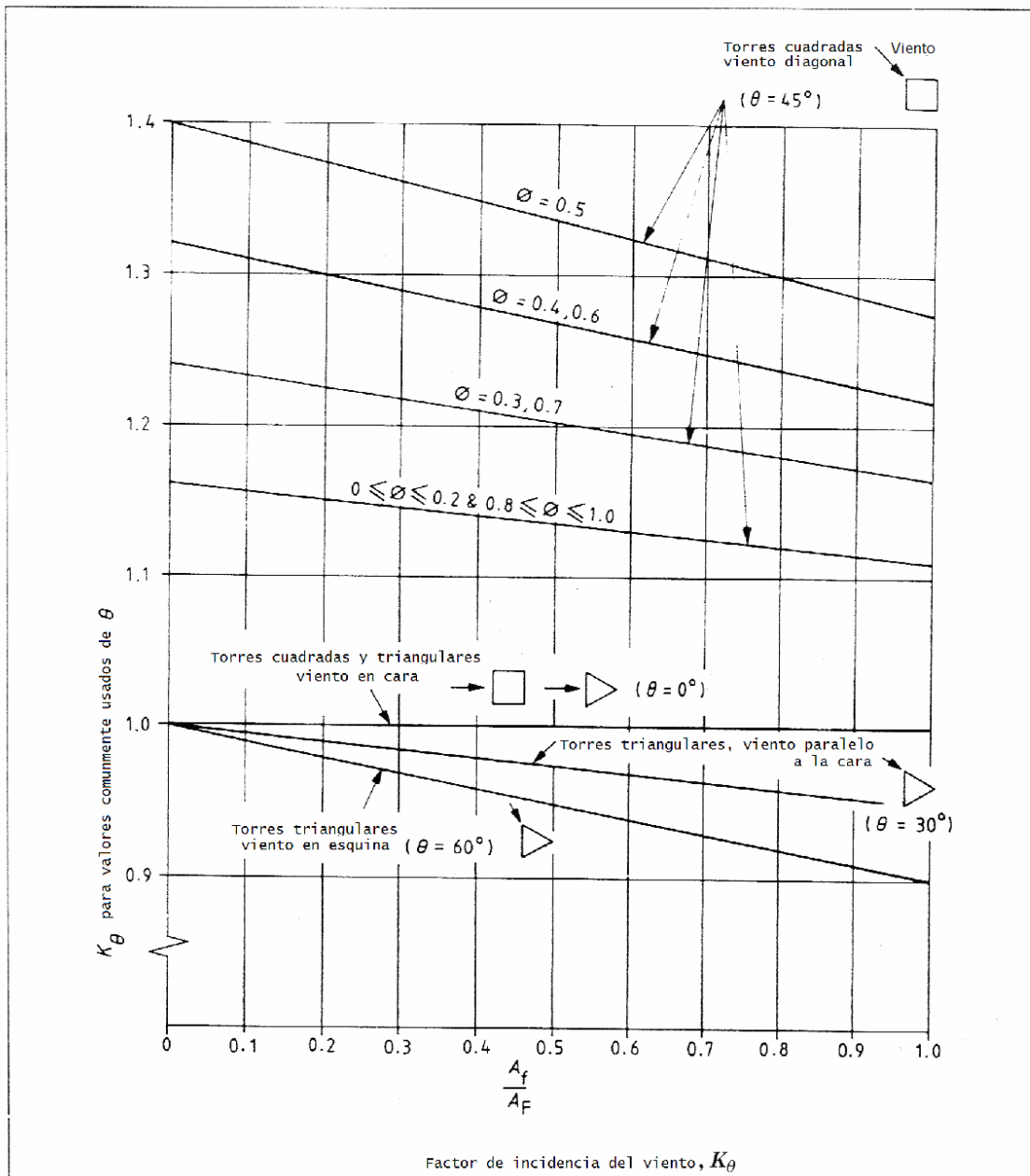


Figura 6.5. Factor de incidencia del viento (ref. 8)

Los miembros de sección circular se pueden considerar en régimen subcrítico cuando el número efectivo de Reynolds $R_e \leq 4 \times 10^6$, o cuando están congelados; se puede considerar que están en régimen supercrítico para valores de R_e mayores, solo cuando estén sin hielo.

$$R_e = \frac{1.5 \bar{V}_z D}{\nu} \tag{6.6}$$

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

Donde

\overline{V}_z Velocidad del viento medio a la altura z medida del nivel de terreno al centro del elemento, en m/s

D Diámetro del elemento, en m

ν Viscosidad cinemática del aire, en m^2/s

6.1.7.2. Coeficientes de arrastre

Los valores de los coeficientes arrastre normal, C_N , aplicables a los marcos estructurales de torres cuadradas o de torres triangulares equiláteras, se puede obtener de la figura 6.6, en las cuales la relación de solidez, ϕ , fue definida en la figura 6.4. Para tales torres, integradas por miembros de lado plano, o de sección circular, el coeficiente de arrastre normal se obtiene como sigue:

$$C_N = C_{NF} \frac{A_f}{A_F} + C_{Nc} \frac{A_c}{A_F} + C_{Nc'} \frac{A_{c'}}{A_F} \quad (6.7)$$

Donde

C_{NF} , C_{Nc} , $C_{Nc'}$ son los coeficientes de arrastre para torres compuestas de secciones de lado plano, sección circulares subcríticas y secciones circulares supercríticas.

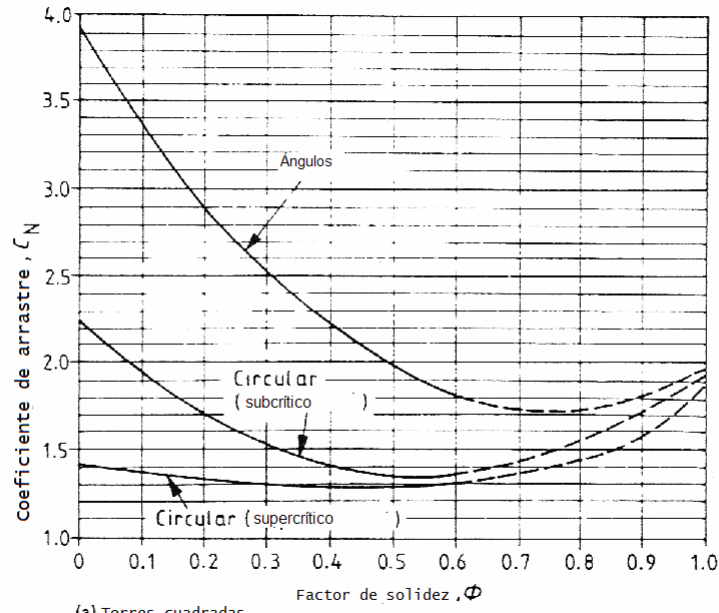
A_f Definida en 6.1.7.1

A_c Área total proyectada de miembros de sección circular en el régimen subcrítico, en m^2

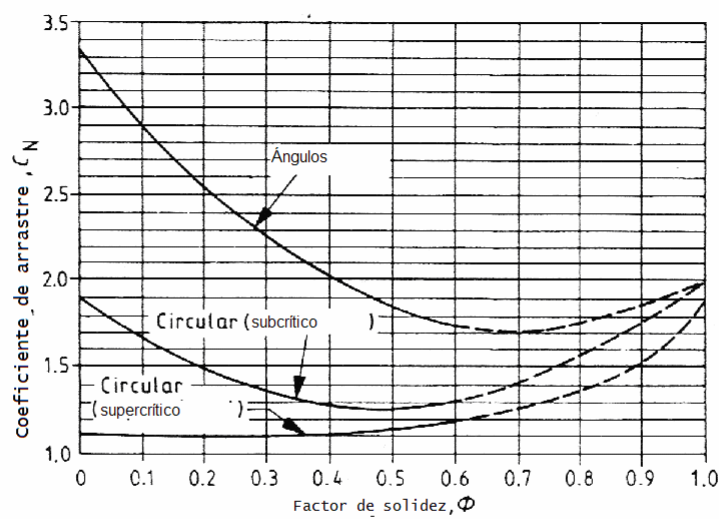
$A_{c'}$ Área total proyectada de miembros de sección circular en el régimen supercrítico, en m^2

A_F Área total proyectada normal a la cara, en m^2

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS



(a) Torres cuadradas



(b) Torres triangulares

NOTA: Para torres con $\phi > 0.6$, el coeficiente de arrastre debe ser verificado mediante modelos en pruebas en un tunel de viento

Coefficientes de arrastre normales, C_N , para torres cuadradas y triangulares

Figura 6.6. Coeficiente de arrastre (ref. 8)

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

Cálculo del área expuesta

El área expuesta total al viento se puede determinar en la dirección del viento y de costado, de acuerdo con a) y b) respectivamente

a) El área expuesta total, $\sum R_W$ en m², en la dirección del viento, sobre el panel de la torre, se calcula como sigue:

$$\sum R_W = R_T + R_{AW} \quad (6.8)$$

Donde

R_T = Es el área expuesta del entrepaño descubierto de torre, obtenida de la relación de solidez ϕ , en m²

R_{AW} = Es el área expuesta al viento de los accesorios, en m²

b) Al área expuesta total al viento cruzado, $\sum R_X$ en m², se puede tomar como:

$$\sum R_{WX} = R_T + R_{AX} \quad (6.8.a)$$

R_{AX} = Es la resistencia al viento cruzado de los accesorios, en m²

En los paneles donde el área expuesta no es simétrica en todas las caras, se calcula de la siguiente manera:

a) El área expuesta total, $\sum R_W$ en m², en la dirección del viento, sobre el panel de la torre, se calcula como sigue:

$$\sum R_W = R_{1e} \cos^2 \theta_1 + R_{2e} \sin^2 \theta_2, \text{ para torres cuadradas.} \quad (6.8.b)$$

Donde

R_{1e} = Área expuesta efectiva, en m²

$$R_{1e} = (R_1 + \eta_1 R_3) K_{\theta 1} \quad (6.8.c)$$

R_{2e} = Área expuesta efectiva, en m²

$$R_{2e} = (R_2 + \eta_2 R_4) K_{\theta 2} \quad (6.8.d)$$

Donde

R_1 , R_2 , R_3 y R_4 son las áreas expuestas obtenidas por:

$$R_1 = A_{s1} C_{n1} + R_{AW1} \quad (6.8.e)$$

$$R_2 = A_{s2} C_{n2} + R_{AW2} \quad (6.8.f)$$

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL
VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

$$R_3 = A_{s3}C_{n3} + R_{AW3} \quad (6.8.g)$$

$$R_4 = A_{s4}C_{n4} + R_{AW4} \quad (6.8.h)$$

Donde

A_{s1} , A_{s2} , A_{s3} y A_{s4} , en m², son las proyecciones de áreas normales a las caras 1, 2, 3 y 4 respectivamente, de los componentes tratados como elementos estructurales.

C_{n1} , C_{n2} , C_{n3} y C_{n4} , adimensionales, son los coeficientes de arrastre de las caras 1, 2, 3 y 4 respectivamente, de los componentes tratados como elementos estructurales.

R_{AW1} , R_{AW2} , R_{AW3} y R_{AW4} , en m², son las proyecciones de áreas de las caras 1, 2, 3 y 4 respectivamente, de los componentes no tratados como elementos estructurales.

η_1 y η_2 , adimensionales, son los factores de escudo efectivo para las caras 1 y 2, respectivamente, incluyendo los elementos estructurales y no estructurales y se toma como:

$\eta' + 0.15(\omega - 1)(\phi - 0.1)$, para torres rectangulares y cuadradas, pero puede ser mayor que 1.0.

Donde

$\eta' = \eta_f (A_f + 0.88A_c + 2.1A_{c'} + A_A) / (A_s + A_A)$, adimensional, pero no mayor que 1.0;

η_f , adimensional, se obtiene de la figura 9.7, aplicable a las caras 1 y 2, apropiado para el factor de solidez ϕ correspondiente.

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

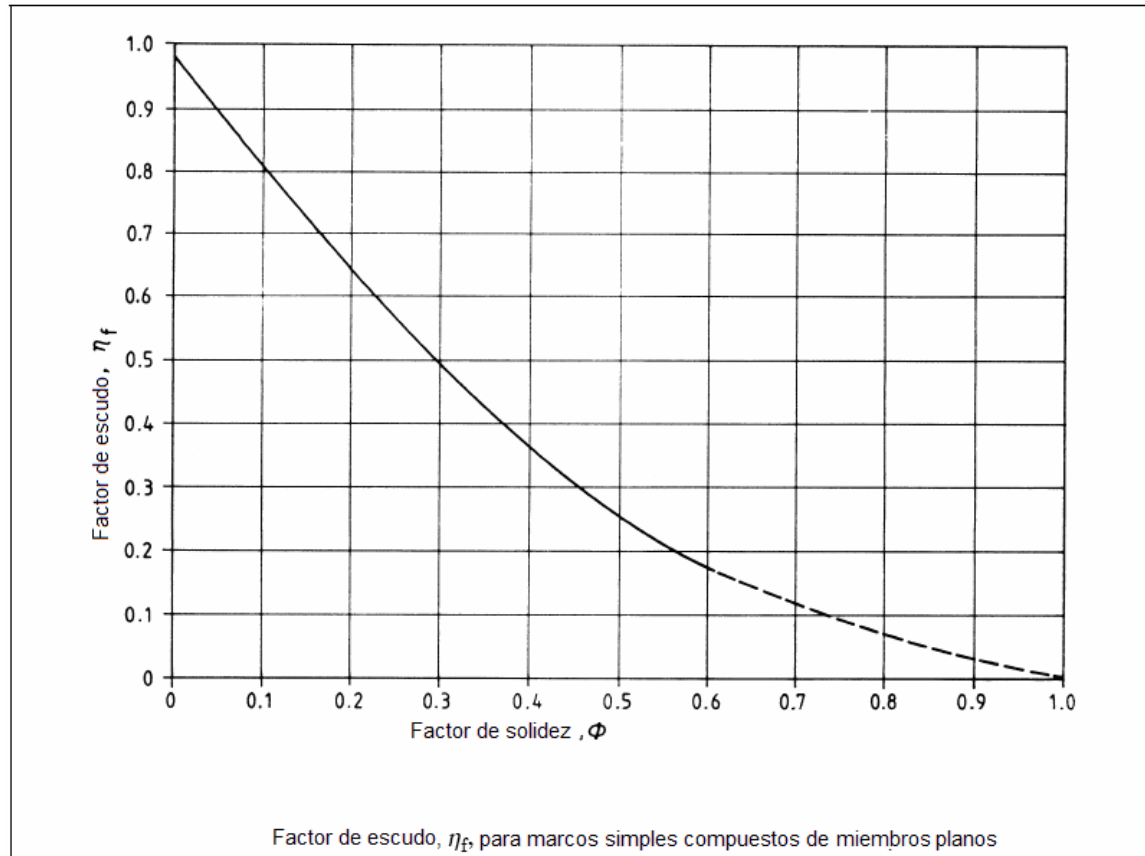


Figura 6.7. Factor de escudo (ref. 8)

A_f , A_c , A_c' se definieron en 6.1.7.2, aplicable a las caras 1 o 2.

A_A Área, en m^2 , proyectada normal a la cara de los elementos no estructurales, calculada para las caras 1, 2, 3 y 4.

ϕ Factor de solidez de las caras 1 y 2, definido en 6.1.7.1, pero incluyendo los componentes estructurales y no estructurales.

ω Factor de espacio, adimensional, igual a la distancia entre la cara considerada y a la cara paralela a ella, dividida por el ancho de la cara, considerada al nivel del centroide del panel, pero no menor que 1.0.

$K_{\theta 1}$ y $K_{\theta 2}$, dimensionales, se obtiene de la figura 6.5, aplicable a las caras 1 o 2.

b) El área expuesta total al viento cruzado, $\sum R_x$, se puede obtener como se indicó en a)

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

6.1.8. Área expuesta de cables

El área expuesta de cables, R_{CW} en m², en la dirección del viento, de cualquier cable externo adherido a la torre, se puede calcular mediante:

$$R_{CW} = C_C D_C L_C \sin^3 \psi \quad (6.10)$$

Donde

C_C = Es el coeficiente de arrastre normal general apropiado para el número de Reynolds efectivo, adimensional; se obtiene de la tabla 6.2.

L_C = Longitud del cable, en m

D_C = Diámetro del cable, en m

ψ = Angulo de incidencia del viento, en grados

Tipo de elemento	Numero efectivo de Reynolds $R_e = 1.5 \frac{\bar{V}_z D}{\nu}$	Coeficiente de arrastre C_N	
		Libre de hielo	Con hielo
a) Secciones de lados planos y placas	Todos los valores	2.0	2.0
b) Seccion circular y cable liso	$\leq 2 \times 10^5$	1.2	1.2
	4×10^5	0.6	1.0
	$> 10 \times 10^5$	0.7	1.0
c) Cables trnzado fino	Libre de hielo $\leq 6 \times 10^4$ $\geq 10^5$	1.2 0.9	
	Con hielo $\leq 1 \times 10^5$ $\geq 2 \times 10^5$		1.25 1.0
d) Cable trenzado grueso	Libre de hielo $\leq 4 \times 10^4$ $> 4 \times 10^4$	1.3 1.1	
	Con hielo $\leq 1 \times 10^5$ $\geq 2 \times 10^5$		1.25 1.0
e) Cilindros con las aletas helicoidales de altura hasta 0.12 D	Todos los valores	1.2	1.2

Tabla 6.2. Coeficientes de arrastre típicos para elementos individuales (ref. 8)

6.1.9. Respuesta estructural al viento

Las fuerzas máximas que se utilizarán en el diseño de los componentes y de la cimentación de la torre, se deben calcular para soportar la respuesta a la turbulencia del viento. Tales fuerzas deben representar el efecto resultante de una carga estática equivalente, debida a la velocidad del viento media horaria, que actúa solamente en la

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL
VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

dirección del viento, más el efecto dinámico producido por las ráfagas inducidas por la turbulencia.

El método estático se puede aplicar, solo si se cumple lo siguiente:

$$\frac{7m_T}{\rho_a R_{WT} \sqrt{d_B \tau_0}} \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{H} \right)^2 < 1 \quad (6.11)$$

Donde:

R_{WT} = Suma de las áreas expuestas de los paneles, a partir de la parte alta de la torre, siempre que R_{WT} sea menor que 1/3 de la suma total de $\sum R_w$, para toda la torre (en m^2).

ρ_a = Densidad del material de la estructura de la torre (en kg/m^3)

m_T = Masa total de los paneles que conforman R_{WT} (en kg)

H = Altura de la torre (en m)

h_T = Altura total de los paneles que conforman R_{WT} pero no mayor que $H/3$

τ_0 = Relación volumen/área expuesta tomada como 0.001, en m

d_B = Profundidad en la dirección del viento, igual a:

Ancho de la base, d, para torres rectangulares (en m)
0.75 x ancho de la base, para torres triangulares (en m)

Si no se satisface (6.11), se debe utilizar el método analítico espectral.

6.1.10. Carga por viento

La máxima carga del viento medio, en dirección del viento por cada panel, se calcula como sigue:

$$P_{TW} = \frac{\rho_a}{2} V_z^2 \sum R_w \quad (6.12)$$

La carga máxima fluctuante provocada por la turbulencia en la dirección del viento se calcula como sigue:

$$P'_{TW} = G P_{TW} \quad (6.13)$$

La carga máxima fluctuante provocada por la turbulencia, en la dirección perpendicular del viento, se calcula como sigue:

$$P'_{TX} = K_x \left(\frac{\sum R_x}{\sum R_w} \right) P'_{TW} \quad (6.14)$$

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL
VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

Donde

G = Factor de respuesta de ráfaga, aplicable al cálculo del momento flexionante o fuerza cortante.

ρ_a = Densidad del aire, en $\frac{kg}{m^3}$

V_z = Velocidad del viento media al nivel del centro del área del panel, para la altura z sobre el nivel del terreno, en m/s

$\sum R_w$ = Área expuesta total de la estructura en dirección del viento, en m^2

K_x = Factor que se toma como 0.5, adimensional

$\sum R_x$ = Área expuesta al viento cruzado, en m^2

6.1.11. Factor de ráfaga básico

El factor de ráfaga básico se calcula como sigue:

Donde

G_B = Factor de ráfaga básico

$$G_1 = K_1 K_2 \left(\frac{3.976}{K_R} - 2.485 \right) \quad (6.15)$$

$$K_1 = \left(1 + \frac{\alpha}{2} \right) \left(\frac{10}{H} \right)^\alpha \quad (6.16)$$

$$K_2 = \left\{ \frac{2}{S_1} + \frac{2}{S_1^2} (e^{-S_1} - 1) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (6.17)$$

$$S_1 = \left(\frac{H}{100.8} \right) \left(\frac{10}{H} \right)^\alpha \quad (6.18)$$

$$G_2 = K_3 K_4 K_5 \left(\frac{3.976}{K_R} - 2.485 \right) \quad (6.19)$$

$$K_3 = \left(1 + \frac{\alpha}{2} \right) \left(\frac{10}{K_6} \right)^\alpha \quad (6.20)$$

$$K_4 = \left\{ \frac{2}{S_2} + \frac{2}{S_2^2} (e^{-S_2} - 1) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (6.21)$$

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL
VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

$$K_5 = \left(\frac{K_6}{H}\right)^\alpha \left\{ \frac{1 - \left(1 - \frac{K_6}{H}\right)^2}{1 - \left(1 - \frac{K_6}{H}\right)^{\alpha+2}} \right\} \quad (6.22)$$

$$S_2 = \left(\frac{K_6}{100.8}\right) \left(\frac{10}{H}\right)^\alpha \quad (6.23)$$

$$K_6 = \left(\frac{H}{10}\right) \quad (6.24)$$

Todos son valores adimensionales

Factor de ráfaga para calcular los momentos

El factor de ráfaga, G, para el cálculo de los momentos flexionantes, que sirvan para el diseño de las columnas y la cimentación se calcula con:

$$G = G_B \left\{ 1 + 0.2 \left(\frac{Z_m}{H} \right)^2 \right\} \quad (6.25)$$

Donde

G_B = Factor de ráfaga básico, adimensional

Z_m = Altura sobre el nivel de terreno en donde se requiere el momento, en m

H = Altura total de la torre, en m

Factor de ráfaga para calcular fuerzas cortantes

El factor de ráfaga, G, para el cálculo de los cortantes, que sirvan para el diseño de las diagonales y la cimentación se calcula con:

$$G = K_q G_B \left\{ 1 + 0.2 \left(\frac{Z_q}{H} \right)^2 \right\} \quad (6.26)$$

Donde

G_B = Factor de ráfaga básico, adimensional

Z_q = Altura sobre el nivel de terreno en donde se requiere el cortante, en m

H = Altura total de la torre, en m

$$K_q = \frac{1}{f_q} \left(\frac{K_1}{K_2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (6.27)$$

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL
VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

$$K_1 = \left(1 - K_3 + \frac{K_3^2}{3}\right) - \frac{1}{S} \left\{1 - K_3 + \frac{K_3^2}{2} + e^{-S} (K_3 - 1)\right\} - \frac{K_3^2 e^{-S}}{S^2} + \frac{K_3^2 (1 - e^{-S})}{S^3} \quad (6.28)$$

$$K_2 = \left\{1 - \left(\frac{1 - e^{-S}}{S}\right)\right\} \quad K_3 = (1 - f_q) \left(\frac{2 + \alpha}{1 + \alpha}\right) \quad f_q = \frac{F_q}{F} \quad S = \frac{H - z_q}{75} \left(\frac{10}{z_q}\right)^\alpha \quad (6.29)$$

F = Es la carga de cortante media, normal a la torre, al nivel Z_q, en kg

F_q = Es la carga de cortante media soportada por los contravientos al nivel Z_q (en la misma dirección de F), en kg

6.1.12. Carga en los cables

La carga media máxima aplicada a la torre, en la dirección del viento dada, para un cable adherido a ella, \overline{P}_{CW} en kg, se puede calcular como:

$$\overline{P}_{CW} = \frac{\rho_a}{4} V_{zC}^2 R_{CW} \quad (6.30)$$

La máxima carga fluctuante en la misma dirección, P'_{CW} en kg, se puede aceptar igual a:

$$P'_{CW} = G_C P_{CW} \quad (6.31)$$

Donde

ρ_a = Densidad del aire, en $\frac{kg}{m^3}$

V_{zC} = Velocidad del viento media al nivel deseado, en m/s

R_{CW} = Área expuesta del cable al viento, en m²

G_C = Factor de ráfaga del cable, adimensional, obtenido de:

$$G_C = K_L K_z \quad (6.32)$$

Donde

K_L = Es el factor de longitud, adimensional

K_z = El factor de altura, adimensional

$$K_L = \left\{ \frac{2}{S} + \frac{2}{S^2} (e^{-S} - 1) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (6.33)$$

$$S = \left(\frac{L}{100.8} \right) \left(\frac{10}{Z_c} \right)^\alpha \quad (6.34)$$

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL
VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

$$K_z = 2.121 \left(\frac{10}{Z_C} \right)^\alpha \left(\frac{1.6}{K_R} - 1 \right) \quad (6.35)$$

$$K_z = 2.121 \left(\frac{10}{Z_C} \right)^\alpha \left(\frac{1.6}{K_R} - 1 \right) \quad (6.36)$$

Todos son valores adimensionales

Donde

Z_c = Altura media del cable, en m

L = Longitud del cable, en m

K_R = Factor de rugosidad del terreno, adimensional, obtenido de la Tabla 6.1.

6.1.13. Cálculo de las fuerzas en los miembros de la torre

La fuerza total en los miembros de la torre, provocada por el viento, $\sum F$ en kg, es dada por:

$$\sum F = \bar{F} + F' \quad (6.37)$$

Donde

$$\bar{F} = F_T + F_C \quad (6.38)$$

F_T = Fuerza en el miembro calculada por la acción de la fuerza P_{TW} , en kg

F_C = Fuerza en el miembro calculada por la acción de la fuerza P_{CW} , en kg

F' = Máxima carga fluctuante en el miembro dado por la turbulencia y se calcula como:

$$F' = \sqrt{F'_{TW}{}^2 + F'_{TX}{}^2 + F'_C{}^2}, \text{ en kg}$$

F'_{TW} y F'_{TX} = Componentes de las fuerzas en el miembro, debido a la carga fluctuante del viento en dirección perpendicular

F'_C = Componente de las fuerzas en los miembros, provocada por la acción del viento en todos los cables adheridos a la torre, en kg.

6.1.14. Esfuerzo en los miembros de la torre

Los esfuerzos que se calculan con la norma BS-8100 (Ref. 10) son valores característicos (95% de probabilidad). El esfuerzo de diseño se calcula al dividir el esfuerzo característico, entre el factor parcial de seguridad, γ_m adimensional, anteriormente calculado.

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

6.1.14.1. Cálculo de la esbeltez efectiva Λ_{eff}

Para calcular la resistencia de diseño a flexión del elemento, se calcula la esbeltez efectiva Λ_{eff} , adimensional.

La esbeltez efectiva Λ_{eff} se calcula como sigue:

$$\Lambda_{eff} = K\Lambda \quad (6.39)$$

Donde

Λ = Esbeltez relativa del miembro, adimensional

$$\Lambda = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad (6.40)$$

Donde

λ = Factor de esbeltez L/r , adimensional

L = Longitud no soportada, en cm

r = Radio de giro, en cm

λ_1 = Factor de esbeltez calculado por:

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{\sigma_r} \right]^{0.5}, \text{ adimensional} \quad (6.41)$$

σ_r = Esfuerzo de referencia, en kg/cm^2

E = Módulo de elasticidad del acero, en kg/cm^2

K = Factor de esbeltez efectiva, que depende de la configuración estructural, adimensional, que se calcula como sigue:

a) Para columnas

El valor se obtiene de la tabla 6.3

b) Diagonales

K depende del tipo de conexión de las diagonales con las columnas, con las configuraciones típicas que se muestran en la tabla 6.4.

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

Factor de esbeltez efectiva K para columnas






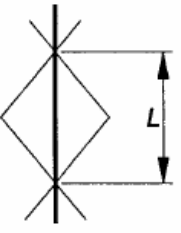
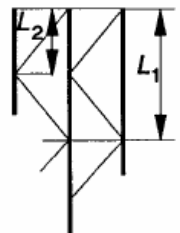
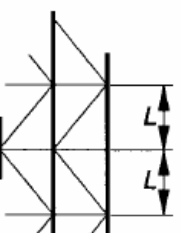
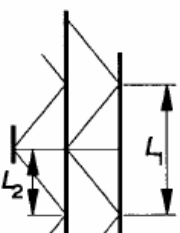
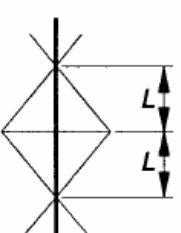
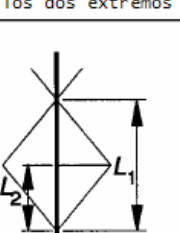
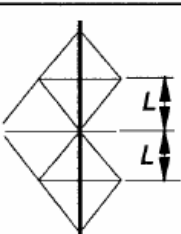
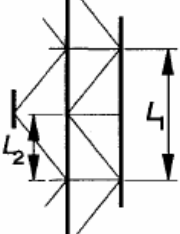
Diagonales simétricas			Diagonales asimétricas			
Ejes			Ejes			
	v-v	y-y		v-v	y-y	y-y
 Diagonales principales en dos extremos	$0.8 + \frac{\Delta}{10}$ pero ≥ 0.9 y ≤ 1.0	1.0 NOTA. si las diagonales principales en los dos extremos esta doblemente atornillada se puede usar 0.9, o si esta soldada 0.85	 Discontinuo arriba con horizontales	For L_2^a $1.2 \left(\frac{0.8 + \Delta}{10} \right)$ pero ≥ 1.08 y ≤ 1.2	For L_1 $1.2 \left(\frac{0.8 + \Delta}{10} \right)$ pero ≥ 1.08 y ≤ 1.2	For L_1 1.0 NOTA. si las diagonales principales en los dos extremos esta doblemente atornillada se puede usar 0.9, o si esta soldada 0.85
 Asimétrica	$0.8 + \frac{\Delta}{10}$ pero ≥ 0.9 y ≤ 1.0	1.0 NOTA. si las diagonales principales en los dos extremos esta doblemente atornillada se puede usar 0.95, o si esta soldada 0.9	 Diagonales principales an los dos extremos	For L_2^a $0.8 + \frac{\Delta}{10}$ pero ≥ 0.9 y ≤ 1.0	For L_1 $0.8 + \frac{\Delta}{10}$	For L_1 1.0 NOTA. si las diagonales principales en los dos extremos esta doblemente atornillada se puede usar 0.9, o si esta soldada 0.85
 Simétrica Diagonal principal en un extremo y secundaria en el otro.	$0.8 + \frac{\Delta}{10}$ pero ≥ 0.9 y ≤ 1.0	1.0	 Diagonales principales en los dos extremos con L_1	For L_2^a $0.8 + \frac{\Delta}{10}$ pero ≥ 0.9 y ≤ 1.0	For L_1 $0.8 + \frac{\Delta}{10}$	For L_1 1.0 NOTA. si las diagonales principales en los dos extremos esta doblemente atornillada se puede usar 0.9, o si esta soldada 0.85
 Diagonales secundarias en los dos extremos	$0.8 + \frac{\Delta}{10}$ pero ≥ 0.9 y ≤ 1.0	1.0	 Diagonales principales en los dos extremos con L_1	For L_2^a $0.8 + \frac{\Delta}{10}$ pero ≥ 0.9 y ≤ 1.0	For L_1 $0.8 + \frac{\Delta}{10}$	For L_1 1.0 NOTA. si las diagonales principales en los dos extremos esta doblemente atornillada se puede usar 0.9, o si esta soldada 0.85

Tabla 6.3. Factor de esbeltez efectiva K para columnas (ref. 8)

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

Factor de esbeltez efectiva K diagonales





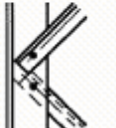
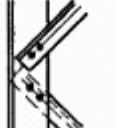
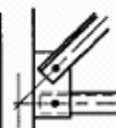
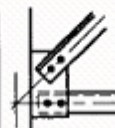
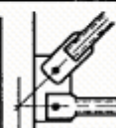
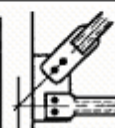


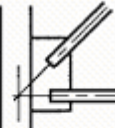



Columnas	Angulos con un solo tornillo y tubos soldados		Angulos doblemente atornillados y tubos soldados individualmente		Tubos soldados	
	Tipo	K	Tipo	K	Tipo	K
Cualquiera	 Continuo	$0.7 + 0.35/A$ Todas direcciones				
	 Continuo	1.0	 Continuo	0.9	 Continuo	0.85
Columna de ángulo		Normal al marco Discontinuo ambos extremos $0.7 + 0.58/A$		Como para ángulos simplemente atornillados		
Columna de tubo		Continuo un extremo $0.7 + 0.40/A$ Cualquier otra dirección $0.7 + 0.35/A$				
		0.95		En el plano del marco 0.85 - cualquier otra dirección 0.95		En el plano del marco 0.85 - cualquier otra dirección 0.95
		0.9		En el plano del marco 0.80 - cualquier otra dirección 0.85		En el plano del marco 0.80 - cualquier otra dirección 0.85
				0.8		0.8

Tabla 6.4. Factor de esbeltez efectiva K para diagonales (ref. 8)

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

6.1.14.2. Cálculo del esfuerzo de diseño para miembros en compresión

La resistencia de diseño, N , en kg, de un elemento a compresión se calcula como sigue:

$$N = \frac{j\chi A\sigma_r}{\gamma_m} \quad (6.42)$$

Donde

- j = 0.8 para ángulos simples conectados por un tornillo en cada extremo, 0.9 para ángulos simples conectados por un tornillo en un extremo y continuo en el otro y 1.0 en todos los otros casos, adimensional
- A = Área transversal del elemento, en cm^2
- χ = Factor de reducción, adimensional
- σ_r = Esfuerzo de referencia, en kg/cm^2
- γ_m = Factor parcial del esfuerzo, adimensional

6.1.14.3. Factor de reducción χ

El factor de reducción, χ adimensional, se calcula como sigue:

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \left[\varphi^2 - \Lambda_{eff}^2 \right]^{0.5}} \quad (6.43)$$

Donde

$$\varphi = 0.5 \left[1 + \alpha (\Lambda_{eff} - 0.2) + \Lambda_{eff}^2 \right], \text{ adimensional} \quad (6.44)$$

- α = Factor de imperfección, adimensional
- Λ_{eff} = Esbeltez efectiva, adimensional

Cuando $\chi \leq 1$

El factor de imperfección α , corresponde al modo de pandeo apropiado.

Factor de imperfección

Modo de pandeo	Factor de imperfección
a	0.21
b	0.34
c	0.49
d	0.76

Tabla 6.5. Factores de imperfección (ref. 8)

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

Selección del modo de pandeo para la sección

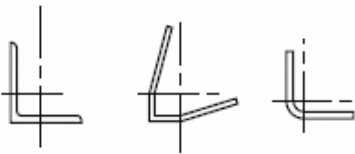

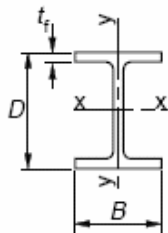
	Sección	Límites	Flexión alrededor del eje	Modo de pandeo	
secciones comúnmente usadas	Secciones en ángulo 	Roladas en caliente	Cualquiera	b	
		Roladas en frío - using f_{yb}	Cualquiera	c	
		Roladas en frío - using f_{ya}	Cualquiera	c	
	Secciones C, T y solidas			Cualquiera	c
	Secciones tubulares		Roladas en caliente	Cualquiera	a
			Roladas en frío - using f_{yb}	Cualquiera	b
Roladas en frío - using f_{ya}			Cualquiera	c	
Otras secciones	Secciones I 	$\frac{D}{B} \leq 1.2;$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	x - x y - y	a b	
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	x - x y - y	b c	
		$\frac{D}{B} \leq 1.2;$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	x - x y - y	b c	
		$t_f > 100 \text{ mm}$	x - x y - y	d d	
f_{yb} es la fluencia básica del material antes de rolarlo en frío f_{ya} es el esfuerzo de fluencia de el material despues de rolarlo en frío					

Tabla 6.6. Selección del modo de pandeo para la sección (ref. 8)

6.1.14.4. Cálculo del esfuerzo de referencia

El esfuerzo de referencia, σ_r , en kg/cm², para el cálculo del esfuerzo último del elemento, depende de la esbeltez de la sección. Para secciones esbeltas se utiliza σ_r , en lugar de σ_y .

Para secciones de ángulo

$$\sigma_r = \sigma_y \quad \text{si } B/t \leq \mu \quad (6.45)$$

$$\sigma_r = \sigma_y \left(2 - \frac{B}{\mu t} \right) \quad \text{si } \mu \leq B/t \leq 1.33\mu \quad (6.46)$$

$$\sigma_r = \frac{\pi^2 E}{(5.1 B/t)^2} \quad \text{si } B/t \geq 1.33\mu \quad (6.47)$$

Donde:

σ_y = Esfuerzo de fluencia del material, en kg/cm²

B = Ancho del ángulo, en mm

t = Espesor del ángulo, en mm

$\mu = 0.567 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$, adimensional

E = Módulo de elasticidad, en kg/cm²

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

6.2 Consideraciones establecidas por el método con base de seguridad

6.2.1. Determinación de la velocidad de diseño

La velocidad de diseño se obtiene de la manera siguiente:

$$V_D = (FR)(V_z) \tag{6.48}$$

Donde:

V_D = Velocidad de diseño, en m/s

FR = Factor de ráfaga, adimensional; 1.0 para cables y estructura. Solamente cuando la torre tenga altura mayor de 60 m y se considere actuando viento medio, se tomará para la estructura $FR = 1.3$

V_z = Velocidad corregida por la altura, en m/s.

6.2.2. Velocidad regional

Para efectos de diseño estructural de la torre de transmisión, la cual se encuentra en una línea de transmisión ubicada la zona aledañas al Distrito Federal en el cual se cuenta con una regionalización eólica de la zona, se selecciona la velocidad regional máxima, según la siguiente tabla.

Periodo de retorno, años	Importancia de la construcción		
	A 200	B 50	Temporal 10
Zona I: Delegaciones de Alvaro Obregón, Azcapotzalco, Benito Juárez, Coyoacán, Cuauhtémoc, G.A. Madero, Iztacalco, Iztapalapa, Miguel Hidalgo y Venustiano Carranza	39	36	31
Zona II: Delegaciones de Magdalena Contreras, Cuajimalpa, Milpa Alta, Tlalpan y Xochimilco	35	32	28

Tabla 6.7. Velocidades regionales para el Distrito Federal (ref. 6)

6.2.3. Velocidad básica

La velocidad regional se debe modificar para considerar la topografía de la ruta que siga el tendido de la línea de transmisión, para obtener la velocidad básica:

$$V_B = (V_R)K \tag{6.49}$$

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

Donde:

V_B = Velocidad básica, en m/s

V_R = Velocidad regional, en m/s

K = Factor de corrección topográfica, adimensional.

En la tabla 6.8, se presentan los valores con los cuales se puede obtener el factor K, que depende de la topografía en la que se encuentre localizada la estructura

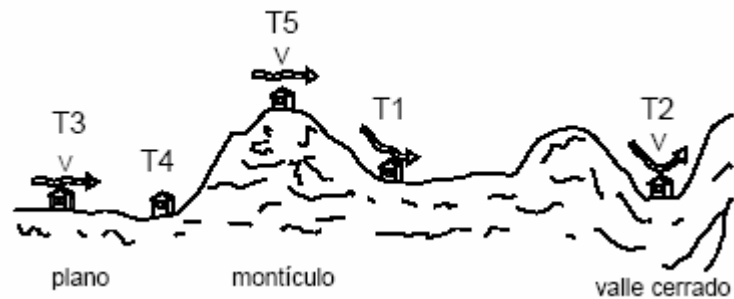


Figura 6.8. Formas topográficas locales (ref. 6)

Tipos de topografía	Rugosidad de terrenos en alrededores		
	Terreno tipo R2	Terreno tipo R3	Terreno tipo R4
T1 Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.80	0.70	0.66
T2 Valles cerrados	0.90	0.79	0.74
T3 Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5 % (normal)	1.00	0.88	0.82
T4 Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %	1.10	0.97	0.90
T5 Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10 %, cañadas o valles cerrados	1.20	1.06	0.98

En terreno de tipo R1, F_{TR} , se tomará en todos los casos igual a 1.0.

Tabla 6.8. Factor de topografía y de rugosidad del terreno (ref. 6)

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

6.2.4. Variación de la velocidad del viento con la altura

Debido a que la velocidad básica de diseño del viento aumenta con la altura, es necesario corregirla. Esta corrección depende de la rugosidad del sitio y su variación con la altura, se calcula como sigue:

$$V_z = V_B K_1 \quad (6.50)$$

Donde:

V_z = Velocidad corregida por la altura, en m/s

$K_1 = \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha$ = Factor de variación con la altura, adimensional.

α = Coeficiente que depende del tipo del terreno y su rugosidad, adimensional.

z = Altura a la que se calcula la velocidad de diseño, en m

El coeficiente exponencial, α , que depende del tipo de terreno y su rugosidad se obtiene de la tabla 6.9.

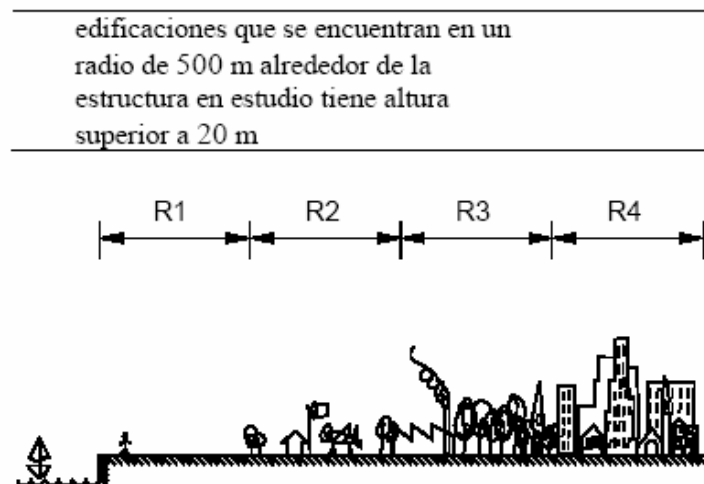


Figura 6.9. Rugosidad del terreno (ref. 6)

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

Tipos de terreno (fig. 3.1)		α	δ , m
R1	Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto	0.099	245
R2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	0.128	315
R3	Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del Tipo R4	0.156	390
R4	Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las	0.170	455

Tabla 6.9. Rugosidad del terreno. (ref. 6)

6.2.5. Presiones sobre la torre y los cables

Una vez que se tiene la velocidad de diseño, la presión que ejerce el viento sobre una estructura se calcula mediante la siguiente expresión:

$$P = 0.0048GCV_D^2 \quad (6.51)$$

Donde:

P = Presión sobre la torre o cable, en kg/m²
 G= Factor correctivo por altitud, adimensional.

$$G = \frac{0.392b}{273 + t} \quad (6.52)$$

C = Coeficiente de arrastre, adimensional.

El coeficiente de arrastre, C, se obtiene de la figura 6.10, según la geometría de la torre, la forma de los miembros que la componen y del factor de solidez; este último se define como la relación de la proyección vertical del área expuesta de los miembros al área total encerrada por el perímetro exterior de la zona considerada.

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

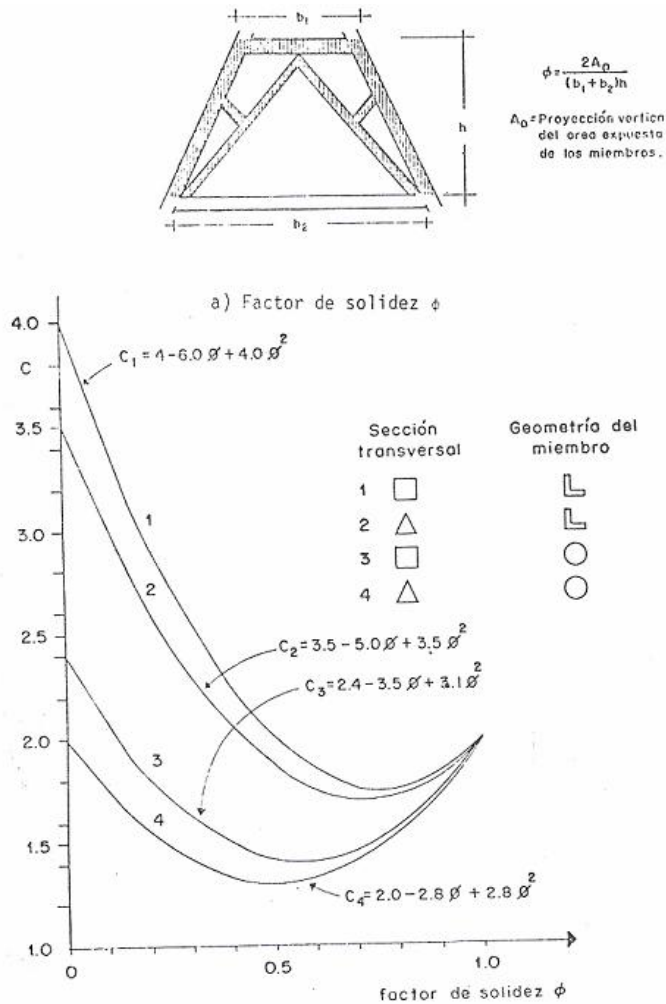


Figura 6.10. a) Factor de solidez y b) Coeficiente de arrastre (ref. 6)

$C=1.2$ para cables conductores, de guarda, retenidas y cadenas de aisladores.

6.2.6. Diseño de miembros. Revisión de sus resistencias

Al dimensionar los elementos de las estructuras de soporte, se sugiere que se siga el criterio de estados límites, el cual establece en términos generales, que la resistencia del elemento, afectada por un factor de reducción de resistencia, debe ser mayor o igual a las acciones inducidas en el elemento, las cuales se han multiplicado por sus factores de carga correspondientes.

Las cargas resistentes de los miembros se calcularán con las expresiones que a continuación se muestran; estas cargas deberán ser mayores o iguales a las calculadas en el análisis para distintas combinaciones de carga, multiplicadas por los factores de carga correspondientes.

Además de la estabilidad local de los miembros, deberá revisarse la estabilidad global de la estructura de soporte.

6.2.7. Cálculo de la resistencia de los elementos estructurales

6.2.7.1. Relación ancho/espesor

Para efectos de cálculo de la relación ancho/espesor (b/t) de perfiles estructurales en ángulos, laminados o de placa doblada, se considera como ancho efectivo a la distancia entre el borde del ángulo y el punto donde se inicia la curvatura.

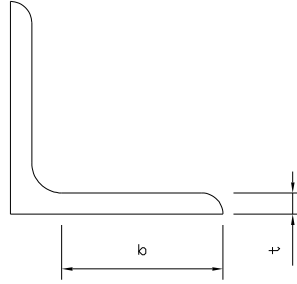


Figura 6.11. Definición del ancho para ángulos

La relación b/t es crítica para valores del coeficiente L/r , principalmente en aceros de alta resistencia, por lo que se debe limitar la relación b/t o reducir la capacidad del miembro cuando se sobrepase dicho límite. Se recomienda que en ningún caso se empleen elementos cuya relación b/t exceda de 20.

Es conveniente que los ángulos principales del cuerpo de la torre tengan una relación ancho/espesor no mayor que $640 / \sqrt{f_y}$; si no se cumple esta limitación, la resistencia calculada con la expresión 6.57 se afectará por el factor Q_s , calculado como a continuación se muestra:

$$\text{Si } b/t < 640 / \sqrt{f_y} \qquad Q_s = 1.0 \qquad (6.53)$$

$$640 / \sqrt{f_y} \leq b/t < 1300 / \sqrt{f_y} \qquad Q_s = 1.34 - 0.00052 (b/t) \sqrt{f_y} \qquad (6.54)$$

$$1300 / \sqrt{f_y} \leq b/t \qquad Q_s = 1,090,000 / (f_y (b/t)^2) \qquad (6.55)$$

6.2.7.2. Cálculo de la resistencia a compresión

$$\text{Si } KL/r \geq C_c; \qquad R_c = F_R \frac{20,134,000}{(KL/r)^2} A \qquad (6.56)$$

$$\text{Si } KL/r < C_c; \qquad R_c = F_R \left(1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2} \right) f_y A Q_s \qquad (6.57)$$

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

Donde

R_c Resistencia a compresión, en kg

A Área de la sección transversal, en cm^2

KL/r Relación de esbeltez, adimensional

L Longitud entre soportes laterales, en cm

r Radio de giro, en cm

C_c Igual a $6340 / \sqrt{Q_s f_y}$

F_R Factor de reducción de resistencia, que vale 0.85 para $KL/r = 0$, decrece linealmente hasta 0.75 para $KL/r = C_c$ y conserva este valor para relaciones de esbeltez mayores.

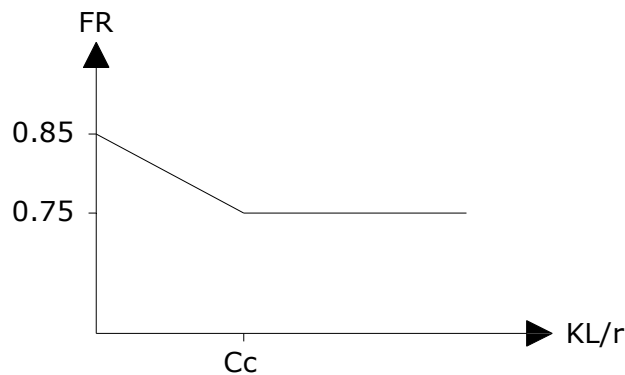


Figura 6.12. Factor de reducción de resistencia

6.3. Acciones sobre la estructura de torres de transmisión

Es común en el diseño de torres de transmisión, recurrir a normas (ref. 1, 7 y 8), en las cuales se señalan los requerimientos mínimos y reglas para la selección de cargas, y así establecer las combinaciones de cargas provocadas por acciones probables durante la vida útil de una línea.

Las acciones que se toman en cuenta para realizar la presente investigación, son las siguientes:

1. Carga vertical debida al peso de los cables conductores y de guarda, con aisladores, herrajes y accesorio. Además, se considera una carga de 200 kg (peso de dos trabajadores) en cada una de las fases y 100 kg en los soportes del cable de guarda.
2. Peso de la estructura
3. Carga transversal, debida a la acción del viento medio sobre los cables.
4. Carga transversal sobre la torre, debida a la acción del viento medio.

CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN AMBOS MÉTODOS

5. Carga de rotura de un cable conductor. Se escogió la alternativa y posición del cable roto que provoca los elementos mecánicos más desfavorables sobre la torre.
6. Carga sobre la torre, debida a tensiones desbalanceadas en los cables.

6.3.1. Consideraciones adicionales

En el método probabilista, además de considerar los efectos del viento medio, se toma en cuenta el efecto de fluctuación del viento (efectos de ráfaga), para la torre y los cables conductores.

6.3.2. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que se usan para el análisis y diseño de la estructura, son las siguientes:

Método con base en seguridad

- 1) (A + B) 1.1 + (C + D + G) 1.5
- 2) (A + B + C + F + G) 1.1

Donde:

A: Carga debida al peso de los cables conductores y de guarda

B: Peso propio de la estructura

C: Carga transversal de los cables debida al viento

D: Carga transversal de la torre debida al viento

E: Carga longitudinal debida a la acción del viento

F: Carga de rotura de cables

G: Carga longitudinal en la torre, debida a tensiones desbalanceadas en los cables

Método probabilista

- 1) $P_{TW} + P_{TC} + A + R + P'_{TW(v)} + P'_{TC}$
- 2) $P_{TW} + P_{TC} + A + R + P'_{TW(v)} + P'_{TC} + P_{DC} + P_{DT}$

Donde:

P_{TW} =Carga de viento medio en la torre

P_{TC} =Carga de viento medio en los cables

A =Carga de tensión desbalanceada

R =Carga de ruptura de cables

$P'_{TW(v)}$ =Carga de viento fluctuante en la torre, para el cálculo de diagonales

P'_{TC} =Carga de viento fluctuante en los cables

$P'_{TW(m)}$ =Carga de viento fluctuante en la torre para el cálculo de columnas

P_{DC} =Carga muerta de los cables

P_{DT} =Carga muerta de la torre

VII. Selección de torres tipo para el análisis y diseño

7.1. Torre 53T90

La torre seleccionada tiene una altura de 52.53m; soporta 3 líneas de cables conductores MCM Bluejay ACSR 113, con un diámetro de 32 mm y una línea de cables conductores en la parte superior de la torre, de 9.5 mm de diámetro.

La torre tiene un peso aproximado de 53 toneladas, y el peso de los cables conductores es de 1.87 kg/m; el peso de los cables de guarda es de 406 kg/km.

Esta torre de transmisión será parte del sistema radial de aprovisionamiento de energía del valle de México, y se localiza en la vecindad del Lago de "Nabor Carrillo", con conductores para transportar 400 kV. Se analizará con un cambio de dirección de la línea de transmisión igual a 45 grados.

La torre se encuentra sobre una zona arcillosa del lago de Texcoco, con propiedades mecánicas de baja capacidad. La distancia máxima entre torre y torre es aproximadamente igual a 430 m. El periodo fundamental de vibrar de la torre resultó igual a 0.61988 segundos, cuando se consideró empotrada en su base.

7.2. Torre 48T90

La torre seleccionada tiene una altura de 47.53m y soporta 3 líneas de cables conductores MCM Bluejay ACSR 113, con un diámetro de 32 mm y una línea de cables conductores en la parte superior de la torre, de 9.5 mm de diámetro.

La torre tiene un peso aproximado de 50 toneladas, y el peso de los cables conductores es de 1.87 kg/m; el peso de los cables de guarda es de 406 kg/km.

Esta torre de transmisión será parte del sistema radial de aprovisionamiento de energía del valle de México, y se localiza en la vecindad del Lago de "Nabor Carrillo", con conductores para transportar 400 kV. Se analizará con un cambio de dirección de la línea de transmisión igual a 45 grados.

La torre se encuentra sobre una zona arcillosa del lago de Texcoco, con propiedades mecánicas de baja capacidad. La distancia máxima entre torre y torre es aproximadamente igual a 430 m. El periodo fundamental de vibrar de la torre resultó igual a 0.58174 segundos, cuando se consideró empotrada en su base.

7.3. Torre 43T90

La torre seleccionada tiene una altura de 42.62m, soportando 3 líneas de cables conductores MCM Bluejay ACSR 113, con un diámetro de 32 mm y una línea de cables conductores en la parte superior de la torre, de 9.5 mm de diámetro.

La torre tiene un peso aproximado de 42 toneladas, y el peso de los cables conductores es de 1.87 kg/m; el peso de los cables de guarda es de 406 kg/km.

Esta torre de transmisión será parte del sistema radial de aprovisionamiento de energía del valle de México, y se localiza en la vecindad del Lago de "Nabor Carrillo", con

CAPÍTULO VII. SELECCIÓN DE TORRES TIPO PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO

conductores para transportar 400 kV. Se analizará con un cambio de dirección de la línea de transmisión igual a 45 grados.

La torre se encuentra sobre una zona arcillosa del lago de Texcoco, con propiedades mecánicas de baja capacidad. La distancia máxima entre torre y torre es aproximadamente igual a 430 m. El periodo fundamental de vibrar de la torre resultó igual a 0.54618 segundos, cuando se consideró empotrada en su base.

VIII. Aplicación de ambas filosofías de diseño

8.1. Cálculo de la flecha y tensión

A fin de determinar las cargas que transmiten los cables a la estructura y que provocan el desplazamiento angular de las cadenas de aisladores, se consideran dos claros de diseño, los cuales se definen a continuación.

8.1.1. Claro para cálculo por viento

La separación entre torres en estudio, en la línea de transmisión, será igual a 430 m, a ambos lados, por lo que el claro de cálculo por viento será el siguiente (de la figura 4.1):

$$\frac{L_1 + L_2}{2} = \frac{430m + 430m}{2} = 430m$$

8.1.2. Claro que se usa para evaluar el peso

Debido a que las torres se encuentran en un lugar plano, la trayectoria de la catenaria del cable se simula a una parábola a ambos lados de la torre, por lo que el claro se tomará como la distancia entre la parte más baja de la parábola de ambos lados de la torre.

De la figura 4.1 tenemos:

$$d_1 = \frac{430m}{2}$$

$$d_2 = \frac{430m}{2}$$

$$d_1 + d_2 = \frac{430m}{2} + \frac{430m}{2} = 430m$$

8.1.3. Flecha y tensión

En el cálculo del peso total del cable, se debe tomar en cuenta, además del peso propio, la carga que ejerce la presión de viento sobre el cable. Así, el peso total del cable se calcula con la ecuación 4.1.

La presión que ejerce el viento sobre el cable es de:

$$W_v = 73.26 \frac{kg}{m^2}$$

El peso por unidad de longitud de los cables es:

$$W_z = 1.87 \text{ kg/m}$$

Entonces

$$Wt = \sqrt{W_z^2 + W_v^2} = \sqrt{\left(1.87 \text{ kg/m}\right)^2 + \left(\left(73.26 \text{ kg/m}^2\right)(0.032\text{m})\right)^2} = 3.00 \text{ kg/m}$$

En el cálculo de la flecha y la tensión se puede hacer una buena aproximación al considerar que la forma es parabólica.

Longitud total del cable deformado (ecuación 4.3)

Como el claro para el cálculo del peso es mayor a los 300 m, la tensión horizontal H (en kg/mm²), debe tomarse como 10 kg/mm². El área del cable, es de 603 mm².

$$L = 430\text{m} + \frac{(430\text{m})^3 \left(3 \text{ kg/m}\right)^2}{24 \left(\left(10 \text{ kg/mm}^2\right)\left(603\text{mm}^2\right)\right)^2} = 430.82\text{m}$$

Flecha del cable al centro del claro (ecuación 4.4)

$$f = \frac{(430\text{m})^2 \left(3 \text{ kg/m}\right)}{8 \left(10 \text{ kg/mm}^2\right)\left(603\text{mm}^2\right)} = 11.5\text{m}$$

Tensión mecánica del cable (ecuación 4.5)

$$T = \left(\frac{(430\text{m})^2 \left(3 \text{ kg/m}\right)}{8 \left(10 \text{ kg/mm}^2\right)\left(603\text{mm}^2\right)} + \frac{\left(10 \text{ kg/mm}^2\right)\left(603\text{mm}^2\right)}{\left(3 \text{ kg/m}\right)} \right) \left(3 \text{ kg/m}\right) = 6065\text{kg}$$

De manera similar, se calcula la tensión que el cable de guarda ejerce a la torre de transmisión:

$$T=530.8 \text{ kg.}$$

8.2. Método con base probabilista

8.2.1. Torre 53T90

8.2.1.1. Detalles del sitio y de la torre

La estructura tiene 52.53 m de altura, de base cuadrada, situada en un terreno con pocas obstrucciones y parcialmente plano; se encuentra en una zona deshabitada del lago de Texcoco y se usará para transmisión de energía eléctrica. Sus elementos estructurales son ángulos de alta resistencia, los cuales se describen en la tabla 8.1 y la geometría se describe en la figura 8.1.

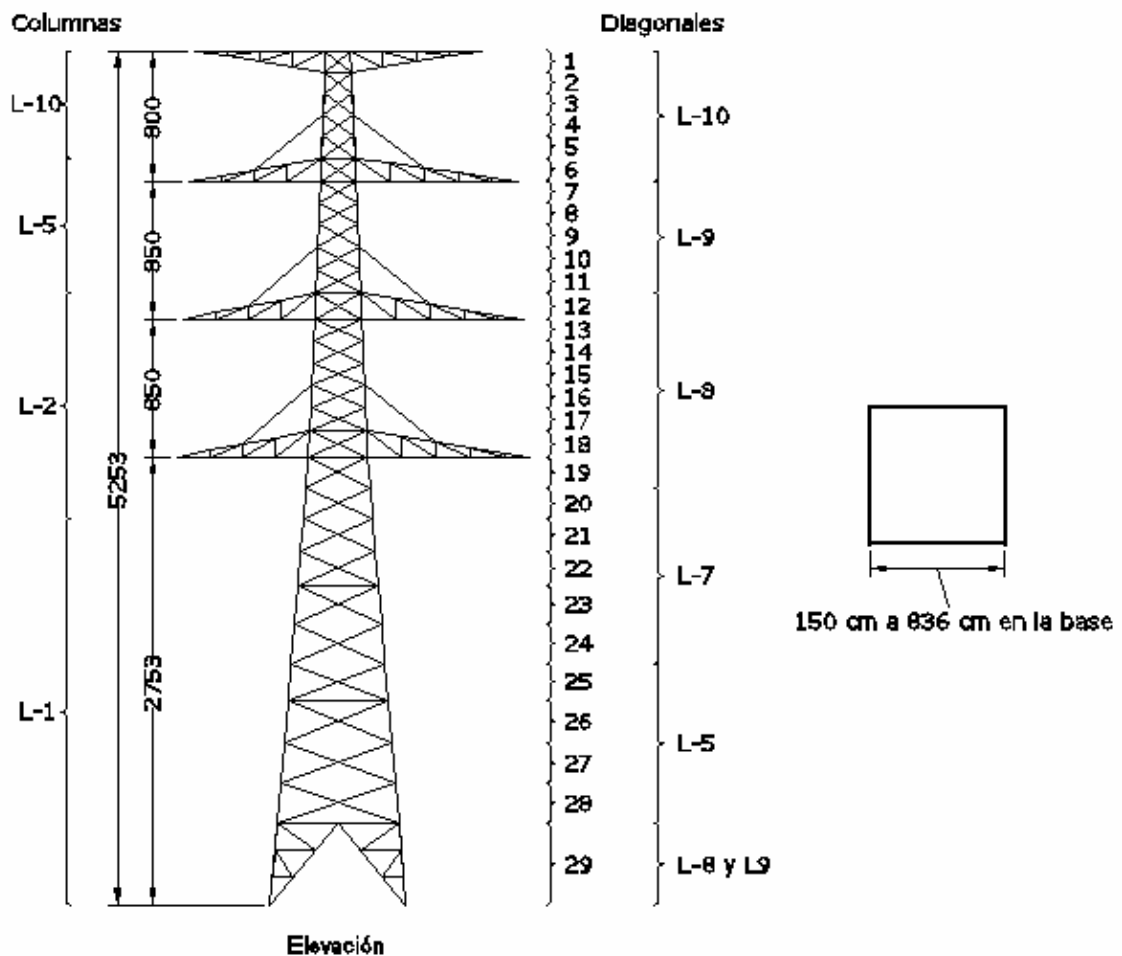


Figura 8.1. Torre de transmisión 53T90 (acotaciones en cm)

Tabla de perfiles	
Marca	Sección
L-1	⊕ 4" x 5/8" A.R.
L-2	⊕ 4" x 1/2" A.R.
L-3	⊕ 4" x 1/2" A.R.
L-4	⊕ 4" x 3/8" A.R.
L-5	⊕ 4" x 1/4" A.R.
L-6	⊥ 4" x 1/2" A.R.
L-7	L 4" x 1/2" A.R.
L-8	L 4" x 3/8" A.R.
L-9	L 4" x 1/4" A.R.
L-10	L 3" x 1/4" A.R.
L-11	L 6" x 3/4"
L-12	L 2" x 1/2" x 1/4"
L-13	L 2" x 1/4" A.R.

Tabla 8.1. Tabla de perfiles

8.2.1.2. Vida de servicio

La vida de servicio para la torre se consideró igual a 50 años.

8.2.1.3. Requerimientos de desempeño y factores de seguridad

No se han proveído de datos sobre el costo de la torre y del costo en caso de que falle, por lo que los factores de seguridad se han seleccionado para uso de la torre, la cual forma parte de una línea para transmisión de energía eléctrica.

De acuerdo a lo expuesto en 6.1.3, la torre se clasifica como torre clase B.

De la figura 6.1, se obtienen los factores de seguridad requeridos para la torre, según el uso que se ha propuesto; estos valores son los siguientes:

$$\lambda_{DL} = 1.0$$

$$\lambda_v = 1.021$$

$$\lambda_m = 1.20$$

8.2.1.4. Parámetros meteorológicos

a) Velocidad básica del viento. De la información sobre vientos en tormentas severas, la velocidad básica del viento se considera igual a $\bar{V}_B = 39 \text{ m/s}$ (ver capítulo 2).

b) Factor de dirección del viento. Puesto que la torre es sensible a nivel de tierra y el terreno es uniforme y además es simétrica con respecto a las áreas expuestas al viento, por lo que el factor de dirección del viento, K_d , se considera igual a 1.0.

c) Parámetros de la rugosidad del terreno. La torre esta en un sitio de campo abierto con pocas obstrucciones y terreno plano (categoría II). De la tabla 6.1, se obtienen los parámetros de rugosidad del terreno:

$$K_R = 1.1$$

$$\alpha = 0.14$$

$$h_e = 0$$

d) Velocidad del viento en el sitio de referencia. La velocidad del viento en el sitio de referencia, se calcula con la ecuación 6.1.

$$V_r = \gamma_v K_d K_R \bar{V}_B$$

$$= (1.021)(1)(1.1)(39)$$

$$= 43.8 \text{ m/s}$$

8.2.1.5. Variación del viento con la altura

Debido a que la velocidad del viento varía con la altura, se calculó esta variación, con las ecuaciones 6.3a y 6.3b.

$$V_z = V_r \left(\frac{z - h_e}{10} \right)^\alpha \quad \text{Para } z \geq 10 + h_e$$

$$V_z = \frac{V_r}{2} \left(1 + \frac{z}{10 + h_e} \right) \quad \text{Para } z < 10 + h_e$$

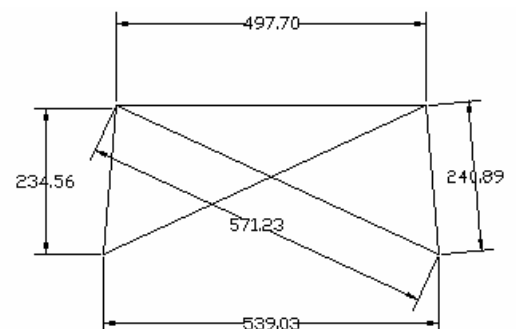
Los resultados se muestran a continuación en la tabla 8.2

8.2.1.6. Área expuesta

Para propósitos de análisis, la torre se dividió en 29 paneles usando las intersecciones de las diagonales con las columnas. El área expuesta se calcula con la ecuación 6.4.

$$R_T = K_\theta C_N A_S$$

Panel 23



$$A_f = (2.408)(.204)(2) + (5.712)(.102)(2) + (4.977)(.102)(1)$$

$$A_f = 2.655 \text{ m}^2$$

$$\phi = \frac{2(2.655)}{2.346(4.977 + 5.390)} = 0.21$$

Este proceso se repite para cada panel.

El valor C_N se calcula con la ecuación 6.7

$$C_N = C_{NF} \frac{A_f}{A_F} + C_{Nc} \frac{A_c}{A_F} + C_{Nc'} \frac{A_{c'}}{A_F}$$

Como todos los elementos son ángulos, por lo tanto $A_f = A_F$. Los coeficientes C_{NF} , C_{Nc} , $C_{Nc'}$ se obtienen de la figura 6.6.

$$K_\theta = 1 \text{ (de la figura 6.5)}$$

8.2.1.7. Respuesta estructural al viento

a) Revisión para verificar el uso del método estático. El método estático se usa si se cumple con la ecuación 6.11

$$\frac{7m_T}{\rho_s R_{WT} \sqrt{d_B \tau_0}} \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{H} \right)^2 < 1$$

El área expuesta total de la torre es $\sum R_w = 185.621 \text{ m}^2$

$R_{WT} = \frac{\sum R_w}{3} = 61.874 \text{ m}^2$, que corresponde en la tabla 8.2 a la suma del área expuesta de los paneles del 1 al 15, por lo que el área expuesta resultó $R_{WT} = 60.592 \text{ m}^2$; el peso de la estructura a ese nivel, es de $m_T = 19486.53 \text{ kg}$ y una altura de $h_T = 32.63 \text{ m}$, la cual no debe de ser mayor que $\frac{H}{3} = 17.51$, por lo que $h_T = 17.51 \text{ m}$.

$$\rho_s = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\tau_0 = 0.001 \text{ m}$$

$$d_B = 8.36 \text{ m}$$

CAPÍTULO VIII. APLICACIÓN DE AMBAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO

$$\frac{7(19486.53)}{(7850)(60.592)\sqrt{(8.36)(0.001)}}\left(\frac{5}{6} - \frac{17.51}{52.53}\right)^2 = 0.784 < 1$$

Por tanto, el método estático equivalente es aplicable

b) Procedimiento a usar. Los paneles de la torre cumplen con las condiciones de simetría, a excepción de los paneles donde se encuentran las crucetas, por lo que la carga máxima en los elementos, se calcula por la aplicación de la carga media del viento mas la carga media del viento multiplicada por el factor de ráfaga, es decir

$$F = \bar{F}_{\max} + \bar{F}_{\max} G.$$

c) Carga media del viento. La carga media del viento se calcula con la ecuación 6.12.

$$P_{TW} = \frac{\rho_a}{2} V_z^2 \sum R_w, \text{ y } \rho_a = 0.096 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}.$$

Las cargas calculadas se muestran en la tabla 8.2.

Panel	Alturas	Vz	Área	Φ	CNf	CN	Rw	Pw
29	2.50 m	27.4 m/s	7.665 m ²	0.19	2.960	2.960	22.686 m ²	816.07 kg
28	6.23 m	35.5 m/s	4.146 m ²	0.23	2.798	2.798	11.600 m ²	703.49 kg
27	8.69 m	40.9 m/s	3.977 m ²	0.24	2.777	2.777	11.044 m ²	887.68 kg
26	11.26 m	44.5 m/s	4.579 m ²	0.26	2.667	2.667	12.214 m ²	1162.81 kg
25	13.73 m	45.8 m/s	3.529 m ²	0.26	2.673	2.673	9.432 m ²	949.18 kg
24	16.05 m	46.8 m/s	2.225 m ²	0.17	3.085	3.085	6.863 m ²	721.50 kg
23	18.45 m	47.7 m/s	2.655 m ²	0.21	2.873	2.873	7.628 m ²	833.83 kg
22	20.67 m	48.5 m/s	1.900 m ²	0.19	2.957	2.957	5.618 m ²	633.95 kg
21	22.71 m	49.1 m/s	1.834 m ²	0.20	2.922	2.922	5.359 m ²	620.86 kg
20	24.68 m	49.7 m/s	1.702 m ²	0.22	2.854	2.854	4.856 m ²	575.94 kg
19	26.58 m	50.2 m/s	1.603 m ²	0.22	2.832	2.832	4.540 m ²	549.75 kg
18	28.33 m	50.7 m/s	6.895 m ²	0.40	2.206	2.206	15.213 m ²	1875.17 kg
17	29.83 m	51.0 m/s	1.326 m ²	0.09	3.458	3.458	4.586 m ²	573.51 kg
16	31.23 m	51.4 m/s	1.304 m ²	0.28	2.601	2.601	3.391 m ²	429.58 kg
15	32.63 m	51.7 m/s	1.282 m ²	0.25	2.733	2.733	3.503 m ²	449.21 kg
14	34.03 m	52.0 m/s	1.260 m ²	0.29	2.559	2.559	3.223 m ²	418.23 kg
13	35.38 m	52.3 m/s	1.485 m ²	0.39	2.255	2.255	3.349 m ²	439.31 kg
12	36.83 m	52.6 m/s	5.768 m ²	0.40	2.216	2.216	12.783 m ²	1695.82 kg
11	38.33 m	52.9 m/s	1.193 m ²	0.10	3.426	3.426	4.087 m ²	548.25 kg
10	39.73 m	53.1 m/s	1.171 m ²	0.32	2.452	2.452	2.873 m ²	389.28 kg
9	41.13 m	53.4 m/s	1.150 m ²	0.33	2.422	2.422	2.785 m ²	381.08 kg
8	42.53 m	53.6 m/s	1.129 m ²	0.34	2.388	2.388	2.696 m ²	372.38 kg
7	43.88 m	53.9 m/s	1.280 m ²	0.44	2.111	2.111	2.702 m ²	376.54 kg
6	45.23 m	54.1 m/s	5.287 m ²	0.59	1.830	1.830	9.672 m ²	1359.10 kg
5	46.63 m	54.3 m/s	0.981 m ²	0.11	3.343	3.343	3.280 m ²	464.88 kg
4	47.98 m	54.6 m/s	0.546 m ²	0.22	2.834	2.834	1.547 m ²	220.97 kg
3	49.28 m	54.8 m/s	0.532 m ²	0.23	2.801	2.801	1.491 m ²	214.58 kg

CAPÍTULO VIII. APLICACIÓN DE AMBAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO

2	50.58 m	55.0 m/s	0.683 m ²	0.32	2.480	2.480	1.694 m ²	245.62 kg
1	51.88 m	55.2 m/s	2.429 m ²	0.48	2.020	2.020	4.906 m ²	716.40 kg
Total			71.515 m ²				185.621 m ²	19624.95 kg

Tabla 8.2. Cálculo de la carga por viento

d) Factores de respuesta de ráfaga. Los factores de respuesta de ráfaga se calculan como sigue:

- a. El factor de ráfaga básico se calcula con las ecuaciones 6.15 a 6.24. Los resultados se tabulan en la tabla 8.3.
- b. Para las diagonales, se calcula el valor K_q , mediante las ecuaciones 6.27 a 6.29, donde el valor f_q juega un papel importante en este cálculo; f_q es la proporción de la carga cortante que se transmiten por las diagonales, provocado por la acción del viento medio.
- c. Los factores de ráfaga básicos resultantes para el cálculo de las diagonales y las columnas se calcularon mediante las ecuaciones 6.25 y 6.26. Los resultados se tabulan en la tabla 8.3.

Panel	B	j	GB	V	V _i	f _q	K _q	G (Momento)	G (Cortante)
29	0.963	0.992	0.956	7810.50	3395.34	0.435	1.114	0.956	1.065
28	0.974	0.979	0.953	14804.93	2233.07	0.151	1.723	0.956	1.647
27	0.981	0.969	0.951	14101.43	2242.01	0.159	1.639	0.956	1.566
26	0.989	0.958	0.948	13213.75	2133.91	0.161	1.599	0.956	1.529
25	0.998	0.947	0.945	12050.95	1911.19	0.159	1.594	0.958	1.527
24	1.007	0.936	0.942	11101.77	1884.95	0.170	1.518	0.959	1.457
23	1.016	0.924	0.939	10380.27	1774.96	0.171	1.496	0.962	1.439
22	1.026	0.912	0.936	9546.44	1668.35	0.175	1.466	0.965	1.414
21	1.035	0.901	0.933	8912.50	1659.84	0.186	1.412	0.968	1.367
20	1.045	0.890	0.930	8418.36	1592.95	0.189	1.392	0.971	1.352
19	1.056	0.878	0.928	7973.95	1632.38	0.205	1.340	0.975	1.306
18	1.066	0.868	0.925	8860.06	2534.43	0.286	1.196	0.979	1.171
17	1.076	0.858	0.923	5862.58	1647.32	0.281	1.199	0.983	1.178
16	1.085	0.849	0.921	5170.40	1538.34	0.298	1.178	0.986	1.162
15	1.096	0.839	0.919	8291.64	1717.31	0.207	1.310	0.990	1.297
14	1.107	0.829	0.917	7842.43	1650.61	0.210	1.297	0.994	1.290
13	1.119	0.818	0.916	7424.20	1664.38	0.224	1.266	0.999	1.264
12	1.133	0.807	0.914	6984.89	2010.87	0.288	1.178	1.004	1.183
11	1.149	0.794	0.912	5289.07	870.46	0.165	1.398	1.009	1.411
10	1.166	0.781	0.910	4740.82	746.42	0.157	1.414	1.014	1.434
9	1.185	0.767	0.908	4351.55	1027.28	0.236	1.230	1.019	1.254
8	1.207	0.751	0.906	3970.47	972.64	0.245	1.214	1.025	1.245
7	1.231	0.735	0.905	3598.08	917.21	0.255	1.199	1.031	1.236
6	1.261	0.716	0.903	3221.55	954.25	0.296	1.157	1.037	1.200
5	1.299	0.694	0.901	1862.45	325.18	0.175	1.322	1.043	1.379
4	1.347	0.668	0.899	1397.57	185.72	0.133	1.443	1.050	1.515
3	1.412	0.636	0.898	1176.60	327.16	0.278	1.165	1.056	1.231
2	1.517	0.591	0.896	962.02	291.11	0.303	1.144	1.063	1.216

1	1.769	0.506	0.895	716.40	228.16	0.318	1.132	1.069	1.211
---	-------	-------	-------	--------	--------	-------	-------	-------	-------

Tabla 8.3. Cálculo de factores de ráfaga

8.2.1.8. Fuerzas en los elementos

Las fuerzas en los miembros, se calculan mediante la suma de la carga media del viento mas la carga fluctuante del viento ($\bar{F}_{TW} + F'_{TW}$). Para las torres razonablemente simétricas la carga en los elementos se puede calcular con $F_{TW} (1 + G)$, pero como también tiene paneles que no cumplen con las condiciones de simetría, y además de tener cables adheridos a la torre, se utilizara el método marcado en 6.1.13. En la tabla 8.4 se muestran el cálculo de las cargas con las cuales se hace el diseño de los elementos. Debido a que los esfuerzos de compresión gobiernan, solo se muestran las cargas máximas de compresión. Para las diagonales se toman en cuenta los efectos de la carga media del viento, al actuar en la estructura y los cables, además de considerar la carga de tensión desbalanceada, debida al cambio de dirección de línea y ruptura de un cable conductor. Para las columnas se usan las mismas cargas, pero se adicionó el efecto de la carga muerta.

8.2.1.9. Área expuesta de cables

El área expuesta de cables, R_{CW} en m², en la dirección del viento, de cualquier cable externo adherido a la torre, se calcula con la ecuación 6.10:

$$R_{CW} = C_c D_c L_c \sin^3 \psi$$

El coeficiente de arrastre para el cable apropiado para el numero efectivo de Reynolds, se obtienen de la tabla 6.2.

El cálculo de las áreas expuestas de los cables se presenta en la tabla 8.4.

8.2.1.10. Carga en los cables

La carga media máxima aplicada a la torre en la dirección del viento dada, se calcula con la ecuación 6.30

$$\bar{P}_{CW} = \frac{\rho_a}{4} V_{zc}^2 R_{CW}$$

Y la máxima carga fluctuante en la misma dirección, se calcula con las ecuaciones 6.31 a 7.36.

$$P'_{CW} = G_c P_{CW}$$

El cálculo de las cargas en los cables, se muestra en la tabla 8.4

Altura	Velocidad	Reynolds	Cc	Rcw	Pcw	Kl	Kz	Gc	P'cw
27.53 m	50.5 m/s	1.66E+05	1.2	7.739	473.13 kg	0.570	0.837	0.477	225.71 kg
36.03 m	52.4 m/s	1.72E+05	1.2	7.739	510.16 kg	0.578	0.806	0.466	237.71 kg
44.53 m	54.0 m/s	1.77E+05	1.2	7.739	541.33 kg	0.585	0.782	0.457	247.58 kg
52.53 m	55.3 m/s	1.82E+05	1.2	7.739	566.96 kg	0.590	0.764	0.451	255.53 kg

Tabla 8.4. Cálculo de la carga en la estructura, debida a la presión del viento en los cables

8.2.1.11. Cálculo de los esfuerzos de diseño

a) *Confiabilidad requerida.* Para alcanzar la confiabilidad requerida con respecto a fuerza:

$$\sum F_{\max} \leq N$$

Donde

$$\sum F_{\max} = \text{Fuerza total máxima en el miembro}$$

$$N = \text{Fuerza de diseño del miembro}$$

b) *Revisión de la fuerza.* La revisión del elemento se hace mediante la relación de fuerzas, *SR*, donde:

$$SR = \frac{\sum F_{\max}}{N}$$

La confiabilidad requerida resultante $SR \leq 1$. Los niveles de *SR* indican también la capacidad de la torre para soportar cargas adicionales. Los valores calculados se muestran en la tabla 8.5.

Los esfuerzos en los elementos estructurales se calcularon mediante las ecuaciones 6.39 a 6.47.

Diagonales

Panel	Sección		Área	ΣF	N	SR
29	L-8 y L-9	102 X 10	16	-16191.28	34354.91	0.4712944
25-28	L-5	102 X 6	12.52	-12225.94	15086.091	0.8104116
20-24	L-7	102 X 13	20.97	-14642.48	13083.545	1.1191525
12-19	L-8	102 X 10	16	-18983.75	17713.069	1.0717367
7-11	L-9	102 X 6	12.52	-12354.06	14885.794	0.8299227
1-6	L-10	76 X 6	9.29	-7383.05	11043.702	0.6685305

Columnas

Panel	Sección		Área	ΣF	N	SR
21-29	L-1	102 X 16	119	-228815.12	276684.2	0.82699
12-20	L-2	102 X 13	97	-159972.06	217111.5	0.73682
4-11	L-5	102 X 6	24	-53635.27	45622.32	1.175637
1-4	L-10	76 X 6	8.76	-8726.76	17107.8	0.510104

Tabla 8.5. Cálculo de los esfuerzos

8.2.2. Torre 48T90

8.2.2.1. Detalles del sitio y de la torre

La estructura tiene 47.53 m de altura, de base cuadrada, situada en un terreno con pocas obstrucciones y parcialmente plano; se encuentra en una zona deshabitada del lago de Texcoco y se usará para transmisión de energía eléctrica. Sus elementos estructurales son ángulos de alta resistencia, los cuales se describen en la tabla 8.6 y la geometría se describe en la figura 8.2.

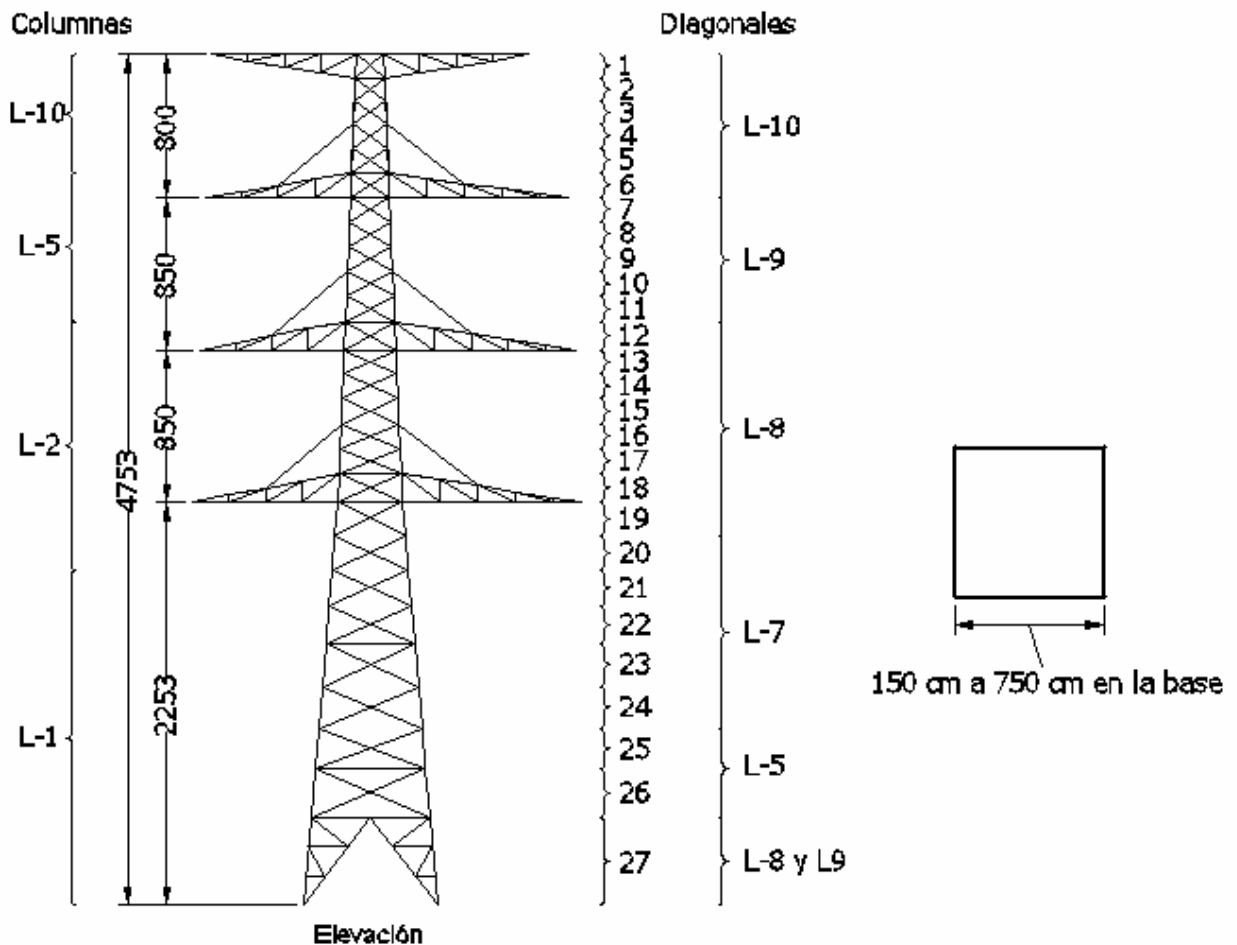


Figura 8.2. Torre de transmisión 48T90 (acotaciones en cm)

Tabla de perfiles	
Marca	Sección
L-1	⊕ 4" x 5/8" A.R.
L-2	⊕ 4" x 1/2" A.R.
L-3	⊕ 4" x 1/2" A.R.
L-4	⊕ 4" x 3/8" A.R.
L-5	⊕ 4" x 1/4" A.R.
L-6	⊥ 4" x 1/2" A.R.
L-7	L 4" x 1/2" A.R.
L-8	L 4" x 3/8" A.R.
L-9	L 4" x 1/4" A.R.
L-10	L 3" x 1/4" A.R.
L-11	L 6" x 3/4"
L-12	L 2" x 1/2" x 1/4"
L-13	L 2" x 1/4" A.R.

Tabla 8.6. Tabla de perfiles

8.2.2.2. Vida de servicio

La vida de servicio para la torre se consideró igual a 50 años.

8.2.2.3. Requerimientos de desempeño y factores de seguridad

No se han proveído de datos sobre el costo de la torre y del costo en caso de que falle, por lo que los factores de seguridad se han seleccionado para uso de la torre, la cual forma parte de una línea para transmisión de energía eléctrica.

De acuerdo a lo expuesto en 6.1.3, la torre se clasifica como torre clase B.

De la figura 6.1, se obtienen los factores de seguridad requeridos para la torre, según el uso que se ha propuesto; estos valores son los siguientes:

$$\lambda_{DL} = 1.0$$

$$\lambda_v = 1.021$$

$$\lambda_m = 1.20$$

11.2.2.4. Parámetros meteorológicos

a) Velocidad básica del viento. De la información sobre vientos en tormentas severas, la velocidad básica del viento se considera igual a $\bar{V}_B = 39 \text{ m/s}$ (ver capítulo 2).

b) Factor de dirección del viento. Puesto que la torre es sensible a nivel de tierra y el terreno es uniforme y además es simétrica con respecto a las áreas expuestas al viento, por lo que el factor de dirección del viento, K_d , se considera igual a 1.0.

c) Parámetros de la rugosidad del terreno. La torre esta en un sitio de campo abierto con pocas obstrucciones y terreno plano (categoría II). De la tabla 6.1, se obtienen los parámetros de rugosidad del terreno:

$$\begin{aligned} K_R &= 1.1 \\ \alpha &= 0.14 \\ h_e &= 0 \end{aligned}$$

d) Velocidad del viento en el sitio de referencia. La velocidad del viento en el sitio de referencia, se calcula con la ecuación 6.1.

$$\begin{aligned} V_r &= \gamma_v K_d K_R \bar{V}_B \\ &= (1.021)(1)(1.1)(39) \\ &= 43.8 \text{ m/s} \end{aligned}$$

8.2.2.5. Variación del viento con la altura

Debido a que la velocidad del viento varía con la altura, se calculó esta variación, con las ecuaciones 6.3a y 6.3b.

$$\begin{aligned} V_z &= V_r \left(\frac{z - h_e}{10} \right)^\alpha && \text{Para } z \geq 10 + h_e \\ V_z &= \frac{V_r}{2} \left(1 + \frac{z}{10 + h_e} \right) && \text{Para } z < 10 + h_e \end{aligned}$$

Los resultados se muestran a continuación en la tabla 8.7

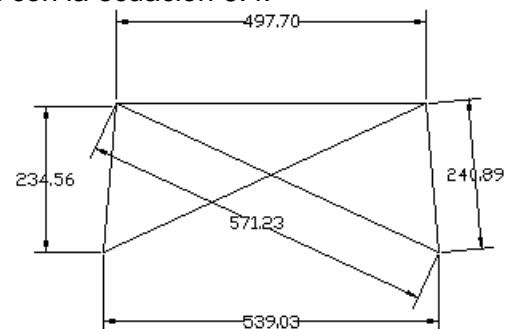
8.2.2.6. Área expuesta

Para propósitos de análisis, la torre se dividió en 27 paneles usando las intersecciones de las diagonales con las columnas. El área expuesta se calcula con la ecuación 6.4.

$$R_T = K_\theta C_N A_S$$

Panel 23

$$A_r = (2.408)(.204)(2) + (5.712)(.102)(2) + (4.977)(.102)(1)$$



$$A_f = 2.655 \text{ m}^2$$

$$\phi = \frac{2(2.655)}{2.346(4.977 + 5.390)} = 0.21$$

Este proceso se repite para cada panel.

El valor C_N se calcula con la ecuación 6.7

$$C_N = C_{NF} \frac{A_f}{A_F} + C_{Nc} \frac{A_c}{A_F} + C_{Nc'} \frac{A_{c'}}{A_F}$$

Como todos los elementos son ángulos, por lo tanto $A_f = A_F$. Los coeficientes C_{NF} , C_{Nc} , $C_{Nc'}$ se obtienen de la figura 9.6.

$$K_\theta = 1 \text{ (de la figura 6.5)}$$

8.2.2.7. Respuesta estructural al viento

a) Revisión para verificar el uso del método estático. El método estático se usa si se cumple con la ecuación 6.11

$$\frac{7m_T}{\rho_s R_{WT} \sqrt{d_B \tau_0}} \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{H} \right)^2 < 1$$

El área expuesta total de la torre es $\sum R_W = 157.603 \text{ m}^2$

$R_{WT} = \frac{\sum R_W}{3} = 52.534 \text{ m}^2$, que corresponde en la tabla 8.7 a la suma del área expuesta de los paneles del 1 al 12, por lo que el área expuesta resultó $R_{WT} = 50.517 \text{ m}^2$; el peso de la estructura a ese nivel, es de $m_T = 17015.32 \text{ kg}$ y una altura de $h_T = 31.83 \text{ m}$, la cual no debe de ser mayor que $\frac{H}{3} = 15.84 \text{ m}$, por lo que $h_T = 15.84 \text{ m}$.

$$\rho_s = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\tau_0 = 0.001 \text{ m}$$

$$d_B = 8.36 \text{ m}$$

CAPÍTULO VIII. APLICACIÓN DE AMBAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO

$$\frac{7(17015.32)}{(7850)(50.517)\sqrt{(7.50)(0.001)}}\left(\frac{5}{6} - \frac{15.84}{47.53}\right)^2 = 0.867 < 1$$

Por tanto, el método estático equivalente es aplicable

b) Procedimiento a usar. Los paneles de la torre cumplen con las condiciones de simetría, a excepción de los paneles donde se encuentran las crucetas, por lo que la carga máxima en los elementos, se calcula por la aplicación de la carga media del viento mas la carga media del viento multiplicada por el factor de ráfaga, es decir $F = \bar{F}_{\max} + \bar{F}_{\max} G$.

c) Carga media del viento. La carga media del viento se calcula con la ecuación 6.12.

$$P_{TW} = \frac{\rho_a}{2} V_z^2 \sum R_w, \text{ y } \rho_a = 0.096 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}.$$

Las cargas calculadas se muestran en la tabla 8.7.

Panel	Alturas	Vz	Área	Φ	CNf	CN	Rw	Pw
27	2.46 m	27.3 m/s	5.566 m ²	0.16	3.110	3.110	17.312 m ²	618.27 kg
26	6.26 m	35.6 m/s	4.579 m ²	0.26	2.667	2.667	12.214 m ²	743.46 kg
25	8.73 m	41.0 m/s	3.529 m ²	0.26	2.673	2.673	9.432 m ²	761.76 kg
24	11.05 m	44.4 m/s	2.225 m ²	0.17	3.085	3.085	6.863 m ²	649.89 kg
23	13.45 m	45.7 m/s	2.655 m ²	0.21	2.873	2.873	7.628 m ²	763.20 kg
22	15.67 m	46.6 m/s	1.900 m ²	0.19	2.957	2.957	5.618 m ²	586.65 kg
21	17.71 m	47.4 m/s	1.834 m ²	0.20	2.922	2.922	5.359 m ²	579.10 kg
20	19.68 m	48.2 m/s	1.702 m ²	0.22	2.854	2.854	4.856 m ²	540.56 kg
19	21.58 m	48.8 m/s	1.603 m ²	0.22	2.832	2.832	4.540 m ²	518.59 kg
18	23.33 m	49.3 m/s	6.895 m ²	0.40	2.206	2.206	15.213 m ²	1775.94 kg
17	24.83 m	49.7 m/s	1.326 m ²	0.09	3.458	3.458	4.586 m ²	544.79 kg
16	26.23 m	50.1 m/s	1.304 m ²	0.28	2.601	2.601	3.391 m ²	409.09 kg
15	27.63 m	50.5 m/s	1.282 m ²	0.25	2.733	2.733	3.503 m ²	428.77 kg
14	29.03 m	50.8 m/s	1.260 m ²	0.29	2.559	2.559	3.223 m ²	400.03 kg
13	30.38 m	51.2 m/s	1.485 m ²	0.39	2.255	2.255	3.349 m ²	420.96 kg
12	31.83 m	51.5 m/s	5.768 m ²	0.40	2.216	2.216	12.783 m ²	1627.94 kg
11	33.33 m	51.8 m/s	1.193 m ²	0.10	3.426	3.426	4.087 m ²	527.21 kg
10	34.73 m	52.1 m/s	1.171 m ²	0.32	2.452	2.452	2.873 m ²	374.89 kg
9	36.13 m	52.4 m/s	1.150 m ²	0.33	2.422	2.422	2.785 m ²	367.50 kg
8	37.53 m	52.7 m/s	1.129 m ²	0.34	2.388	2.388	2.696 m ²	359.57 kg
7	38.88 m	53.0 m/s	1.280 m ²	0.44	2.111	2.111	2.702 m ²	363.99 kg
6	40.23 m	53.2 m/s	5.287 m ²	0.59	1.830	1.830	9.672 m ²	1315.24 kg
5	41.63 m	53.5 m/s	0.981 m ²	0.11	3.343	3.343	3.280 m ²	450.35 kg
4	42.98 m	53.7 m/s	0.546 m ²	0.22	2.834	2.834	1.547 m ²	214.26 kg
3	44.28 m	53.9 m/s	0.532 m ²	0.23	2.801	2.801	1.491 m ²	208.25 kg
2	45.58 m	54.2 m/s	0.683 m ²	0.32	2.480	2.480	1.694 m ²	238.57 kg
1	46.88 m	54.4 m/s	2.429 m ²	0.48	2.020	2.020	4.906 m ²	696.36 kg
Total			61.294 m ²				157.603 m ²	16485.18 kg

CAPÍTULO VIII. APLICACIÓN DE AMBAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO

Tabla 8.7. Cálculo de la carga por viento

d) Factores de respuesta de ráfaga. Los factores de respuesta de ráfaga se calculan como sigue:

- d. El factor de ráfaga básico se calcula con las ecuaciones 6.15 a 6.24. Los resultados se tabulan en la tabla 8.8.
- e. Para las diagonales, se calcula el valor K_q , mediante las ecuaciones 6.27 a 6.29, donde el valor f_q juega un papel importante en este cálculo; f_q es la proporción de la carga cortante que se transmiten por las diagonales, provocado por la acción del viento medio.
- f. Los factores de ráfaga básicos resultantes para el cálculo de las diagonales y las columnas se calcularon mediante las ecuaciones 6.25 y 9.26. Los resultados se tabulan en la tabla 8.8.

Panel	B	j	GB	V	Vi	f_q	K_q	G (Momento)	G (Cortante)
27	0.977	0.992	0.969	12696.20	2954.44	0.233	1.373	0.970	1.331
26	0.989	0.976	0.966	12077.93	1862.89	0.154	1.665	0.969	1.614
25	0.998	0.965	0.963	11334.47	1769.80	0.156	1.624	0.969	1.574
24	1.007	0.954	0.960	10572.71	1766.45	0.167	1.542	0.970	1.496
23	1.016	0.941	0.957	9922.82	1680.18	0.169	1.512	0.972	1.470
22	1.026	0.929	0.953	9159.62	1582.41	0.173	1.481	0.974	1.443
21	1.035	0.918	0.950	8572.97	1579.02	0.184	1.424	0.977	1.391
20	1.045	0.906	0.947	8105.66	1518.70	0.187	1.402	0.980	1.374
19	1.056	0.894	0.944	7683.67	1559.30	0.203	1.347	0.983	1.325
18	1.066	0.883	0.942	8520.05	2435.11	0.286	1.197	0.987	1.182
17	1.076	0.873	0.939	5660.97	1583.95	0.280	1.201	0.991	1.190
16	1.085	0.864	0.937	4998.06	1481.10	0.296	1.180	0.994	1.174
15	1.096	0.853	0.935	7993.87	1655.60	0.207	1.311	0.998	1.309
14	1.107	0.843	0.933	7565.10	1592.65	0.211	1.298	1.003	1.302
13	1.119	0.832	0.931	7165.08	1606.76	0.224	1.267	1.007	1.276
12	1.133	0.820	0.929	6744.12	1941.54	0.288	1.179	1.012	1.193
11	1.149	0.807	0.927	5116.18	844.97	0.165	1.398	1.018	1.423
10	1.166	0.793	0.925	4588.97	726.17	0.158	1.413	1.023	1.445
9	1.185	0.779	0.922	4214.08	996.80	0.237	1.230	1.029	1.266
8	1.207	0.763	0.920	3846.59	944.65	0.246	1.214	1.035	1.257
7	1.231	0.746	0.919	3487.02	890.87	0.255	1.199	1.041	1.248
6	1.261	0.727	0.917	3123.02	913.89	0.293	1.160	1.048	1.216
5	1.299	0.704	0.915	1807.78	324.98	0.180	1.310	1.055	1.382
4	1.347	0.678	0.913	1357.44	193.50	0.143	1.407	1.062	1.494
3	1.412	0.645	0.911	1143.17	319.38	0.279	1.164	1.069	1.245
2	1.517	0.599	0.909	934.92	289.25	0.309	1.140	1.076	1.227
1	1.769	0.513	0.907	696.36	160.66	0.231	1.207	1.084	1.308

Tabla 8.8. Cálculo de factores de ráfaga

8.2.2.8. Fuerzas en los elementos

Las fuerzas en los miembros, se calculan mediante la suma de la carga media del viento mas la carga fluctuante del viento ($\bar{F}_{TW} + F'_{TW}$). Para las torres razonablemente simétricas la carga en los elementos se puede calcular con $F_{TW} (1 + G)$, pero como también tiene paneles que no cumplen con las condiciones de simetría, y además de tener cables adheridos a la torre, se utilizara el método marcado en 6.1.13. En la tabla 8.9 se muestran el cálculo de las cargas con las cuales se hace el diseño de los elementos. Debido a que los esfuerzos de compresión gobiernan, solo se muestran las cargas máximas de compresión. Para las diagonales se toman en cuenta los efectos de la carga media del viento, al actuar en la estructura y los cables, además de considerar la carga de tensión desbalanceada, debida al cambio de dirección de línea y ruptura de un cable conductor. Para las columnas se usan las mismas cargas, pero se adicionó el efecto de la carga muerta.

8.2.2.9. Área expuesta de cables

El área expuesta de cables, R_{CW} en m², en la dirección del viento, de cualquier cable externo adherido a la torre, se calcula con la ecuación 6.10:

$$R_{CW} = C_C D_C L_C \sin^3 \psi$$

El coeficiente de arrastre para el cable apropiado para el numero efectivo de Reynolds, se obtienen de la tabla 6.2.

El cálculo de las áreas expuestas de los cables se presenta en la tabla 8.9.

8.2.2.10. Carga en los cables

La carga media máxima aplicada a la torre en la dirección del viento dada, se calcula con la ecuación 6.30

$$\bar{P}_{CW} = \frac{\rho_a}{4} V_{zC}^2 R_{CW}$$

Y la máxima carga fluctuante en la misma dirección, se calcula con las ecuaciones 6.31 a 6.36.

$$P'_{CW} = G_C P_{CW}$$

El cálculo de las cargas en los cables se muestra en la tabla 8.9

Altura	Velocidad	Reynolds	Cc	Rcw	Pcw	KI	Kz	Gc	P'cw
22.53 m	49.1 m/s	1.61E+05	1.2	7.739	447.31 kg	0.564	0.860	0.485	217.14 kg
31.03 m	51.3 m/s	1.69E+05	1.2	7.739	489.26 kg	0.574	0.823	0.472	230.98 kg
39.53 m	53.1 m/s	1.75E+05	1.2	7.739	523.57 kg	0.581	0.795	0.462	241.98 kg
47.53 m	54.5 m/s	1.79E+05	1.2	7.739	551.30 kg	0.587	0.775	0.455	250.69 kg

Tabla 8.9. Cálculo de la carga en la estructura, debida a la presión del viento en los cables

8.2.2.11. Cálculo de los esfuerzos de diseño

a) *Confiabilidad requerida.* Para alcanzar la confiabilidad requerida con respecto a fuerza:

$$\sum F_{\max} \leq N$$

donde

$$\sum F_{\max} = \text{Fuerza total máxima en el miembro}$$

$$N = \text{Fuerza de diseño del miembro}$$

b) *Revisión de la fuerza.* La revisión del elemento se hace mediante la relación de fuerzas, *SR*, donde:

$$SR = \frac{\sum F_{\max}}{N}$$

La confiabilidad requerida resultante $SR \leq 1$. Los niveles de *SR* indican también la capacidad de la torre para soportar cargas adicionales. Los valores calculados se muestran en la tabla 8.10.

Los esfuerzos en los elementos estructurales se calcularon mediante las ecuaciones 6.39 a 6.47.

Diagonales

Panel	Sección		Área	ΣF	N	SR
27	L-8 y L-9	102 X 10	16	-17459.33	34354.91	0.5082047
25-26	L-5	102 X 6	12.52	-11287.93	15086.091	0.7482346
20-24	L-7	102 X 13	20.97	-14402.91	13083.545	1.1008413
12-19	L-8	102 X 10	16	-18748.43	17713.069	1.058452
7-11	L-9	102 X 6	12.52	-12299.06	14885.794	0.8262283
1-6	L-10	76 X 6	9.29	-6828.26	11043.702	0.6182943

Columnas

Panel	Sección		Área	ΣF	N	SR
21-29	L-1	102 X 16	119	-212576.89	276684.2	0.768301
12-20	L-2	102 X 13	97	-158169.62	217111.5	0.728518
4-11	L-5	102 X 6	24	-52969.67	45622.32	1.161047
1-4	L-10	76 X 6	8.76	-7827.01	17107.8	0.457511

Tabla 8.10. Cálculo de los esfuerzos

8.2.3. Torre 43T90

8.2.3.1. Detalles del sitio y de la torre

La estructura tiene 42.62 m de altura, de base cuadrada, situada en un terreno con pocas obstrucciones y parcialmente plano; se encuentra en una zona deshabitada del lago de Texcoco y se usará para transmisión de energía eléctrica. Sus elementos estructurales son ángulos de alta resistencia, los cuales se describen en la tabla 8.11 y la geometría se describe en la figura 8.3.

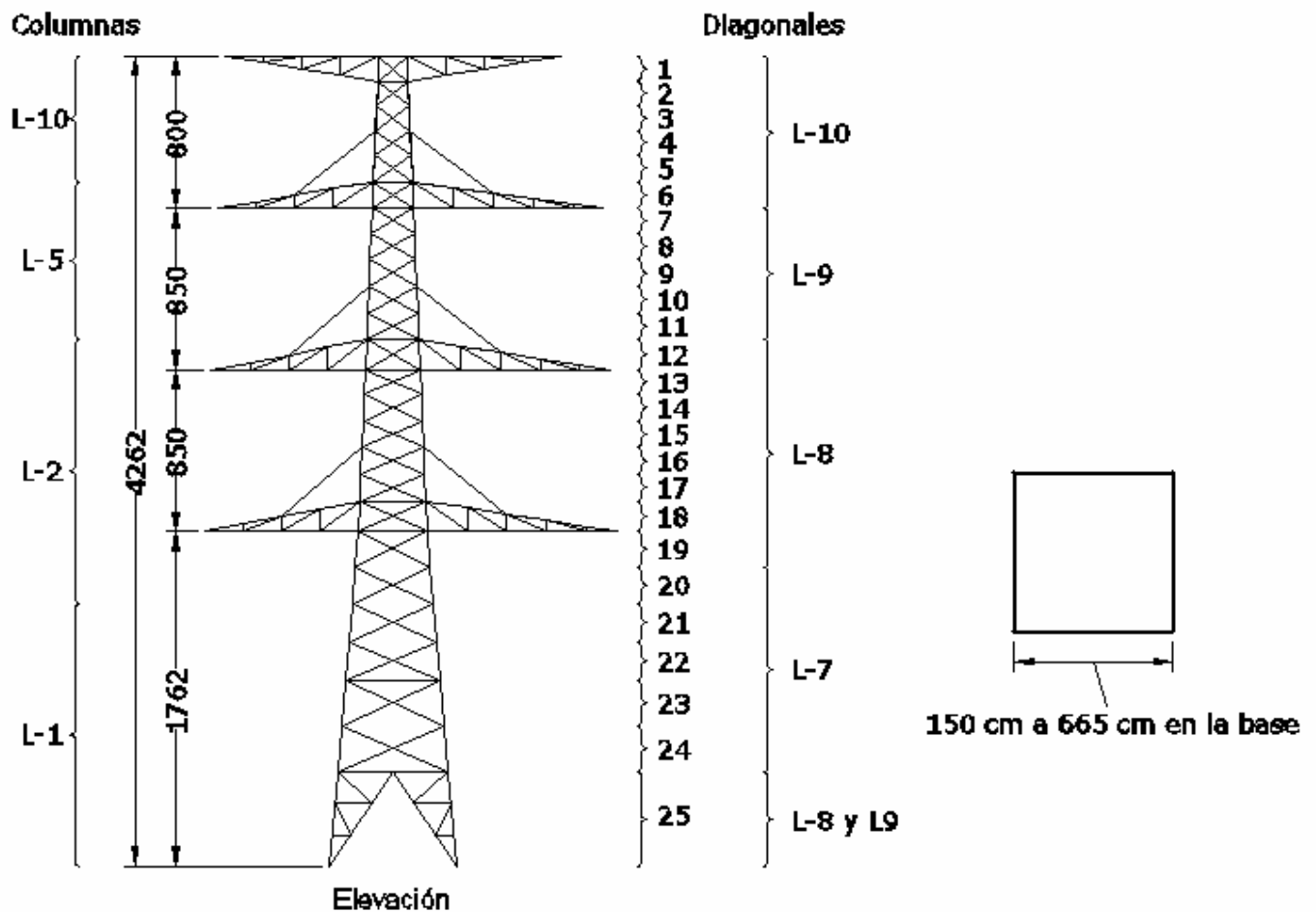


Figura 8.3. Torre de transmisión 43T90 (acotaciones en cm)

Tabla de perfiles	
Marca	Sección
L-1	⊕ 4" x 5/8" A.R.
L-2	⊕ 4" x 1/2" A.R.
L-3	⊖ 4" x 1/2" A.R.
L-4	⊖ 4" x 3/8" A.R.
L-5	⊕ 4" x 1/4" A.R.
L-6	⊥ 4" x 1/2" A.R.
L-7	L 4" x 1/2" A.R.
L-8	L 4" x 3/8" A.R.
L-9	L 4" x 1/4" A.R.
L-10	L 3" x 1/4" A.R.
L-11	L 6" x 3/4"
L-12	L 2" x 1/2" x 1/4"
L-13	L 2" x 1/4" A.R.

Tabla 8.6. Tabla de perfiles

8.2.3.2. Vida de servicio

La vida de servicio para la torre se consideró igual a 50 años.

8.2.3.3. Requerimientos de desempeño y factores de seguridad

No se han proveído de datos sobre el costo de la torre y del costo en caso de que falle, por lo que los factores de seguridad se han seleccionado para uso de la torre, la cual forma parte de una línea para transmisión de energía eléctrica.

De acuerdo a lo expuesto en 6.1.3, la torre se clasifica como torre clase B.

De la figura 6.1, se obtienen los factores de seguridad requeridos para la torre, según el uso que se ha propuesto; estos valores son los siguientes:

$$\lambda_{DL} = 1.0$$

$$\lambda_v = 1.021$$

$$\lambda_m = 1.20$$

8.2.3.4. Parámetros meteorológicos

a) Velocidad básica del viento. De la información sobre vientos en tormentas severas, la velocidad básica del viento se considera igual a $\bar{V}_B = 39 \text{ m/s}$ (ver capítulo 2).

b) Factor de dirección del viento. Puesto que la torre es sensible a nivel de tierra y el terreno es uniforme y además es simétrica con respecto a las áreas expuestas al viento, por lo que el factor de dirección del viento, K_d , se considera igual a 1.0.

c) Parámetros de la rugosidad del terreno. La torre esta en un sitio de campo abierto con pocas obstrucciones y terreno plano (categoría II). De la tabla 6.1, se obtienen los parámetros de rugosidad del terreno:

$$K_R = 1.1$$

$$\alpha = 0.14$$

$$h_e = 0$$

d) Velocidad del viento en el sitio de referencia. La velocidad del viento en el sitio de referencia, se calcula con la ecuación 6.1.

$$V_r = \gamma_v K_d K_R \bar{V}_B$$

$$= (1.021)(1)(1.1)(39)$$

$$= 43.8 \text{ m/s}$$

8.2.3.5. Variación del viento con la altura

Debido a que la velocidad del viento varía con la altura, se calculó esta variación, con las ecuaciones 6.3a y 6.3b.

$$V_z = V_r \left(\frac{z - h_e}{10} \right)^\alpha \quad \text{Para } z \geq 10 + h_e$$

$$V_z = \frac{V_r}{2} \left(1 + \frac{z}{10 + h_e} \right) \quad \text{Para } z < 10 + h_e$$

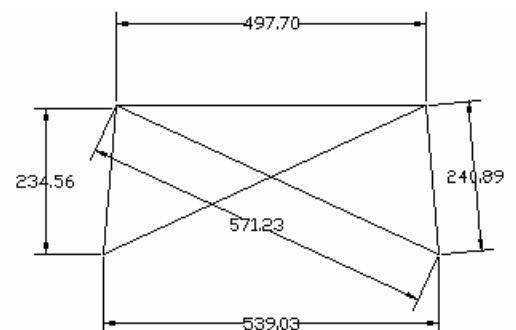
Los resultados se muestran a continuación en la tabla 8.12

8.2.3.6. Área expuesta

Para propósitos de análisis, la torre se dividió en 25 paneles usando las intersecciones de las diagonales con las columnas. El área expuesta se calcula con la ecuación 6.4.

$$R_T = K_\theta C_N A_S$$

Panel 23



$$A_f = (2.408)(.204)(2) + (5.712)(.102)(2) + (4.977)(.102)(1)$$

$$A_f = 2.655 \text{ m}^2$$

$$\phi = \frac{2(2.655)}{2.346(4.977 + 5.390)} = 0.21$$

Este proceso se repite para cada panel.

El valor C_N se calcula con la ecuación 6.7

$$C_N = C_{Nf} \frac{A_f}{A_F} + C_{Nc} \frac{A_c}{A_F} + C_{Nc'} \frac{A_{c'}}{A_F}$$

Como todos los elementos son ángulos, por lo tanto $A_f = A_F$. Los coeficientes C_{Nf} , C_{Nc} , $C_{Nc'}$ se obtienen de la figura 6.6.

$$K_\theta = 1 \text{ (de la figura 6.5)}$$

8.2.3.7. Respuesta estructural al viento

a) Revisión para verificar el uso del método estático. El método estático puede ser usado si cumple con la ecuación 9.11

$$\frac{7m_T}{\rho_s R_{WT} \sqrt{d_B \tau_0}} \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{H} \right)^2 < 1$$

El área expuesta total de la torre es $\sum R_w = 134.820 \text{ m}^2$

$R_{WT} = \frac{\sum R_w}{3} = 44.940 \text{ m}^2$, que corresponde en la tabla 8.12 a la suma del área expuesta de los paneles del 1 al 15, por lo que el área expuesta resultó $R_{WT} = 37.734 \text{ m}^2$; el peso de la estructura a ese nivel, es de $m_T = 10808.29 \text{ kg}$ y una altura de $h_T = 28.42 \text{ m}$, la cual no debe de ser mayor que $\frac{H}{3} = 14.21 \text{ m}$, por lo que $h_T = 14.21 \text{ m}$.

$$\rho_s = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\tau_0 = 0.001 \text{ m}$$

$$d_B = 8.36 \text{ m}$$

CAPÍTULO VIII. APLICACIÓN DE AMBAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO

$$\frac{7(10808.29)}{(7850)(37.734)\sqrt{(6.65)(0.001)}}\left(\frac{5}{6} - \frac{14.21}{42.62}\right)^2 = 0.783 < 1$$

Por tanto, el método estático equivalente es aplicable

b) Procedimiento a usar. Los paneles de la torre cumplen con las condiciones de simetría, a excepción de los paneles donde se encuentran las crucetas, por lo que la carga máxima en los elementos, se calcula por la aplicación de la carga media del viento mas la carga media del viento multiplicada por el factor de ráfaga, es decir

$$F = \bar{F}_{\max} + \bar{F}_{\max} G .$$

c) Carga media del viento. La carga media del viento se calcula con la ecuación 6.12.

$$P_{TW} = \frac{\rho_a}{2} V_z^2 \sum R_w , y \rho_a = 0.096 \frac{kg}{m^3} .$$

Las cargas calculadas se muestran en la tabla 8.12.

Panel	Alturas	Vz	Área	Φ	CNf	CN	Rw	Pw
25	2.47 m	27.3 m/s	5.294 m ²	0.17	3.055	3.055	16.175 m ²	579.07 kg
24	6.14 m	35.3 m/s	2.225 m ²	0.17	3.085	3.085	6.863 m ²	411.57 kg
23	8.54 m	40.6 m/s	2.655 m ²	0.21	2.873	2.873	7.628 m ²	603.61 kg
22	10.76 m	44.3 m/s	1.900 m ²	0.19	2.957	2.957	5.618 m ²	528.04 kg
21	12.80 m	45.3 m/s	1.834 m ²	0.20	2.922	2.922	5.359 m ²	528.78 kg
20	14.77 m	46.3 m/s	1.702 m ²	0.22	2.854	2.854	4.856 m ²	498.82 kg
19	16.67 m	47.0 m/s	1.603 m ²	0.22	2.832	2.832	4.540 m ²	482.43 kg
18	18.42 m	47.7 m/s	6.895 m ²	0.40	2.206	2.206	15.213 m ²	1662.24 kg
17	19.92 m	48.2 m/s	1.326 m ²	0.09	3.458	3.458	4.586 m ²	512.20 kg
16	21.32 m	48.7 m/s	1.304 m ²	0.28	2.601	2.601	3.391 m ²	386.03 kg
15	22.72 m	49.1 m/s	1.282 m ²	0.25	2.733	2.733	3.503 m ²	405.91 kg
14	24.12 m	49.5 m/s	1.260 m ²	0.29	2.559	2.559	3.223 m ²	379.80 kg
13	25.47 m	49.9 m/s	1.485 m ²	0.39	2.255	2.255	3.349 m ²	400.69 kg
12	26.92 m	50.3 m/s	5.768 m ²	0.40	2.216	2.216	12.783 m ²	1553.33 kg
11	28.42 m	50.7 m/s	1.193 m ²	0.10	3.426	3.426	4.087 m ²	504.20 kg
10	29.82 m	51.0 m/s	1.171 m ²	0.32	2.452	2.452	2.873 m ²	359.22 kg
9	31.22 m	51.4 m/s	1.150 m ²	0.33	2.422	2.422	2.785 m ²	352.77 kg
8	32.62 m	51.7 m/s	1.129 m ²	0.34	2.388	2.388	2.696 m ²	345.73 kg
7	33.97 m	52.0 m/s	1.280 m ²	0.44	2.111	2.111	2.702 m ²	350.49 kg
6	35.32 m	52.3 m/s	5.287 m ²	0.59	1.830	1.830	9.672 m ²	1268.17 kg
5	36.72 m	52.5 m/s	0.981 m ²	0.11	3.343	3.343	3.280 m ²	434.80 kg
4	38.07 m	52.8 m/s	0.546 m ²	0.22	2.834	2.834	1.547 m ²	207.11 kg
3	39.37 m	53.1 m/s	0.532 m ²	0.23	2.801	2.801	1.491 m ²	201.51 kg
2	40.67 m	53.3 m/s	0.683 m ²	0.32	2.480	2.480	1.694 m ²	231.07 kg
1	41.97 m	53.5 m/s	2.429 m ²	0.48	2.020	2.020	4.906 m ²	675.11 kg
Total			52.914 m ²				134.820 m ²	13862.70 kg

Tabla 8.12. Cálculo de la carga por viento

CAPÍTULO VIII. APLICACIÓN DE AMBAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO

d) Factores de respuesta de ráfaga. Los factores de respuesta de ráfaga se calculan como sigue:

- g. El factor de ráfaga básico se calcula con las ecuaciones 6.15 a 6.24. Los resultados se tabulan en la tabla 8.13.
- h. Para las diagonales, se calcula el valor K_q , mediante las ecuaciones 6.27 a 6.29, donde el valor f_q juega un papel importante en este cálculo; f_q es la proporción de la carga cortante que se transmiten por las diagonales, provocado por la acción del viento medio.
- i. Los factores de ráfaga básicos resultantes para el cálculo de las diagonales y las columnas se calcularon mediante las ecuaciones 6.25 y 6.26. Los resultados se tabulan en la tabla 8.13.

Panel	B	j	GB	V	Vi	f_q	K_q	G (Momento)	G (Cortante)
25	0.993	0.991	0.984	10320.98	2606.68	0.253	1.309	0.985	1.288
24	1.007	0.974	0.980	9741.91	1529.39	0.157	1.616	0.984	1.590
23	1.016	0.961	0.977	9330.34	1520.30	0.163	1.556	0.985	1.532
22	1.026	0.949	0.973	8726.72	1434.23	0.164	1.529	0.986	1.507
21	1.035	0.937	0.970	8198.69	1456.16	0.178	1.455	0.988	1.437
20	1.045	0.925	0.967	7762.82	1366.81	0.176	1.448	0.990	1.433
19	1.056	0.913	0.964	7366.63	1454.55	0.197	1.366	0.993	1.356
18	1.066	0.901	0.961	8145.75	2333.22	0.286	1.198	0.996	1.193
17	1.076	0.890	0.958	5442.38	1511.18	0.278	1.205	1.000	1.205
16	1.085	0.880	0.955	4812.01	1414.96	0.294	1.184	1.003	1.188
15	1.096	0.870	0.953	7669.91	1585.92	0.207	1.314	1.007	1.324
14	1.107	0.859	0.951	7264.00	1527.17	0.210	1.301	1.012	1.316
13	1.119	0.848	0.948	6884.20	1542.02	0.224	1.269	1.016	1.289
12	1.133	0.835	0.946	6483.51	1869.44	0.288	1.179	1.021	1.204
11	1.149	0.821	0.943	4930.18	812.24	0.165	1.401	1.027	1.439
10	1.166	0.807	0.941	4425.98	698.70	0.158	1.416	1.033	1.463
9	1.185	0.792	0.939	4066.76	961.48	0.236	1.231	1.039	1.279
8	1.207	0.776	0.936	3713.99	911.71	0.245	1.215	1.046	1.270
7	1.231	0.759	0.934	3368.26	860.24	0.255	1.199	1.053	1.263
6	1.261	0.739	0.932	3017.77	884.13	0.293	1.160	1.060	1.230
5	1.299	0.716	0.930	1749.60	314.19	0.180	1.311	1.068	1.400
4	1.347	0.688	0.928	1314.81	187.26	0.142	1.408	1.076	1.515
3	1.412	0.655	0.926	1107.70	309.49	0.279	1.164	1.083	1.262
2	1.517	0.609	0.924	906.19	280.32	0.309	1.140	1.092	1.244
1	1.769	0.521	0.922	675.11	155.77	0.231	1.207	1.100	1.328

Tabla 8.13. Cálculo de factores de ráfaga

8.2.3.8. Fuerzas en los elementos

Las fuerzas en los miembros, se calculan mediante la suma de la carga media del viento mas la carga fluctuante del viento ($\bar{F}_{TW} + F'_{TW}$). Para las torres razonablemente

simétricas la carga en los elementos se puede calcular con $F_{TW} (1 + G)$, pero como también tiene paneles que no cumplen con las condiciones de simetría, y además de tener cables adheridos a la torre, se utilizara el método marcado en 6.1.13. En la tabla 8.14 se muestran el cálculo de las cargas con las cuales se hace el diseño de los elementos. Debido a que los esfuerzos de compresión gobiernan, solo se muestran las cargas máximas de compresión. Para las diagonales se toman en cuenta los efectos de la carga media del viento, al actuar en la estructura y los cables, además de considerar la carga de tensión desbalanceada, debida al cambio de dirección de línea y ruptura de un cable conductor. Para las columnas se usan las mismas cargas, pero se adicionó el efecto de la carga muerta.

8.2.3.9. Área expuesta de cables

El área expuesta de cables, R_{CW} en m², en la dirección del viento, de cualquier cable externo adherido a la torre, se calcula con la ecuación 6.10:

$$R_{CW} = C_c D_c L_c \sin^3 \psi$$

El coeficiente de arrastre para el cable apropiado para el numero efectivo de Reynolds, se obtienen de la tabla 6.2.

El cálculo de las áreas expuestas de los cables se presenta en la tabla 8.14.

8.2.3.10. Carga en los cables

La carga media máxima aplicada a la torre en la dirección del viento dada, se calcula con la ecuación 6.30

$$\overline{P}_{CW} = \frac{\rho_a}{4} V_{zC}^2 R_{CW}$$

Y la máxima carga fluctuante en la misma dirección, se calcula con las ecuaciones 6.31 a 6.36.

$$P'_{CW} = G_c P_{CW}$$

El cálculo de las cargas en los cables se muestra en la tabla 8.14

Altura	Velocidad	Reynolds	Cc	Rcw	Pcw	KI	Kz	Gc	P'cw
17.62 m	47.4 m/s	1.56E+05	1.2	7.739	417.56 kg	53.96 kg/m ²	0.557	0.891	0.496
26.12 m	50.1 m/s	1.65E+05	1.2	7.739	466.22 kg	60.25 kg/m ²	0.569	0.843	0.479
34.62 m	52.1 m/s	1.71E+05	1.2	7.739	504.49 kg	65.19 kg/m ²	0.577	0.810	0.468
42.62 m	53.7 m/s	1.76E+05	1.2	7.739	534.72 kg	69.10 kg/m ²	0.583	0.787	0.459

Tabla 8.14. Cálculo de la carga en la estructura, debida a la presión del viento en los cables

8.2.3.11. Cálculo de los esfuerzos de diseño

a) *Confiabilidad requerida*. Para alcanzar la confiabilidad requerida con respecto a fuerza:

$$\sum F_{\max} \leq N$$

donde

$$\sum F_{\max} = \text{Fuerza total máxima en el miembro}$$

$$N = \text{Fuerza de diseño del miembro}$$

b) *Revisión de la fuerza*. La revisión del elemento se hace mediante la relación de fuerzas, *SR*, donde:

$$SR = \frac{\sum F_{\max}}{N}$$

La confiabilidad requerida resultante $SR \leq 1$. Los niveles de *SR* indican también la capacidad de la torre para soportar cargas adicionales. Los valores calculados se muestran en la tabla 8.15.

Los esfuerzos en los elementos estructurales se calcularon mediante las ecuaciones 6.39 a 6.47.

Diagonales

Panel	Sección	Área	ΣF	N	SR	
25	L-8 y L-9	102 X 10	16	-13442.74	34354.91	0.3912901
20-24	L-7	102 X 13	20.97	-13791.52	13083.545	1.0541118
12-19	L-8	102 X 10	16	-18336.02	17713.069	1.035169
7-11	L-9	102 X 6	12.52	-12164.93	14885.794	0.8172171
1-6	L-10	76 X 6	9.29	-6690.31	11043.702	0.6058036

Columnas

Panel	Sección	Área	ΣF	N	SR	
21-29	L-1	102 X 16	119	-192983.43	276684.2	0.697486
12-20	L-2	102 X 13	97	-155358.98	217111.5	0.715572
4-11	L-5	102 X 6	24	-50605.02	45622.32	1.109216
1-4	L-10	76 X 6	8.76	-7657.36	17107.8	0.447595

Tabla 8.15. Cálculo de los esfuerzos

8.3. Método con base en seguridad

8.3.1. Torre 53T90

8.3.1.1. Detalles del sitio y de la torre

La estructura tiene 52.53 m de altura, de base cuadrada, situada en un terreno con pocas obstrucciones y parcialmente plano; se encuentra en una zona deshabitada del lago de Texcoco y se usará para transmisión de energía eléctrica. Sus elementos estructurales son ángulos de alta resistencia, los cuales se describen en la tabla 8.16 y la geometría se describe en la figura 8.4.

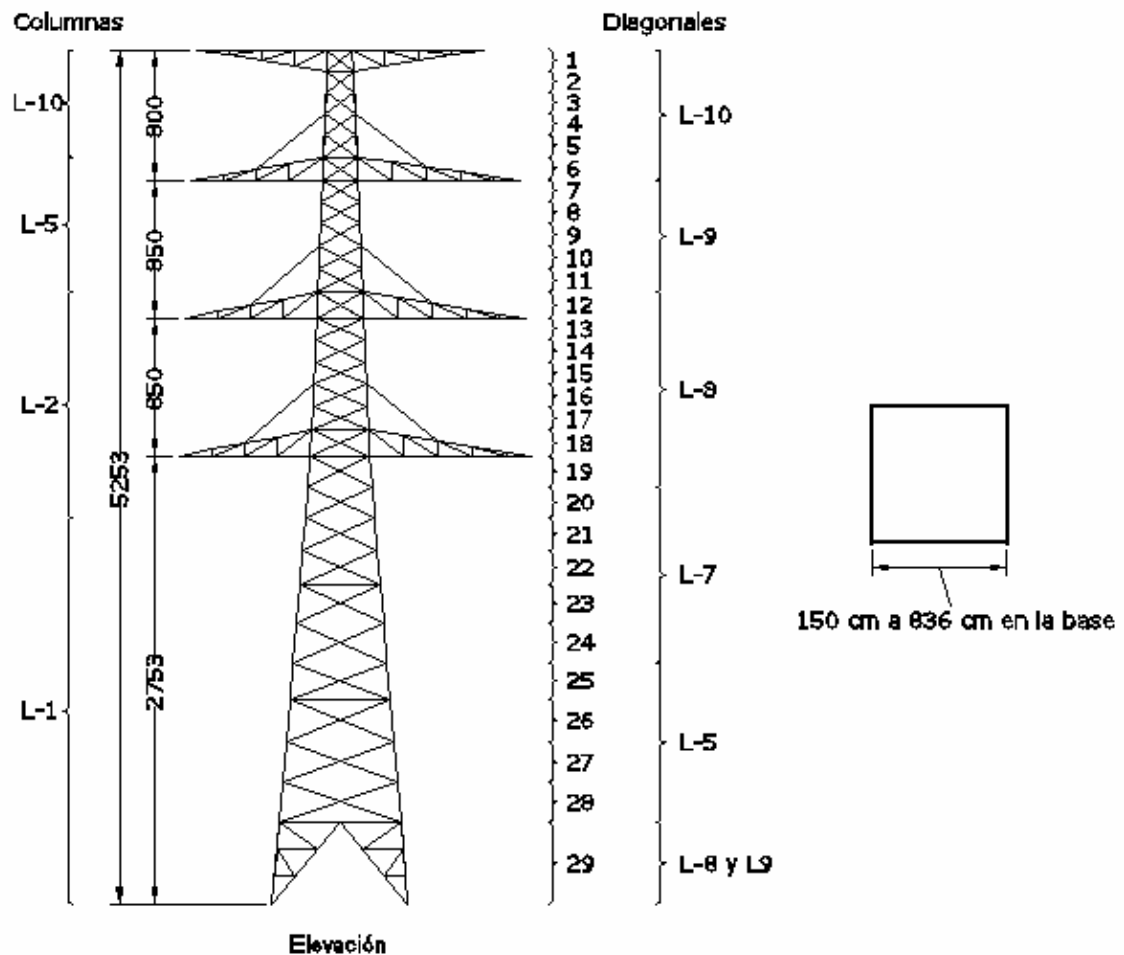


Figura 8.4. Torre de transmisión 53T90 (acotaciones en cm)

Tabla de perfiles	
Marca	Sección
L-1	⊕ 4" x 5/8" A.R.
L-2	⊕ 4" x 1/2" A.R.
L-3	⊖ 4" x 1/2" A.R.
L-4	⊖ 4" x 3/8" A.R.
L-5	⊕ 4" x 1/4" A.R.
L-6	⊥ 4" x 1/2" A.R.
L-7	L 4" x 1/2" A.R.
L-8	L 4" x 3/8" A.R.
L-9	L 4" x 1/4" A.R.
L-10	L 3" x 1/4" A.R.
L-11	L 6" x 3/4"
L-12	L 2" x 1/2" x 1/4"
L-13	L 2" x 1/4" A.R.

Tabla 8.16. Tabla de perfiles

8.3.1.2. Parámetros meteorológicos

a) Velocidad regional. De la información sobre vientos en tormentas severas, la velocidad básica del viento se considera igual a $\bar{V}_B = 39 \frac{m}{s}$ (ver capítulo 2).

b) Parámetros de la rugosidad del terreno. La torre esta en un sitio de campo abierto con pocas obstrucciones y terreno plano (categoría II). De la tabla 6.8 y 6.9, se obtienen los parámetros de rugosidad del terreno:

$$K_R = 1.0$$

$$\alpha = 0.128$$

8.3.1.3. Variación del viento con la altura

Debido a que la velocidad del viento varía con la altura se calculó esta variación, con las ecuaciones 6.50.

$$V_z = V_B K_1$$

$$K_1 = 1.0 \quad \text{para } z < 10\text{m}$$

$$K_1 = \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha \quad \text{para } z > 10\text{m}$$

Los resultados se muestran a continuación en la tabla 8.17

8.3.1.4. Área expuesta, factor de solidez y coeficiente de arrastre

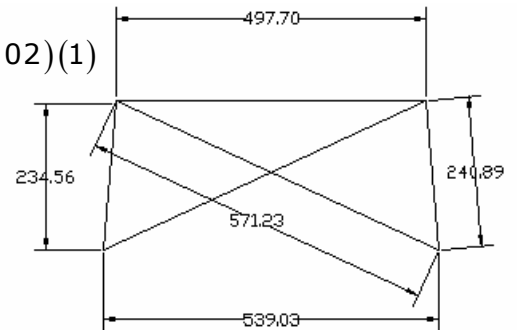
Para propósitos de análisis, la torre se dividió en 29 paneles usando las intersecciones de las diagonales con las columnas. El área expuesta, factor de solidez y coeficiente de arrastre se calcula de acuerdo a la figura 6.10.

Panel 23

$$A_f = (2.408)(.204)(2) + (5.712)(.102)(2) + (4.977)(.102)(1)$$

$$A_f = 2.655 \text{ m}^2$$

$$\phi = \frac{2(2.655)}{2.346(4.977 + 5.390)} = 0.21$$



Este proceso se repite para cada panel.

El valor C_N se calcula con la ecuación $C_N = 4 - 6.0\phi + 4.0\phi^2$, la cual se obtiene de la figura 6.10

Las cargas calculadas se muestran en la tabla 8.17.

8.3.1.5. Presiones sobre la torre y los cables

Una vez que se tiene la velocidad de diseño, la presión que ejerce el viento sobre una estructura se calcula mediante la ecuación 6.51 y 6.52.

$$P_z = 0.0048GC_pV_D^2$$

El valor de $G = \frac{0.392b}{273 + t}$, se puede considerar $G = 1.0$

Las presiones y las cargas sobre la estructura se pueden ver en la tabla 8.17

Panel	Alturas	K1	Vz	Área	Φ	Cp	Pz	P
29	2.50 m	1.000	27.4 m/s	7.665 m ²	0.19	2.990	218.27 kg/m ²	1673.00 kg
28	6.23 m	1.000	35.5 m/s	4.146 m ²	0.23	2.826	206.35 kg/m ²	855.48 kg
27	8.69 m	1.000	40.9 m/s	3.977 m ²	0.24	2.805	204.78 kg/m ²	814.44 kg
26	11.26 m	1.015	44.5 m/s	4.579 m ²	0.26	2.694	202.78 kg/m ²	928.53 kg
25	13.73 m	1.041	45.8 m/s	3.529 m ²	0.26	2.700	213.77 kg/m ²	754.35 kg
24	16.05 m	1.062	46.8 m/s	2.225 m ²	0.17	3.116	256.79 kg/m ²	571.26 kg
23	18.45 m	1.082	47.7 m/s	2.655 m ²	0.21	2.902	247.80 kg/m ²	657.99 kg

CAPÍTULO VIII. APLICACIÓN DE AMBAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO

22	20.67 m	1.097	48.5 m/s	1.900 m ²	0.19	2.987	262.60 kg/m ²	498.90 kg
21	22.71 m	1.111	49.1 m/s	1.834 m ²	0.20	2.951	265.79 kg/m ²	487.50 kg
20	24.68 m	1.123	49.7 m/s	1.702 m ²	0.22	2.883	265.21 kg/m ²	451.32 kg
19	26.58 m	1.133	50.2 m/s	1.603 m ²	0.22	2.861	268.27 kg/m ²	430.04 kg
18	28.33 m	1.143	50.7 m/s	6.895 m ²	0.40	2.229	212.40 kg/m ²	1464.59 kg
17	29.83 m	1.150	51.0 m/s	1.326 m ²	0.09	3.493	337.34 kg/m ²	447.38 kg
16	31.23 m	1.157	51.4 m/s	1.304 m ²	0.28	2.627	256.70 kg/m ²	334.73 kg
15	32.63 m	1.163	51.7 m/s	1.282 m ²	0.29	2.606	257.58 kg/m ²	330.15 kg
14	34.03 m	1.170	52.0 m/s	1.260 m ²	0.29	2.585	258.17 kg/m ²	325.22 kg
13	35.38 m	1.176	52.3 m/s	1.485 m ²	0.39	2.278	229.82 kg/m ²	341.29 kg
12	36.83 m	1.182	52.6 m/s	5.768 m ²	0.40	2.239	228.19 kg/m ²	1316.19 kg
11	38.33 m	1.188	52.9 m/s	1.193 m ²	0.10	3.461	356.40 kg/m ²	425.11 kg
10	39.73 m	1.193	53.1 m/s	1.171 m ²	0.32	2.477	257.46 kg/m ²	301.58 kg
9	41.13 m	1.198	53.4 m/s	1.150 m ²	0.33	2.446	256.48 kg/m ²	294.99 kg
8	42.53 m	1.204	53.6 m/s	1.129 m ²	0.34	2.412	255.08 kg/m ²	288.02 kg
7	43.88 m	1.208	53.9 m/s	1.280 m ²	0.44	2.132	227.34 kg/m ²	291.02 kg
6	45.23 m	1.213	54.1 m/s	5.287 m ²	0.59	1.848	198.55 kg/m ²	1049.66 kg
5	46.63 m	1.218	54.3 m/s	0.981 m ²	0.11	3.377	365.66 kg/m ²	358.77 kg
4	47.98 m	1.222	54.6 m/s	0.546 m ²	0.22	2.862	312.22 kg/m ²	170.42 kg
3	49.28 m	1.226	54.8 m/s	0.532 m ²	0.23	2.829	310.70 kg/m ²	165.39 kg
2	50.58 m	1.231	55.0 m/s	0.683 m ²	0.32	2.505	276.94 kg/m ²	189.19 kg
1	51.88 m	1.235	55.2 m/s	2.429 m ²	0.48	2.041	227.08 kg/m ²	551.47 kg

Tabla 8.17. Cálculo de la carga por viento sobre la estructura

Para el cálculo de la carga por viento en los cables se utilizó el mismo procedimiento que para el cálculo de la carga por viento en la torre, con excepción de el coeficiente de arrastre para los cables, $C_p = 1.2$. en la tabla 8.18 se muestran las cargas calculadas que ejercen los cables sobre la torre

Altura	Velocidad	Cc	Pz	Área	P
27.53 m	44.4 m/s	1.2	113.54 kg/m ²	6.45m ²	732.09 kg
36.03 m	46.0 m/s	1.2	121.63 kg/m ²	6.45m ²	784.30 kg
44.53 m	47.2 m/s	1.2	128.41 kg/m ²	6.45m ²	828.00 kg
52.53 m	48.2 m/s	1.2	133.96 kg/m ²	1.91m ²	256.43 kg

Tabla 8.18. Cálculo de la carga en la estructura, debida a la presión del viento en los cables

8.3.1.6. Cálculo de los esfuerzos de diseño

a) *Confiabilidad requerida.* Para alcanzar la confiabilidad requerida con respecto a fuerza:

$$\sum F_{\max} \leq Rc$$

donde

$$\sum F_{\max} = \text{Fuerza total máxima en el miembro}$$

$$Rc = \text{Fuerza de diseño del miembro}$$

CAPÍTULO VIII. APLICACIÓN DE AMBAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO

b) Revisión *de la fuerza*. La revisión del elemento se hace mediante la relación de fuerzas, SR , donde:

$$SR = \frac{\sum F_{\max}}{Rc}$$

La confiabilidad requerida resultante $SR \leq 1$. Los niveles de SR indican también la capacidad de la torre para soportar cargas adicionales. Los valores calculados se muestran en la tabla 8.19.

Los esfuerzos en los elementos estructurales se calcularon mediante las ecuaciones 6.53 a 6.56.

Diagonales

Panel	Sección		Área	ΣF	Rc	SR
29	L-8 y L-9	102 X 10	16	-16479.19	42023.82	0.392
25-28	L-5	102 X 6	12.52	-10891.65	12705.65	0.857
20-24	L-7	102 X 13	20.97	-14287.52	9413.029	1.518
12-19	L-8	102 X 10	16	-17476.33	15914.69	1.098
7-11	L-9	102 X 6	12.52	-10447.33	18586.98	0.562
1-6	L-10	76 X 6	9.29	-4403.00	12284.97	0.358

Columnas

Panel	Sección		Área	ΣF	Rc	SR
21-29	L-1	102 X 16	119	-247878.00	321500.3	0.771
12-20	L-2	102 X 13	97	-168470.00	254929.2	0.661
4-11	L-5	102 X 6	24	-49210.24	54819.71	0.898
1-4	L-10	76 X 6	8.76	-6262.69	19861.67	0.315

Tabla 8.19. Cálculo de los esfuerzos

8.3.2. Torre 48T90

8.3.2.1. Detalles del sitio y de la torre

La estructura tiene 47.53 m de altura, de base cuadrada, situada en un terreno con pocas obstrucciones y parcialmente plano; se encuentra en una zona deshabitada del lago de Texcoco y se usará para transmisión de energía eléctrica. Sus elementos estructurales son ángulos de alta resistencia, los cuales se describen en la tabla 8.20 y la geometría se describe en la figura 8.5.

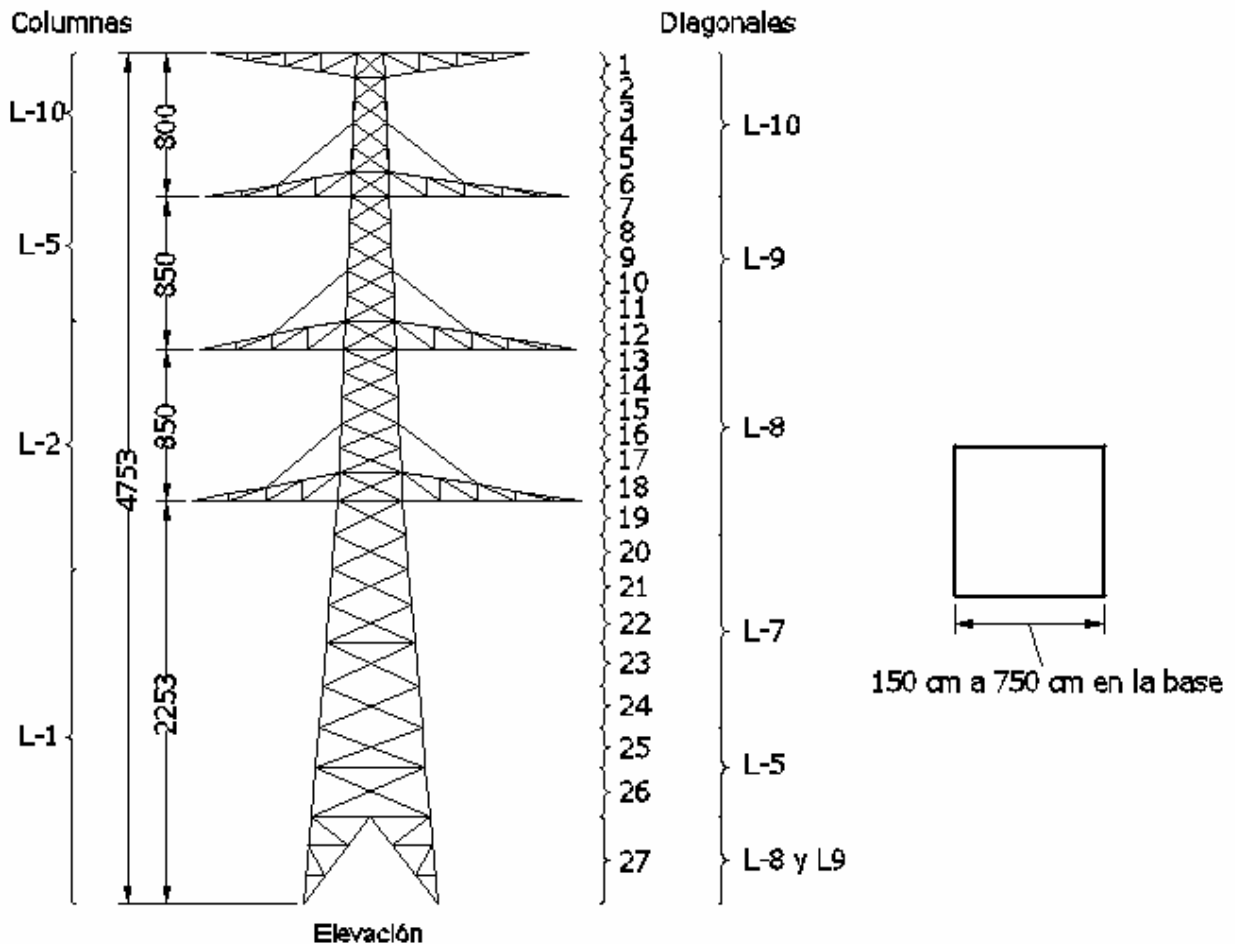


Figura 8.5. Torre de transmisión 48T90 (acotaciones en cm)

Tabla de perfiles	
Marca	Sección
L-1	⊕ 4" x 5/8" A.R.
L-2	⊕ 4" x 1/2" A.R.
L-3	⊕ 4" x 1/2" A.R.
L-4	⊕ 4" x 3/8" A.R.
L-5	⊕ 4" x 1/4" A.R.
L-6	⊥ 4" x 1/2" A.R.
L-7	L 4" x 1/2" A.R.
L-8	L 4" x 3/8" A.R.
L-9	L 4" x 1/4" A.R.
L-10	L 3" x 1/4" A.R.
L-11	L 6" x 3/4"
L-12	L 2" x 1/2" x 1/4"
L-13	L 2" x 1/4" A.R.

Tabla 8.20. Tabla de perfiles

8.3.2.2. Parámetros meteorológicos

a) Velocidad regional. De la información sobre vientos en tormentas severas, la velocidad básica del viento se considera igual a $\bar{V}_B = 39 \frac{m}{s}$ (ver capítulo 2).

b) Parámetros de la rugosidad del terreno. La torre esta en un sitio de campo abierto con pocas obstrucciones y terreno plano (categoría II). De la tabla 6.8 y 6.9, se obtienen los parámetros de rugosidad del terreno:

$$K_R = 1.0$$

$$\alpha = 0.128$$

8.3.2.3. Variación del viento con la altura

Debido a que la velocidad del viento varía con la altura se calculó esta variación, con las ecuaciones 6.50.

$$V_z = V_B K1$$

$$K1 = 1.0 \quad \text{para } z < 10\text{m}$$

$$K1 = \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha \quad \text{para } z > 10\text{m}$$

Los resultados se muestran a continuación en la tabla 8.21

8.3.2.4. Área expuesta, factor de solidez y coeficiente de arrastre

CAPÍTULO VIII. APLICACIÓN DE AMBAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO

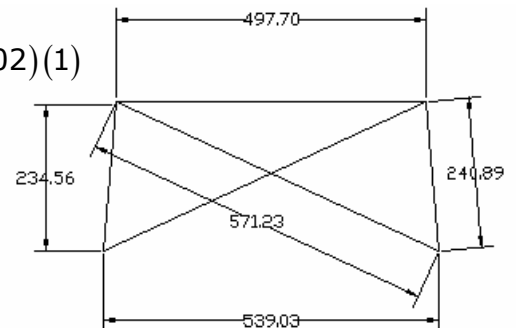
Para propósitos de análisis, la torre se dividió en 27 paneles usando las intersecciones de las diagonales con las columnas. El área expuesta, factor de solidez y coeficiente de arrastre se calcula de acuerdo a la figura 6.10.

Panel 23

$$A_f = (2.408)(.204)(2) + (5.712)(.102)(2) + (4.977)(.102)(1)$$

$$A_f = 2.655 \text{ m}^2$$

$$\phi = \frac{2(2.655)}{2.346(4.977 + 5.390)} = 0.21$$



Este proceso se repite para cada panel.

El valor C_N se calcula con la ecuación $C_N = 4 - 6.0\phi + 4.0\phi^2$, la cual se obtiene de la figura 6.10

Las cargas calculadas se muestran en la tabla 8.21.

8.3.2.5. Presiones sobre la torre y los cables

Una vez que se tiene la velocidad de diseño, la presión que ejerce el viento sobre una estructura se calcula mediante la ecuación 6.51 y 6.52.

$$P_z = 0.0048GC_pV_D^2$$

El valor de $G = \frac{0.392b}{273 + t}$, se puede considerar $G = 1.0$

Las presiones y las cargas sobre la estructura se pueden ver en la tabla 8.21

Panel	Alturas	K1	Vz	Área	Φ	Cp	Pz	P
27	2.46 m	1.00	39.0 m/s	5.566 m ²	0.16	3.141	229.35 kg/m ²	1276.67 kg
26	6.26 m	1.00	39.0 m/s	4.579 m ²	0.26	2.694	196.71 kg/m ²	900.75 kg
25	8.73 m	1.00	39.0 m/s	3.529 m ²	0.26	2.700	197.11 kg/m ²	695.55 kg
24	11.05 m	1.01	39.5 m/s	2.225 m ²	0.17	3.116	233.39 kg/m ²	519.19 kg
23	13.45 m	1.04	40.5 m/s	2.655 m ²	0.21	2.902	228.54 kg/m ²	606.85 kg
22	15.67 m	1.06	41.3 m/s	1.900 m ²	0.19	2.987	244.63 kg/m ²	464.75 kg
21	17.71 m	1.08	42.0 m/s	1.834 m ²	0.20	2.951	249.39 kg/m ²	457.43 kg
20	19.68 m	1.09	42.5 m/s	1.702 m ²	0.22	2.883	250.27 kg/m ²	425.91 kg
19	21.58 m	1.10	43.0 m/s	1.603 m ²	0.22	2.861	254.33 kg/m ²	407.70 kg
18	23.33 m	1.11	43.5 m/s	6.895 m ²	0.40	2.229	202.10 kg/m ²	1393.56 kg
17	24.83 m	1.12	43.8 m/s	1.326 m ²	0.09	3.493	321.86 kg/m ²	426.85 kg
16	26.23 m	1.13	44.1 m/s	1.304 m ²	0.28	2.627	245.49 kg/m ²	320.11 kg
15	27.63 m	1.14	44.4 m/s	1.282 m ²	0.29	2.606	246.84 kg/m ²	316.39 kg
14	29.03 m	1.15	44.7 m/s	1.260 m ²	0.29	2.585	247.88 kg/m ²	312.26 kg
13	30.38 m	1.15	45.0 m/s	1.485 m ²	0.39	2.278	221.03 kg/m ²	328.24 kg

CAPÍTULO VIII. APLICACIÓN DE AMBAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO

12	31.83 m	1.16	45.2 m/s	5.768 m ²	0.40	2.239	219.83 kg/m ²	1267.94 kg
11	33.33 m	1.17	45.5 m/s	1.193 m ²	0.10	3.461	343.87 kg/m ²	410.17 kg
10	34.73 m	1.17	45.7 m/s	1.171 m ²	0.32	2.477	248.75 kg/m ²	291.37 kg
9	36.13 m	1.18	46.0 m/s	1.150 m ²	0.33	2.446	248.11 kg/m ²	285.36 kg
8	37.53 m	1.18	46.2 m/s	1.129 m ²	0.34	2.412	247.05 kg/m ²	278.95 kg
7	38.88 m	1.19	46.4 m/s	1.280 m ²	0.44	2.132	220.41 kg/m ²	282.14 kg
6	40.23 m	1.20	46.6 m/s	5.287 m ²	0.59	1.848	192.68 kg/m ²	1018.65 kg
5	41.63 m	1.20	46.8 m/s	0.981 m ²	0.11	3.377	355.20 kg/m ²	348.51 kg
4	42.98 m	1.21	47.0 m/s	0.546 m ²	0.22	2.862	303.54 kg/m ²	165.68 kg
3	44.28 m	1.21	47.2 m/s	0.532 m ²	0.23	2.829	302.30 kg/m ²	160.92 kg
2	45.58 m	1.21	47.4 m/s	0.683 m ²	0.32	2.505	269.66 kg/m ²	184.22 kg
1	46.88 m	1.22	47.5 m/s	2.429 m ²	0.48	2.041	221.26 kg/m ²	537.35 kg

Tabla 8.21. Cálculo de la carga por viento sobre la estructura

Para el cálculo de la carga por viento en los cables se utilizó el mismo procedimiento que para el cálculo de la carga por viento en la torre, con excepción del coeficiente de arrastre para los cables, $C_p = 1.2$. en la tabla 8.22 se muestran las cargas calculadas que ejercen los cables sobre la torre

Altura	Velocidad	Cc	Pz	Área	P
22.53 m	43.3 m/s	1.2	107.86 kg/m ²	6.45m ²	695.48 kg
31.03 m	45.1 m/s	1.2	117.07 kg/m ²	6.45m ²	754.87 kg
39.53 m	46.5 m/s	1.2	124.56 kg/m ²	6.45m ²	803.14 kg
47.53 m	47.6 m/s	1.2	130.57 kg/m ²	1.91m ²	249.95 kg

Tabla 8.22. Cálculo de la carga en la estructura, debida a la presión del viento en los cables

8.3.2.6. Cálculo de los esfuerzos de diseño

a) *Confiabilidad requerida*. Para alcanzar la confiabilidad requerida con respecto a fuerza:

$$\sum F_{\max} \leq Rc$$

donde

$$\sum F_{\max} = \text{Fuerza total máxima en el miembro}$$

$$Rc = \text{Fuerza de diseño del miembro}$$

b) *Revisión de la fuerza*. La revisión del elemento se hace mediante la relación de fuerzas, SR , donde:

$$SR = \frac{\sum F_{\max}}{Rc}$$

La confiabilidad requerida resultante $SR \leq 1$. Los niveles de SR indican también la capacidad de la torre para soportar cargas adicionales. Los valores calculados se muestran en la tabla 8.23.

CAPÍTULO VIII. APLICACIÓN DE AMBAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO

Los esfuerzos en los elementos estructurales se calcularon mediante las ecuaciones 6.53 a 6.56.

Diagonales

Panel	Sección		Área	ΣF	Rc	SR
27	L-8 y L-9	102 X 10	16	-18031.00	42023.82	0.429
25-26	L-5	102 X 6	12.52	-10958.00	12705.65	0.862
20-24	L-7	102 X 13	20.97	-14533.00	9413.029	1.544
12-19	L-8	102 X 10	16	-18872.00	15914.69	1.186
7-11	L-9	102 X 6	12.52	-10404.00	18586.98	0.56
1-6	L-10	76 X 6	9.29	-3822.00	12284.97	0.311

Columnas

Panel	Sección		Área	ΣF	Rc	SR
21-29	L-1	102 X 16	119	-229609.00	321500.3	0.714
12-20	L-2	102 X 13	97	-167187.00	254929.2	0.656
4-11	L-5	102 X 6	24	-47428.00	54819.71	0.865
1-4	L-10	76 X 6	8.76	-5127.00	19861.67	0.258

Tabla 8.23. Cálculo de los esfuerzos

8.3.3. Torre 43T90

8.3.3.1. Detalles del sitio y de la torre

La estructura tiene 42.62 m de altura, de base cuadrada, situada en un terreno con pocas obstrucciones y parcialmente plano; se encuentra en una zona deshabitada del lago de Texcoco y se usará para transmisión de energía eléctrica. Sus elementos estructurales son ángulos de alta resistencia, los cuales se describen en la tabla 8.24 y la geometría se describe en la figura 8.6.

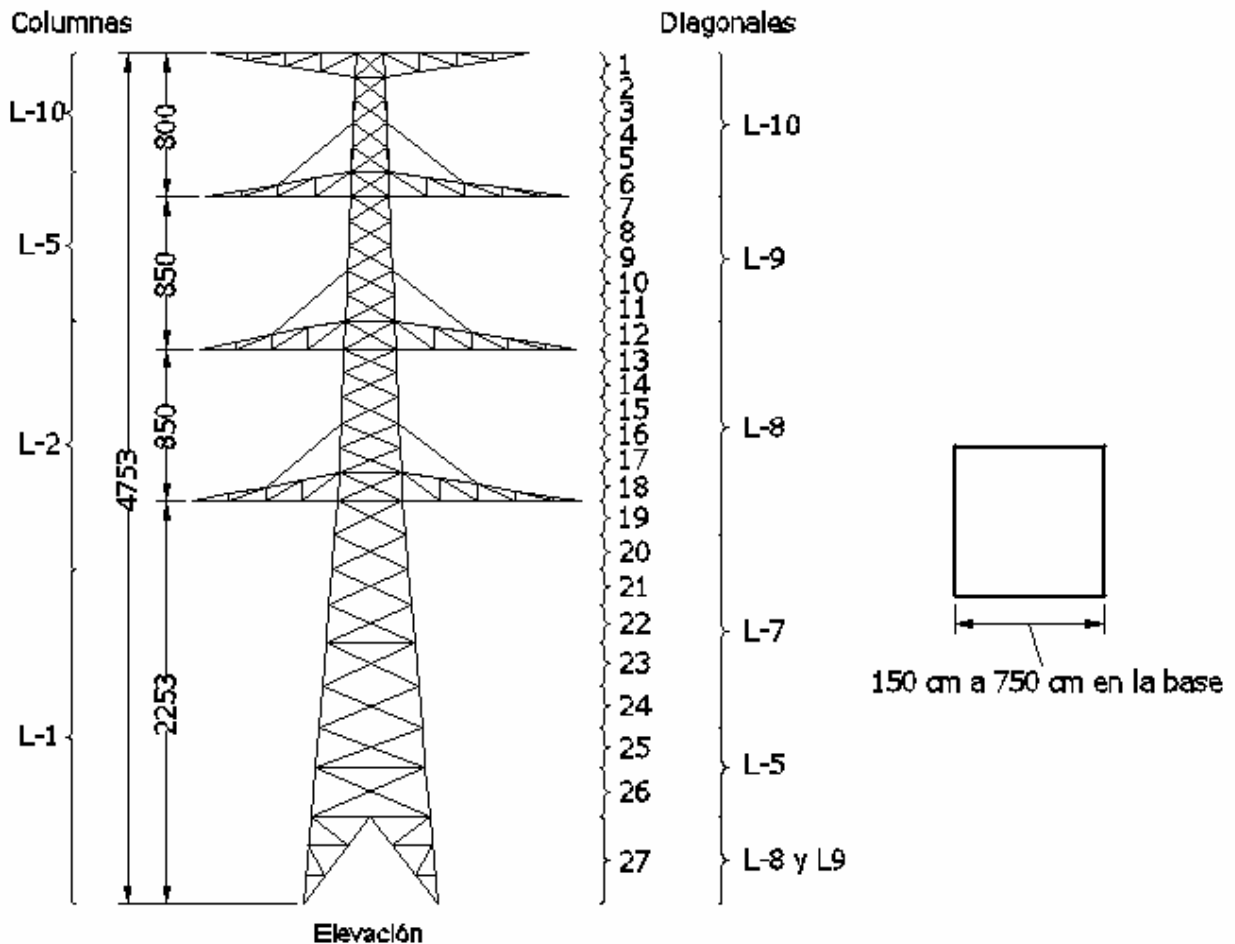


Figura 8.6. Torre de transmisión 48T90 (acotaciones en cm)

Tabla de perfiles	
Marca	Sección
L-1	⊕ 4" x 5/8" A.R.
L-2	⊕ 4" x 1/2" A.R.
L-3	⊕ 4" x 1/2" A.R.
L-4	⊕ 4" x 3/8" A.R.
L-5	⊕ 4" x 1/4" A.R.
L-6	⊥ 4" x 1/2" A.R.
L-7	L 4" x 1/2" A.R.
L-8	L 4" x 3/8" A.R.
L-9	L 4" x 1/4" A.R.
L-10	L 3" x 1/4" A.R.
L-11	L 6" x 3/4"
L-12	L 2" x 1/2" x 1/4"
L-13	L 2" x 1/4" A.R.

Tabla 8.24. Tabla de perfiles

8.3.2.2. Parámetros meteorológicos

a) Velocidad regional. De la información sobre vientos en tormentas severas, la velocidad básica del viento se considera igual a $\bar{V}_B = 39 \frac{m}{s}$ (ver capítulo 2).

b) Parámetros de la rugosidad del terreno. La torre esta en un sitio de campo abierto con pocas obstrucciones y terreno plano (categoría II). De la tabla 6.8 y 6.9, se obtienen los parámetros de rugosidad del terreno:

$$K_R = 1.0$$

$$\alpha = 0.128$$

8.3.1.3. Variación del viento con la altura

Debido a que la velocidad del viento varía con la altura se calculó esta variación, con las ecuaciones 6.50.

$$V_z = V_B K1$$

$$K1 = 1.0 \quad \text{para } z < 10\text{m}$$

$$K1 = \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha \quad \text{para } z > 10\text{m}$$

Los resultados se muestran a continuación en la tabla 8.25

8.3.1.4. Área expuesta, factor de solidez y coeficiente de arrastre

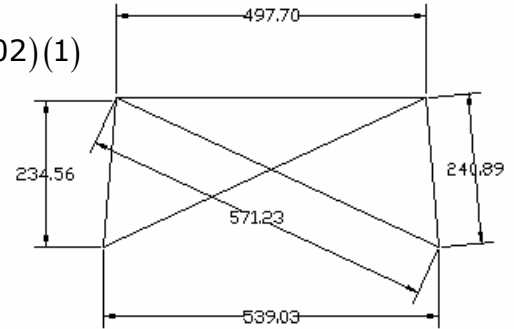
Para propósitos de análisis, la torre se dividió en 25 paneles usando las intersecciones de las diagonales con las columnas. El área expuesta, factor de solidez y coeficiente de arrastre se calcula de acuerdo a la figura 6.10.

Panel 23

$$A_f = (2.408)(.204)(2) + (5.712)(.102)(2) + (4.977)(.102)(1)$$

$$A_f = 2.655 \text{ m}^2$$

$$\phi = \frac{2(2.655)}{2.346(4.977 + 5.390)} = 0.21$$



Este proceso se repite para cada panel.

El valor C_N se calcula con la ecuación $C_N = 4 - 6.0\phi + 4.0\phi^2$, la cual se obtiene de la figura 6.10

Las cargas calculadas se muestran en la tabla 8.25.

8.3.1.5. Presiones sobre la torre y los cables

Una vez que se tiene la velocidad de diseño, la presión que ejerce el viento sobre una estructura se calcula mediante la ecuación 6.51 y 6.52.

$$P_z = 0.0048GC_pV_D^2$$

El valor de $G = \frac{0.392b}{273 + t}$, se puede considerar $G = 1.0$

Las presiones y las cargas sobre la estructura se pueden ver en la tabla 8.25

Panel	Alturas	K1	Vz	Área	Φ	Cp	Pz	P
25	2.47 m	1.00	39.0 m/s	5.294 m ²	0.17	3.086	225.31 kg/m ²	1192.85 kg
24	6.14 m	1.00	39.0 m/s	2.225 m ²	0.17	3.116	227.50 kg/m ²	506.09 kg
23	8.54 m	1.00	39.0 m/s	2.655 m ²	0.21	2.902	211.84 kg/m ²	562.50 kg
22	10.76 m	1.01	39.4 m/s	1.900 m ²	0.19	2.987	222.18 kg/m ²	422.11 kg
21	12.80 m	1.03	40.3 m/s	1.834 m ²	0.20	2.951	229.50 kg/m ²	420.95 kg
20	14.77 m	1.05	41.0 m/s	1.702 m ²	0.22	2.883	232.54 kg/m ²	395.74 kg
19	16.67 m	1.07	41.6 m/s	1.603 m ²	0.22	2.861	238.06 kg/m ²	381.62 kg
18	18.42 m	1.08	42.2 m/s	6.895 m ²	0.40	2.229	190.24 kg/m ²	1311.76 kg
17	19.92 m	1.09	42.6 m/s	1.326 m ²	0.09	3.493	304.21 kg/m ²	403.45 kg
16	21.32 m	1.10	43.0 m/s	1.304 m ²	0.28	2.627	232.80 kg/m ²	303.57 kg
15	22.72 m	1.11	43.3 m/s	1.282 m ²	0.29	2.606	234.78 kg/m ²	300.93 kg
14	24.12 m	1.12	43.7 m/s	1.260 m ²	0.29	2.585	236.40 kg/m ²	297.79 kg
13	25.47 m	1.13	44.0 m/s	1.485 m ²	0.39	2.278	211.28 kg/m ²	313.75 kg

CAPÍTULO VIII. APLICACIÓN DE AMBAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO

12	26.92 m	1.14	44.3 m/s	5.768 m ²	0.40	2.239	210.60 kg/m ²	1214.71 kg
11	28.42 m	1.14	44.6 m/s	1.193 m ²	0.10	3.461	330.13 kg/m ²	393.77 kg
10	29.82 m	1.15	44.9 m/s	1.171 m ²	0.32	2.477	239.23 kg/m ²	280.22 kg
9	31.22 m	1.16	45.1 m/s	1.150 m ²	0.33	2.446	239.00 kg/m ²	274.89 kg
8	32.62 m	1.16	45.4 m/s	1.129 m ²	0.34	2.412	238.33 kg/m ²	269.11 kg
7	33.97 m	1.17	45.6 m/s	1.280 m ²	0.44	2.132	212.92 kg/m ²	272.56 kg
6	35.32 m	1.18	45.8 m/s	5.287 m ²	0.59	1.848	186.37 kg/m ²	985.26 kg
5	36.72 m	1.18	46.1 m/s	0.981 m ²	0.11	3.377	343.97 kg/m ²	337.49 kg
4	38.07 m	1.19	46.3 m/s	0.546 m ²	0.22	2.862	294.26 kg/m ²	160.62 kg
3	39.37 m	1.19	46.5 m/s	0.532 m ²	0.23	2.829	293.34 kg/m ²	156.15 kg
2	40.67 m	1.20	46.7 m/s	0.683 m ²	0.32	2.505	261.90 kg/m ²	178.92 kg
1	41.97 m	1.20	46.9 m/s	2.429 m ²	0.48	2.041	215.08 kg/m ²	522.34 kg

Tabla 8.25. Cálculo de la carga por viento sobre la estructura

Para el cálculo de la carga por viento en los cables se utilizó el mismo procedimiento que para el cálculo de la carga por viento en la torre, con excepción del coeficiente de arrastre para los cables, $C_p = 1.2$. en la tabla 8.26 se muestran las cargas calculadas que ejercen los cables sobre la torre

Altura	Velocidad	Cc	Pz	Área	P
17.62 m	41.9 m/s	1.2	101.28 kg/m ²	6.45m ²	653.06 kg
26.12 m	44.1 m/s	1.2	112.02 kg/m ²	6.45m ²	722.31 kg
34.62 m	45.7 m/s	1.2	120.40 kg/m ²	6.45m ²	776.33 kg
42.62 m	47.0 m/s	1.2	126.98 kg/m ²	1.91m ²	243.07 kg

Tabla 8.26. Cálculo de la carga en la estructura, debida a la presión del viento en los cables

8.3.1.6. Cálculo de los esfuerzos de diseño

a) *Confiabilidad requerida.* Para alcanzar la confiabilidad requerida con respecto a fuerza:

$$\sum F_{\max} \leq Rc$$

donde

$$\sum F_{\max} = \text{Fuerza total máxima en el miembro}$$

$$Rc = \text{Fuerza de diseño del miembro}$$

b) *Revisión de la fuerza.* La revisión del elemento se hace mediante la relación de fuerzas, SR , donde:

$$SR = \frac{\sum F_{\max}}{Rc}$$

La confiabilidad requerida resultante $SR \leq 1$. Los niveles de SR indican también la capacidad de la torre para soportar cargas adicionales. Los valores calculados se muestran en la tabla 8.27.

CAPÍTULO VIII. APLICACIÓN DE AMBAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO

Los esfuerzos en los elementos estructurales se calcularon mediante las ecuaciones 6.53 a 6.56.

Diagonales

Panel	Sección		Área	ΣF	Rc	SR
25	L-8 y L-9	102 X 10	16	-20224.00	42023.82	0.481
20-24	L-7	102 X 13	20.97	-14345.00	9413.029	1.524
12-19	L-8	102 X 10	16	-18654.00	15914.69	1.172
7-11	L-9	102 X 6	12.52	-10318.00	18586.98	0.555
1-6	L-10	76 X 6	9.29	-2447.00	12284.97	0.199

Columnas

Panel	Sección		Área	ΣF	Rc	SR
21-29	L-1	102 X 16	119	-213756.00	321500.3	0.665
12-20	L-2	102 X 13	97	-165492.00	254929.2	0.649
4-11	L-5	102 X 6	24	-46973.00	54819.71	0.857
1-4	L-10	76 X 6	8.76	-6366.00	19861.67	0.321

Tabla 8.27. Cálculo de los esfuerzos

IX. Estabilidad de torres

Al integrar el sistema superestructura, subestructura y terreno, se observó lo siguiente (ref. 5):

- a) Un incremento en el periodo fundamental de vibración de la torre, debido a la flexibilidad de la cimentación y del terreno sobre el cual se apoya la estructura.
- b) Modificación en el amortiguamiento del sistema estructura-suelo, ya que parte de la energía de vibración de la torre se disipa por radiación de ondas en el terreno de apoyo, o por amortiguamiento histerético entre la base de cimentación y el suelo.
- c) Modificación en la magnitud de la respuesta máxima debido a un movimiento rígido de la superestructura, provocado por la rotación de la subestructura.

La literatura técnica indica que para simular la interacción entre estructura y el suelo, es posible recurrir a modelos simplificados, que consideren a la superestructura apoyada en seis resortes ortogonales de rigidez, cuyas propiedades dependen de las dimensiones de la subestructura y las propiedades dinámicas del subsuelo.

Se recurrió a modelar las torres con resortes de rigidez en su base, bajo la consideración del movimiento rígido de la superestructura (ref. 7 y 8). Para verificar la estabilidad de una estructura, los resortes de rigidez angular que representan a la base y el subsuelo, deben tener al menos una rigidez angular crítica, definida por

$$(KR)_{crit} = \sum_{i=1}^n P_i h_i \tag{9.1}$$

Donde:

P_i es la resultante de todas las cargas gravitacionales aplicadas en el i -ésimo nivel sobre la base de desplante de la cimentación

h_i es la altura de la resultante, sobre la base de la torre.

Para obtener la sumatoria del segundo miembro, se uso el momento de empotramiento generado al girar la torre noventa grados, y aplicar las cargas producidas por el peso de la torre.

El procedimiento se aplicó a los modelos de las torres 53T90 y 43T90. En la tabla 9.1 que aparece a continuación, se presentan los valores de la rigidez angular crítica que se obtuvieron, al aplicar el procedimiento anterior. En la misma tabla se presentan los valores necesarios de la rigidez de la cimentación, para lograr un factor de seguridad contra volteo igual a tres.

Altura de la torre (m)	Rigidez angular crítica (ton-m/rad)	Rigidez angular necesaria para obtener factor de seguridad de 3 (ton-m/rad)
53	1431.71	4295.13
43	987.87	2963.61

Tabla 9.1 Rigidez angular crítica

La rigidez necesaria para evitar el volteo de la torre y su cimentación, ante cualquier perturbación que pueda modificar la configuración de la torre, es la que aparece en la tercera columna, en lo que se puede afirmar la existencia de estabilidad, con un factor de seguridad igual a tres.

9.1. Rigidez de la cimentación

El efecto de interacción suelo-estructura, provoca que el periodo fundamental de la estructura aumente, si el suelo en que se cimenta la estructura es un suelo muy deformable. Si el suelo es tal que, incrementa el periodo fundamental de la estructura más de 1 segundo, provoca que se tenga que considerar efectos dinámicos en la obtención de las cargas de viento. De ahí la importancia de tener una buena cimentación, para poder evitar estos efectos, además de garantizar la estabilidad general de la estructura.

Mediante un análisis numérico, en el que se recurrió a una modelación con elementos finitos, en cuyos nodos se colocaron resorte de rigidez, cuyas constantes se hicieron proporcionales al área de cada elemento finito. Se tuvo que modelar la estructura junto con la cimentación, ya que el método no incluye la rigidez de la subestructura, solo la rigidez del suelo.

Se analizaron tres tipos de cimentación, una formada por losa de cimentación con ataguías, otra con plancha de cimentación del tamaño de la base de las torres y otra con plancha de cimentación de un tamaño de 13 m y 13 m, para las torres 53T90 y 43T90, respectivamente. La losa de cimentación se consideró de 20 cm de espesor.

Se consideró que las ataguías confinan al suelo colocado dentro de ellas, y permiten la existencia de fricción entre el terreno y las caras verticales de las ataguías, con un valor constante de coeficiente de fricción.

Para la cimentación con ataguía, se pondrán contratrabes en la periferia de 40 x 40 cm y en la cimentación de plancha de 13 m y 13 m, se pondrá una contratrabe principal, de 80 x 40 cm y una contratrabe de borde de 40 x 40 cm

Con el fin de reducir la permeabilidad del concreto, se utilizará un concreto cuyo resistencia sea de $f'_c = 500 \text{ kg/cm}^2$, para evitar agrietamientos por tensión. El módulo de elasticidad del concreto clase 2, se supone igual a $14000\sqrt{f'_c}$.

El acero de las ataguías tiene un esfuerzo permisible a la tensión de 3500 kg/cm^2 , con un módulo de elasticidad igual a $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, con un espesor de 1.3 cm.

De un estudio sobre Estabilidad de Torres de Transmisión Cimentadas en Terrenos de Baja Capacidad (ref. 5) se obtienen curvas que relacionan las dimensiones de la base

CAPÍTULO IX. ESTABILIDAD DE TORRES

de la torre, con la profundidad de cimentación y el módulo de Young (G) del suelo, para obtener las rigideces de la cimentación.

Estas rigideces se pueden calcular mediante las siguientes expresiones:

Torre 53T90

$$\left(\frac{RLV}{GB}\right) = 0.406 + 5.57\left(\frac{D}{B}\right) - 5.538\left(\frac{D}{B}\right)^2 + 4.685\left(\frac{D}{B}\right)^3 \quad (9.2)$$

$$\left(\frac{RLH}{GB}\right) = \frac{33.06 + 387.567\left(\frac{D}{B}\right)}{1 + 7.626\left(\frac{D}{B}\right) - 1.226\left(\frac{D}{B}\right)^2} \quad (9.3)$$

$$\left(\frac{RLA}{GB}\right) = 0.06259 + 0.2912\left(\frac{D}{B}\right) + 5.464\left(\frac{D}{B}\right)^2 + 8.232\left(\frac{D}{B}\right)^3 \quad (9.4)$$

$$\left(\frac{RLT}{GB}\right) = \frac{13.03 + 133.097\left(\frac{D}{B}\right)^{1.168}}{1.987 + \left(\frac{D}{B}\right)^{1.168}} \quad (9.5)$$

Torre 43T90

$$\left(\frac{RLV}{GB}\right) = 0.4634 + 3.786\left(\frac{D}{B}\right) - 1.633\left(\frac{D}{B}\right)^2 + 1.001\left(\frac{D}{B}\right)^3 \quad (9.6)$$

$$\left(\frac{RLH}{GB}\right) = \frac{27.98 + 351.06\left(\frac{D}{B}\right)}{1 + 9.29\left(\frac{D}{B}\right) - 2.758\left(\frac{D}{B}\right)^2} \quad (9.7)$$

$$\left(\frac{RLA}{GB}\right) = 0.0595 + 0.058\left(\frac{D}{B}\right) + 5.649\left(\frac{D}{B}\right)^2 + 6.064\left(\frac{D}{B}\right)^3 \quad (9.8)$$

$$\left(\frac{RLT}{GB}\right) = \frac{8.959 + 94.76\left(\frac{D}{B}\right)^{1.28}}{1.629 + \left(\frac{D}{B}\right)^{1.28}} \quad (9.9)$$

Donde:

RLV rigidez lineal vertical

RLH rigidez lineal horizontal

RLA rigidez lineal angular, respecto a un eje de simetría horizontal

RLT rigidez lineal torsional, alrededor del eje centroidal vertical.

Debido a que estas ecuaciones se obtuvieron para cimentaciones cuyas dimensiones son iguales al tamaño de la base de la torre, por lo que para la cimentación de 13x13 y

CAPÍTULO IX. ESTABILIDAD DE TORRES

de 13x13, es necesario utilizar las expresiones propuestas por Dobry y Gazetas (ref. 18):

$$RLV = \frac{8GR_x}{2 - \nu} \left(1 + \frac{R_x}{2H_s} \right) \left(1 + \frac{2D}{3R_x} \right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s} \right) \quad (9.10)$$

$$RLH = \frac{4GR_v}{1 - \nu} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s} \right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v} \right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v} \right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s} \right] \quad (9.11)$$

$$RLA = \frac{8GR_r}{3(1 - \nu)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s} \right) \left(1 + \frac{2D}{R_r} \right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right) \quad (9.12)$$

Mediante la aplicación de las expresiones 9.2 a 9.12, se obtienen las rigideces de la subestructura, con la finalidad de aplicar dichas rigideces al modelo con elementos finitos, para así obtener los periodos fundamentales de las estructuras y el desplazamiento máximo en la parte superior de la torre, provocados por la combinación de carga máxima, más el desplazamiento debido a la rotación de la base.

Con la finalidad de evitar desplazamientos visibles en la parte superior de la torre, las normas técnicas complementarias proponen que la rotación en la base no debe ser mayor a:

$$\frac{100}{100 + 3H} \text{ en por ciento} \quad (9.13)$$

Rotación permisible para las torres:

Torre 43T90 = 0.00436

Torre 53T90 = 0.00388

Para las cimentaciones someras, se usa un módulo de Young de 300 ton/m², cuando la resistencia del suelo es buena; para suelos deformables, el módulo de Young varia entre 60 a 300 ton/m².

Para la cimentación con ataguías, se consideró un módulo de Young de 100 ton/m².

Tipo cimentación	D (m)	B (m)	G (ton/m ²)	RLV (ton/m)	RLH (ton/m)	RLA (ton-m/rad)	RLT (ton-m/rad)
Plancha de 6X6	1	6.654	300	1994.053	69061.45	19126.56	892283.4
Con ataguía	12	6.654	100	5224.046	50079.08	1593999	1651504
Plancha de 13x13	1	13	300	24619.17	15025.73	1661990	-----

Tabla 9.2 Rigideces de las cimentaciones para la torre 43T90

Tipo cimentación	D (m)	B (m)	G (ton/m ²)	RLV (ton/m)	RLH (ton/m)	RLA (ton-m/rad)	RLT (ton-m/rad)
Plancha de 6X6	1	8.361	300	2510.767	105140.570	33256.875	2046685.277
Con ataguía	12	8.361	100	13544.992	55191.790	3186434.790	3924324.138
Plancha de 13x13	1	13	300	24619.17	15025.73	1661990	-----

Tabla 9.3 Rigideces de las cimentaciones para la torre 53T90

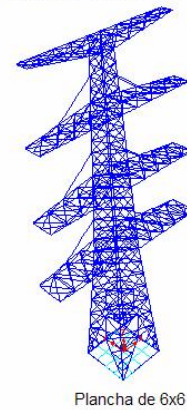
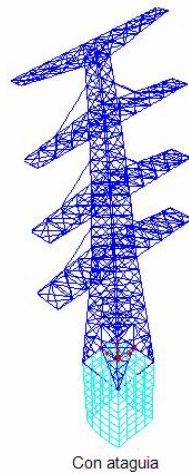
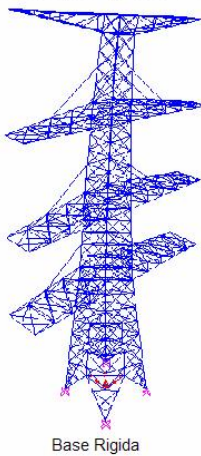
Al comparar las rigidez angulares de la tabla 9.1 con 9.2 y 9.3, resulta evidente que para todos los tipos de cimentaciones resultó satisfactoria. Por ello, se puede esperar que exista estabilidad general de las torres.

Una vez que se calcularon las rigideces del suelo, se introducen en los modelos de las torres para obtener los desplazamientos máximos, debidos a la interacción suelo estructura y también para comprobar que tales rigideces cumplen con la estabilidad general de la torre. En la tabla 9.4 y 9.5 se muestran los resultados obtenidos.

	Tipo de cimentación			
	Con ataguía	Plancha de 6x6	Plancha de 13x13	Base rígida
Periodo	0.6683 seg	1.9797 seg	0.6757 seg	0.5462 seg
Desplazamiento	51.5 cm	459.55 cm	52.58 cm	29.53 cm
rotación en la base	0.00368 rad	0.097 rad	0.0014 rad	0.000 rad

Tabla 9.4. Comparación de resultados entre cimentaciones en estudio y base rígida para la torre 43T90

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - Period 0.54618 Deformed Shape (MODAL) - Mode 7 - Period 0.66836 Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - Period 1.97970



Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - Period 0.67573

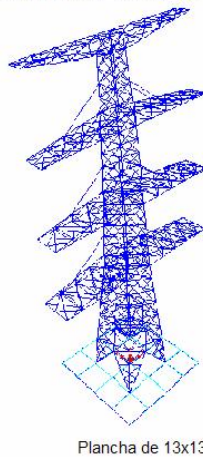


Figura 9.1. Configuraciones modales para los distintos tipos de cimentaciones, para la torre 43T90

	Tipo de cimentación			
	Con ataguía	Plancha de 6x6	Plancha de 13x13	Base rígida
Periodo	0.7526 seg	2.1888 seg	0.8344 seg	0.6198 seg
Desplazamiento	63.35 cm	497.8 cm	77.24 cm	42.37 cm
rotación en la base	0.00282 rad	0.085 rad	0.0023 rad	0.000 rad

Tabla 9.5. Comparación de resultados entre cimentaciones en estudio y base rígida para la torre 53T90

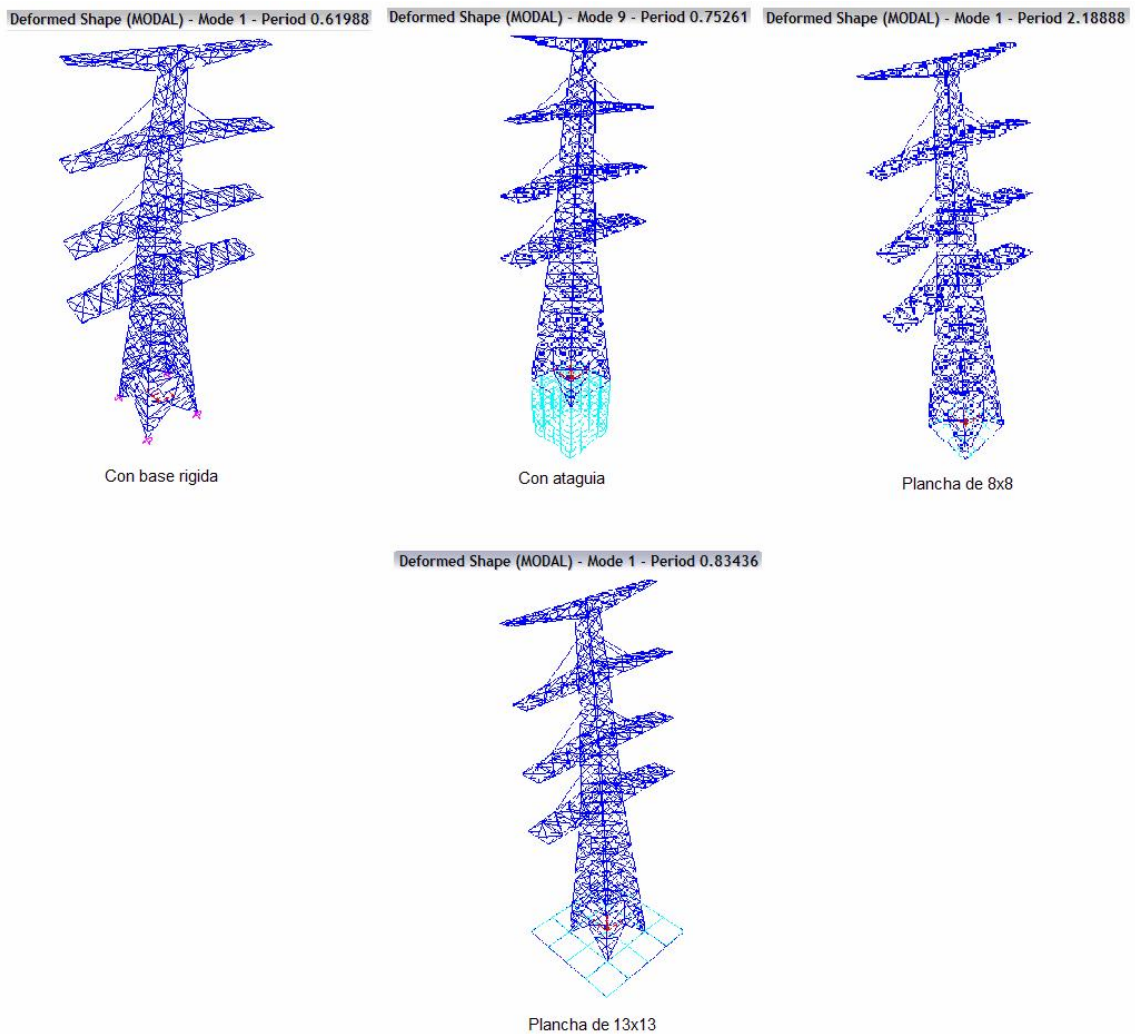


Figura 9.2. Configuraciones modales para los distintos tipos de cimentaciones, para la torre 53T90

Es evidente que la cimentación de plancha del tamaño de la torre no es eficiente, por lo que se recomienda no usar este tipo de cimentación.

De las otras dos cimentaciones, la más eficiente es la cimentación con ataguías. Ambas cumplen con la condición de rotación en la base y su rigidez angular es mucho mayor a la calculada por la ecuación 3.1. El periodo fundamental de vibrar, al considerar la interacción suelo estructura para los dos tipos de cimentaciones en las dos torres, resultó menor a 1, lo que garantiza que no existirá amplificación dinámica.

SAP2000

5/30/06 15:06:44

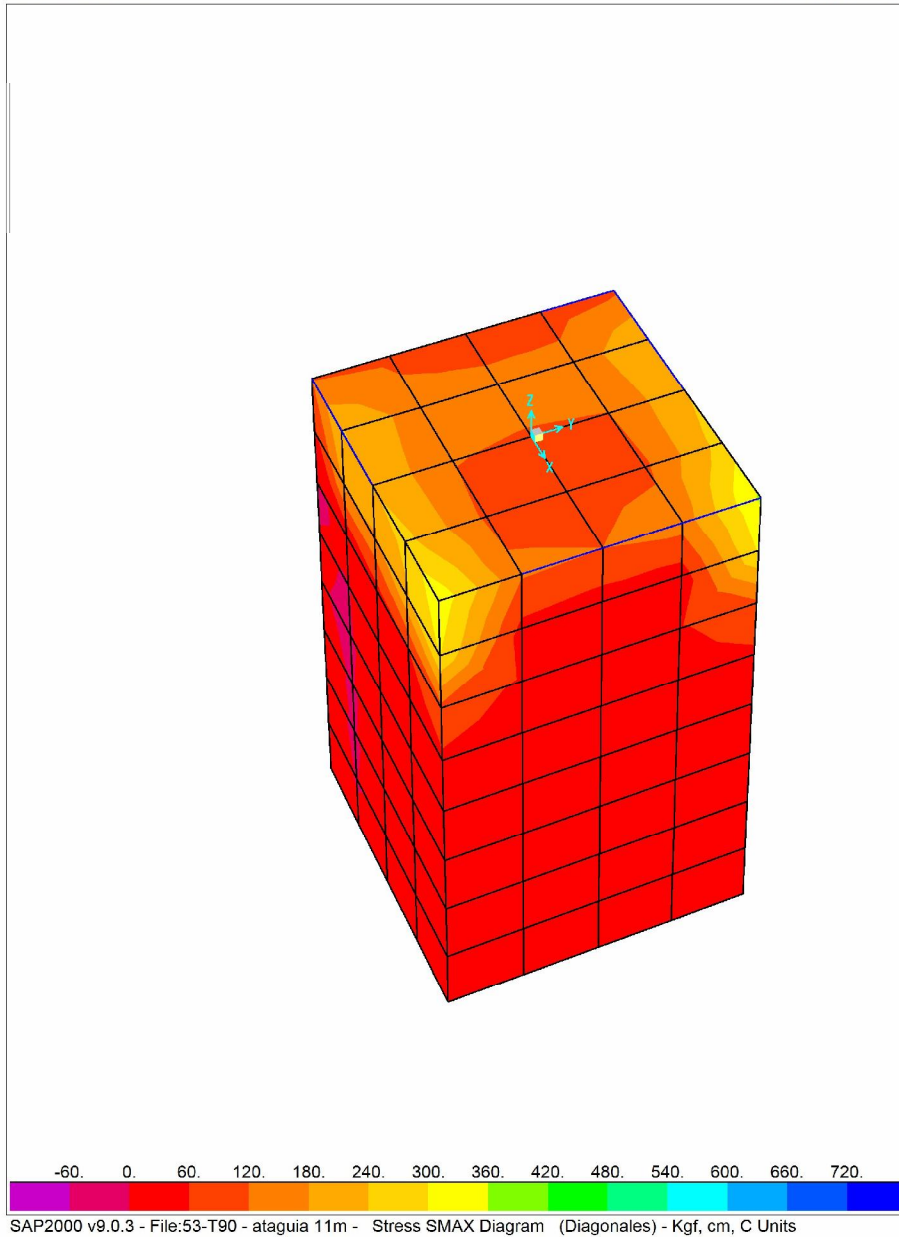


Figura 9.3. Esfuerzo máximo sobre la losa de cimentación y ataguía para torre 53T90

El esfuerzo máximo sobre la cimentación no sobrepasa los 360 kg/cm² y el de la ataguía no sobrepasa los 720 kg/cm², por lo que los espesores son suficientes para resistir la condición más desfavorable de carga.

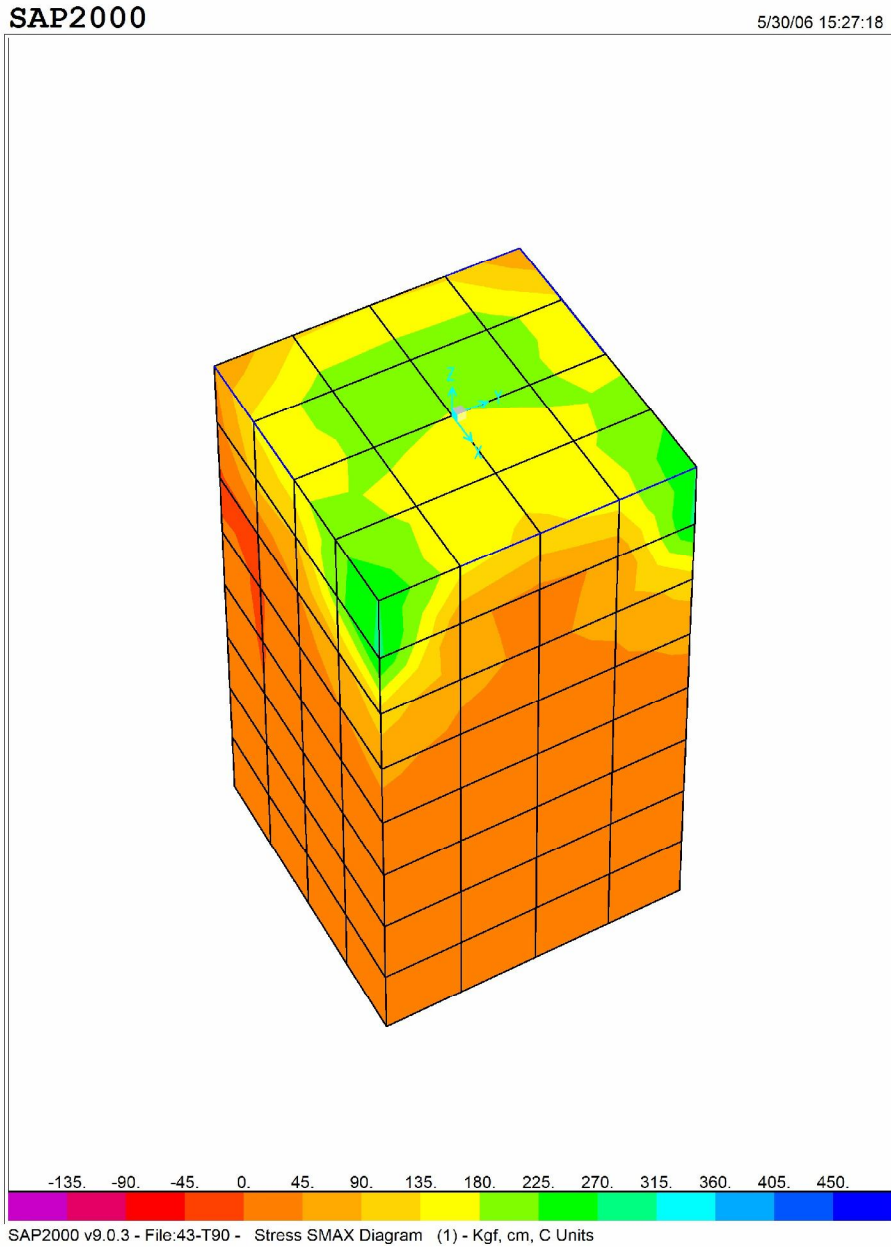


Figura 9.4. Esfuerzo máximo sobre la losa de cimentación y ataguía para torre 43T90

El esfuerzo máximo sobre la cimentación no sobrepasa los 270 kg/cm² y el de la ataguía no sobrepasa los 450 kg/cm², por lo que los espesores son suficientes para resistir la condición más desfavorable de carga.

CAPÍTULO IX. ESTABILIDAD DE TORRES

A pesar de que todo lo anterior, indica existencia de estabilidad general de las torres, no resulta totalmente satisfactorio, ya que los desplazamientos en la parte superior de las torres son excesivos; esto indica que la condición de rotación en la base, calculada con las normas técnicas complementarias, no es adecuada para este tipo de estructuras.

Aunque las dimensiones de las ataguías y de las planchas de cimentación tienen la suficiente rigidez angular crítica para garantizar la estabilidad general de la torre, hay otro factor muy importante para el diseño de la cimentación, que es el desplazamiento máximo en la parte superior de la torre.

X. Comparación de resultados

Debido a que las tres torres dan resultados similares, solo se compararan los resultados de la torre 53T90 por ser la mas alta y pesada; se podrá asumir que los resultados aquí expuestos son validos para los otras dos torres, 48T90 y 43T90.

Comparación entre velocidades de diseño

La obtención de las velocidades de diseño en los dos métodos es similar. Una de las diferencias principales es, que en el método probabilista utiliza un factor de seguridad para la carga por viento y un factor de dirección del viento. Otra diferencia importante es que, de la altura de 0 a 10 m, el método probabilista no considera que la velocidad del viento se mantiene constante, sino que disminuye.

Comparacion de velocidades

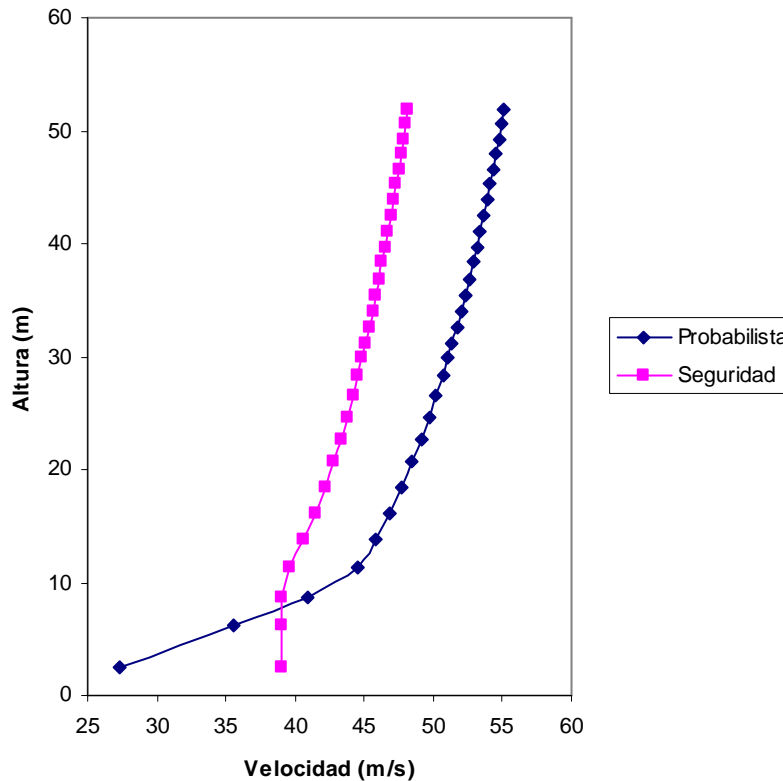


Tabla 10.1. Variación de la velocidad del viento con la altura

Al observar la gráfica, la diferencia en valores, entre un método y otro, en promedio es de 6 m/s; la diferencia está en los parámetros de rugosidad y topografía del método probabilista, los cuales son mayores que los del método con base en seguridad y la diferencia principal esta en el factor parcial de seguridad que utiliza el método

probabilista en el cálculo de las velocidades del viento. Sin embargo, existe similitud en resultados.

Comparación entre coeficientes de arrastre

A pesar de que el procedimiento de cálculo de los coeficientes de arrastre en los dos métodos es diferente, ya que en el método probabilista utiliza un procedimiento más complejo, los resultados son extraordinariamente similares, lo cual se puede observar en la siguiente tabla.

Comparacion de coeficientes de arrastre

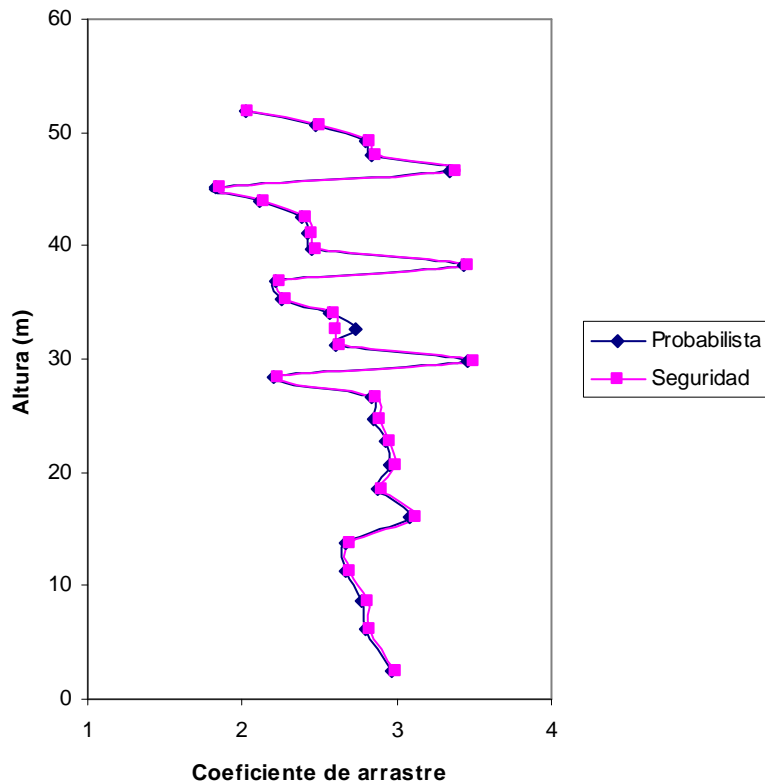


Tabla 10.2. Comparación entre coeficientes de arrastre

Comparación de las áreas expuestas

Para el cálculo de las áreas expuestas, el procedimiento de cálculo es similar, pero con el método con base en seguridad, el cálculo de fuerzas provocadas por el viento, se hace por medio de presiones, pero de cualquier forma, las áreas expuestas se pueden calcular y compararlas con las del método probabilista. El concepto de área expuesta involucra la proyección del área, factor de escudo y coeficiente de arrastre. Debido a

que la proyección de áreas resulta ser casi la misma, y los coeficientes de arrastre similares, las áreas expuestas prácticamente son iguales.

Comparacion de Areas expuestas

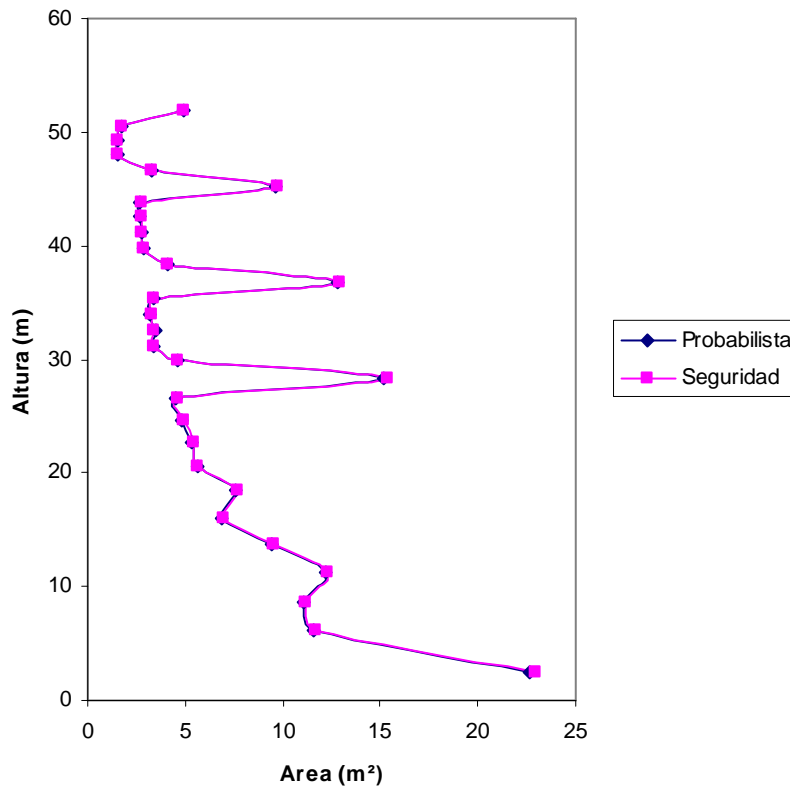


Tabla 10.3. Comparación entre áreas expuestas

Comparación entre fuerzas de viento calculadas

A pesar de que las áreas expuestas son casi iguales, las cargas calculadas son distintas, ya que para su cálculo se utiliza el cuadrado de la velocidad de diseño, la cual es diferente entre un método y otro. Las cargas obtenidas en el método con base en seguridad, son menores a las del probabilista, tal como se puede ver en la siguiente tabla.

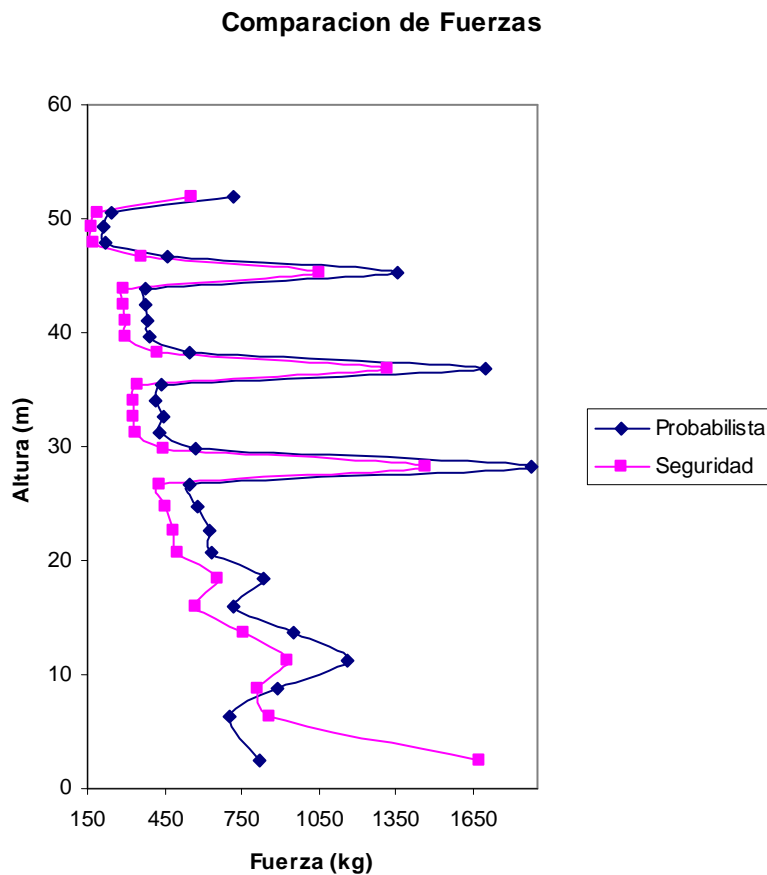


Tabla 10.4. Comparación entre fuerzas provocadas por el viento

Comparación entre fuerzas de diseño

A pesar de que las combinaciones de carga en ambos métodos, son muy distintas (ver 6.3.2), la carga más desfavorable que se utiliza para el diseño de los elementos estructurales, es virtualmente la misma como se muestra en las Tablas 10.5 a 10.9.

Diagonales

Panel	Sección		ΣF (Probabilista)	ΣF (seguridad)
29	L-8 y L-9	102 X 10	-16191.28	-16479.19
25-28	L-5	102 X 6	-12225.94	-10891.65
20-24	L-7	102 X 13	-14642.48	-14287.52
12-19	L-8	102 X 10	-18983.75	-17476.33
7-11	L-9	102 X 6	-12354.06	-10447.33
1-6	L-10	76 X 6	-7383.05	-4403.00

Tabla 10.5. Comparación entre fuerzas de diseño para las diagonales

CAPÍTULO X. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Columnas

Panel	Sección		ΣF (Probabilista)	ΣF (seguridad)
21-29	L-1	102 X 16	-228815.12	-247878.00
12-20	L-2	102 X 13	-159972.06	-168470.00
4-11	L-5	102 X 6	-53635.27	-49210.24
1-4	L-10	76 X 6	-8726.76	-6262.69

Tabla 10.6. Comparación entre fuerzas de diseño para las columnas

Comparación entre esfuerzos resistentes

Panel	Sección		Carga	Probabilista			Seguridad			
				Esfuerzo resistente	Factor de reducción	SR	Carga	Esfuerzo resistente	Factor de reducción	SR
29	L-8 y L-9	102 X 10	16191.28	34354.91	0.607	0.471	16479.19	42023.82	0.785	0.392
25-28	L-5	102 X 6	12225.94	15086.09	0.276	0.810	10891.65	12705.65	0.750	0.857
20-24	L-7	102 X 13	14642.48	13083.55	0.185	1.119	14287.52	9413.029	0.750	1.518
12-19	L-8	102 X 10	18983.75	17713.07	0.313	1.072	17476.33	15914.69	0.750	1.098
7-11	L-9	102 X 6	12354.06	14885.79	0.525	0.830	10447.33	18586.98	0.769	0.562
1-6	L-10	76 X 6	7383.05	11043.70	0.430	0.669	4403.00	12284.97	0.756	0.358

Tabla 10.7. Comparación entre esfuerzos resistentes para diagonales

Panel	Sección		Carga	Probabilista			Seguridad			
				Esfuerzo resistente	Factor de reducción	SR	Carga	Esfuerzo resistente	Factor de reacción	SR
21-29	L-1	102 X 16	228815.12	276684.23	0.794	0.827	247878.00	321500.27	0.816	0.771
12-20	L-2	102 X 13	159972.06	217111.50	0.764	0.737	168470.00	254929.21	0.811	0.661
4-11	L-5	102 X 6	53635.27	45622.32	0.839	1.176	49210.24	54819.71	0.824	0.898
1-4	L-10	76 X 6	8726.76	17107.80	0.667	0.510	6262.69	19861.67	0.796	0.315

Tabla 10.8. Comparación entre esfuerzos resistentes para columnas

Altura	Probabilista			Seguridad		
	X (cm)	Y (cm)	Z (cm)	X (cm)	Y (cm)	Z (cm)
52.53 m	42.37	6.48	-14.24	42.79	0.025	-14.54
44.53 m	30.54	6.41	-12.58	30.99	0.023	-13.33
36.03 m	19.37	3.04	-10.62	20.04	0.0068	-11.54
27.53 m	11.11	1.62	-8.49	11.53	0.01	-9.56

Tabla 10.9. Comparación de desplazamientos a diversas alturas

CAPÍTULO X. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Es evidente que el método probabilista utiliza un esfuerzo resistente menor, ya que su factor de reducción es menor que en el de seguridad, sus esfuerzos son más pequeños. Por esa razón, los elementos diseñados con el método probabilista aparecen más esforzados.

El factor de reducción en el método con base en seguridad, esta limitado a un valor de 0.75, en cambio el método probabilista no limita su valor. Por esta razón, en los paneles 20-24 y 12-19, en los cuales la esbeltez es muy grande, y al limitar el factor de reducción a 0.75, el esfuerzo resistente se abate más que el propuesto por el método probabilista. Entre más esbelto sea el elemento, la comparación entre un método y otro se hace más notable, resulta que el método con base en seguridad es el que abate mas su esfuerzo resistente. Esto no implica que aunque el elemento sea muy esbelto con el método probabilista no fallara, sino que al comparar un método con el otro los resultados son más indicativos con este método. En cambio, si la relación de esbeltez es tal que, el factor de reducción sobrepasa 0.75, el método con base en seguridad proporciona mejores resultados.

XI. Comentarios finales

La aplicación del método probabilista constituye una implementación significativa sobre el método con base en seguridad, porque el método probabilista introduce un estudio probabilístico de las acciones y resistencias sobre la estructura para así obtener factores parciales de seguridad de esfuerzo de diseño y velocidades de viento y espesores de hielo, involucrando las características económicas, geográficas y el uso al que se le está dando a la torre, además de involucrar la calidad de los materiales usados y los errores humanos en la fabricación y montaje; mientras que el método con base en seguridad es seleccionado según sea la experiencia que tenga el diseñador.

Debido a que el método probabilista utiliza la teoría de probabilidades para definir la incertidumbre y la seguridad, la obtención de las fuerzas y esfuerzos es más elaborada que en el método con base en seguridad.

El método probabilista siempre toma en cuenta que la velocidad del viento fluctúa, lo que obliga a considerar el factor de ráfaga, cuyo procedimiento de obtención es muy complicado.

A pesar de que los factores de carga son obtenidos con filosofías muy distintas las cargas debidas a las acciones y combinaciones de ellas, son muy similares en ambos métodos.

En lo que los métodos difieren significativamente, es en el cálculo de los esfuerzos, ya que con el método con base en seguridad se obtienen esfuerzos de diseño más grandes. Una cosa que cabe destacar es que entre más esforzado este el elemento, el método probabilista da esfuerzos de diseño más grandes que el método con base en seguridad y viceversa, lo que implica que con el método probabilista, no hay manera de diseñar elementos más esbeltos, cuando los elementos estén poco esforzados.

En lo referente a los desplazamientos, con las combinaciones de carga utilizados en cada método, los desplazamientos son prácticamente los mismos.

Todo lo anterior indica que las torres que se diseñaron anteriormente con el método con base en seguridad, están razonablemente bien diseñadas, sin tomar en cuenta la incertidumbre y la variabilidad de las cargas.

Un aspecto importante que hay que considerar, reside en el diseño de la cimentación. Durante el estudio realizado en el capítulo IX, se puso en evidencia la necesidad de considerar la interacción suelo-cimentación-estructura, ya que esta cambia considerablemente los resultados en los desplazamientos de la torre.

El diseño con base en seguridad expuesto en el apéndice B, considera la variabilidad e incertidumbre en la obtención de cargas y capacidad, lo cual es una buena base para el diseño de cimentaciones; pero como se expuso en el capítulo IX, para suelos con baja capacidad, el problema de diseño no depende tanto de resistencia de la cimentación, sino del control de desplazamientos.

Otro parámetro importante en el diseño de torres de transmisión, es el control de la vibración de los cables, que pueden provocar la falla prematura de la torre, debido a la ruptura de los cables, o de los aisladores.

Apéndice A. Fallas prematuras en torres de transmisión

Existe información (ref. 19) de que el tipo de torres analizadas, fallan en conexión del primer panel, como se muestra en la figura A.1; por lo que surge la necesidad de analizar que es lo que pasa en dicha conexión.

Se modeló la conexión con elementos finitos, según el detalle que aparece en la figura A.2. La conexión se modeló con elemento finito, y se calculó el modelo de la torre, en la cual se hicieron las consideraciones pertinentes, para que la conexión actuara en conjunto con el resto de la torre; de esta manera, la conexión soportará los elementos mecánicos correspondientes al tramo de columna, modelada normalmente.

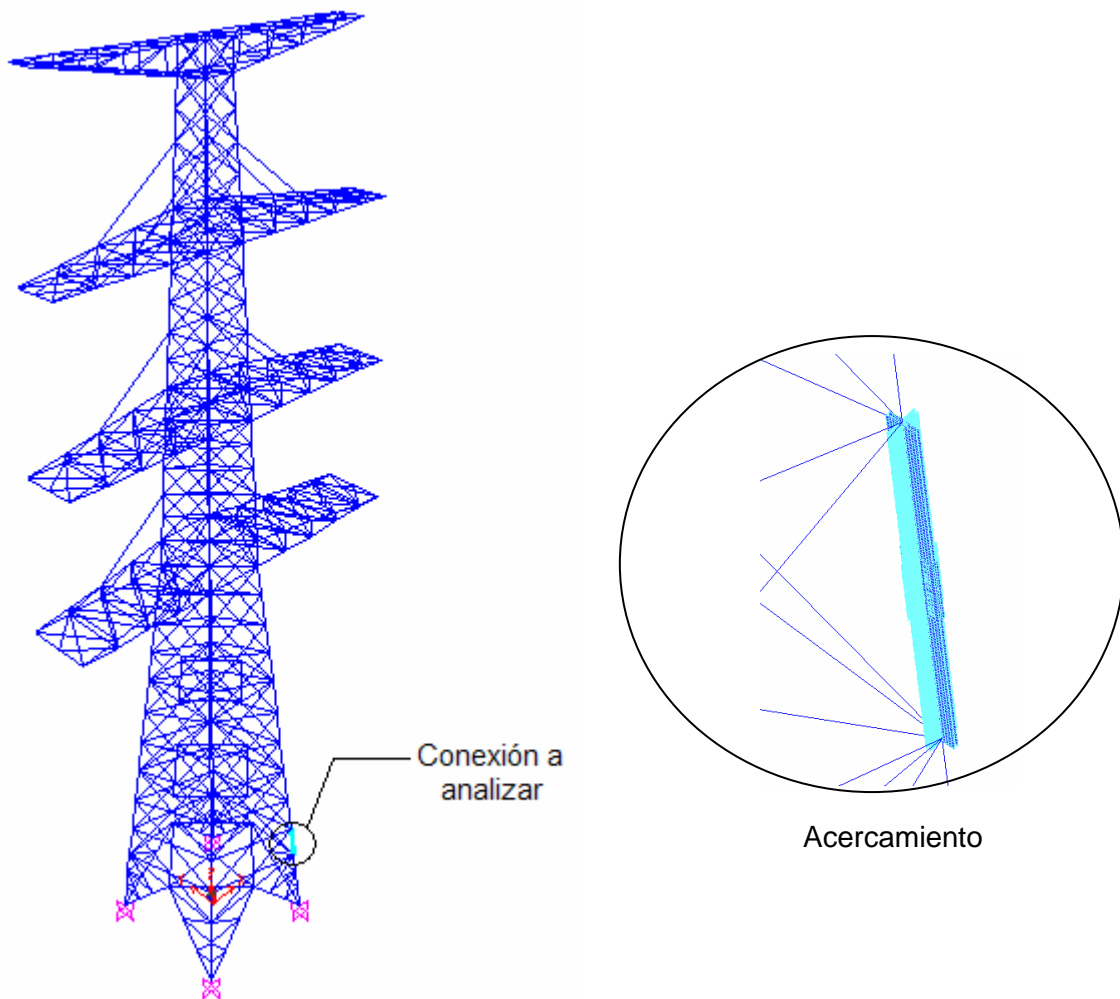


Figura A.1. Conexión analizada

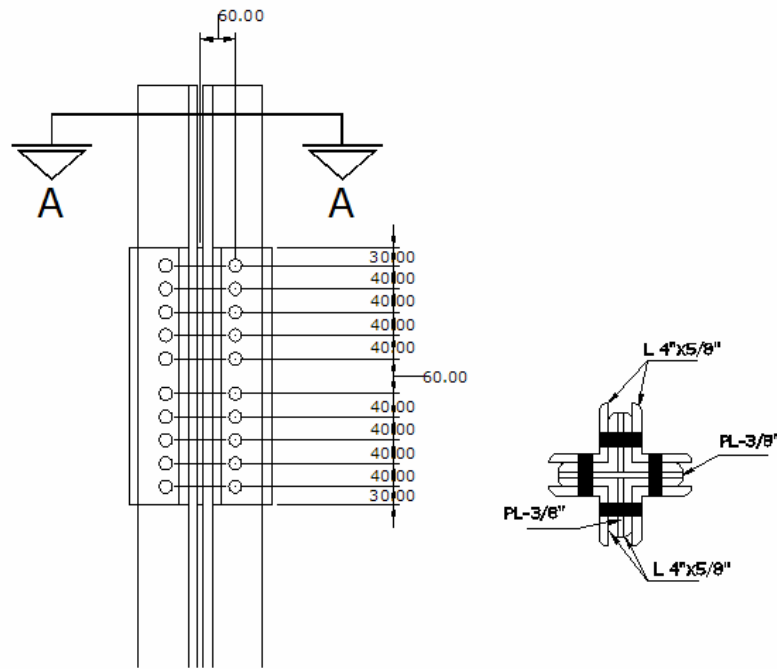


Figura A.2. Detalle de conexión

La torre que se considera en el análisis, es la torre 53T90. Una vez modelada, junto con la conexión, se analizó con las cargas definidas en el capítulo VIII y se hizo la revisión de la conexión.

En las Figuras de la A.3 a A.6 se muestran los esfuerzos máximos obtenidos, mediante el análisis con el método de elementos finitos, en los diferentes componentes de la conexión.

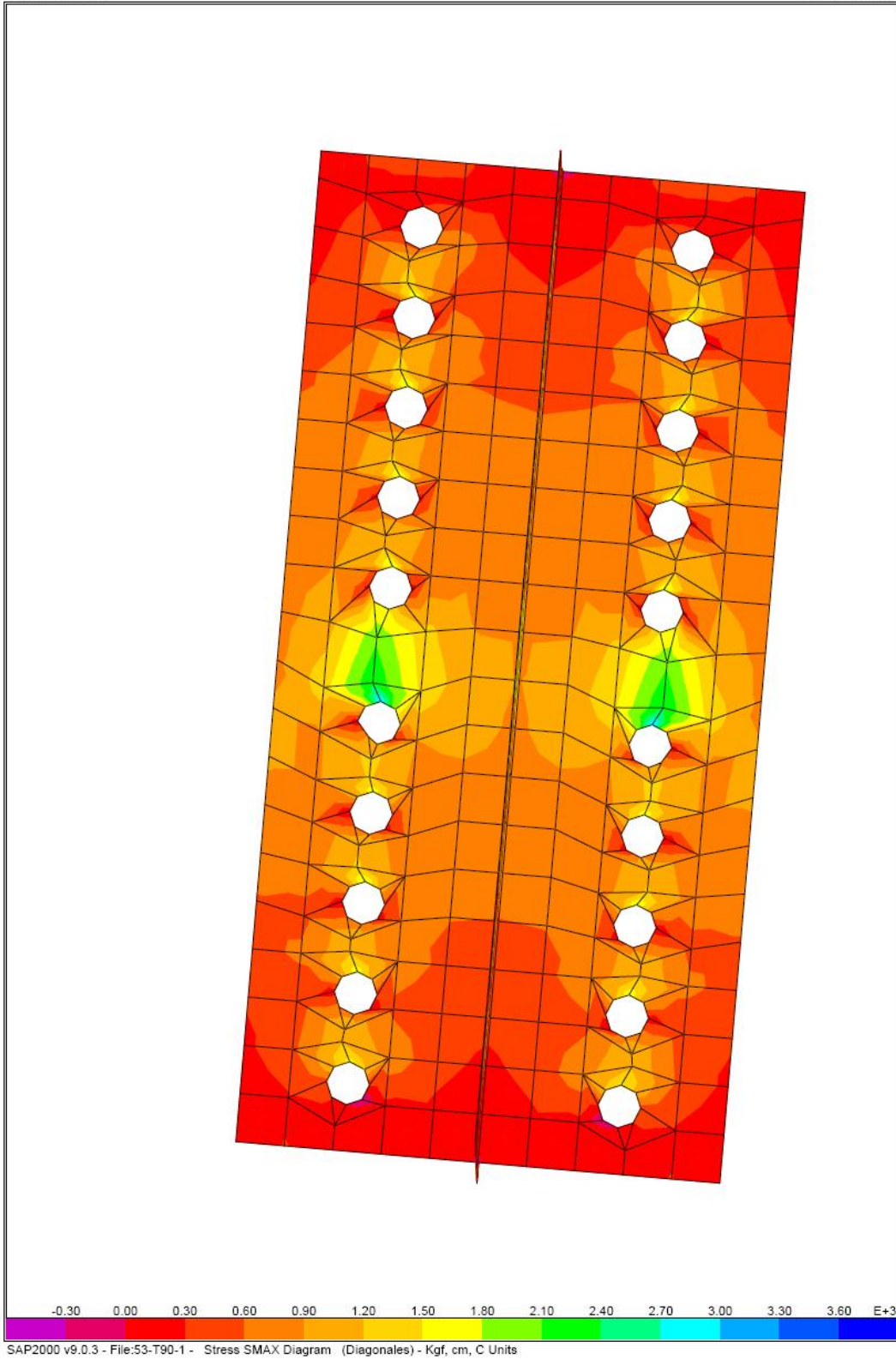


Figura A.3. Esfuerzos máximos en la placa de conexión

SAP2000

5/31/06 10:26:30

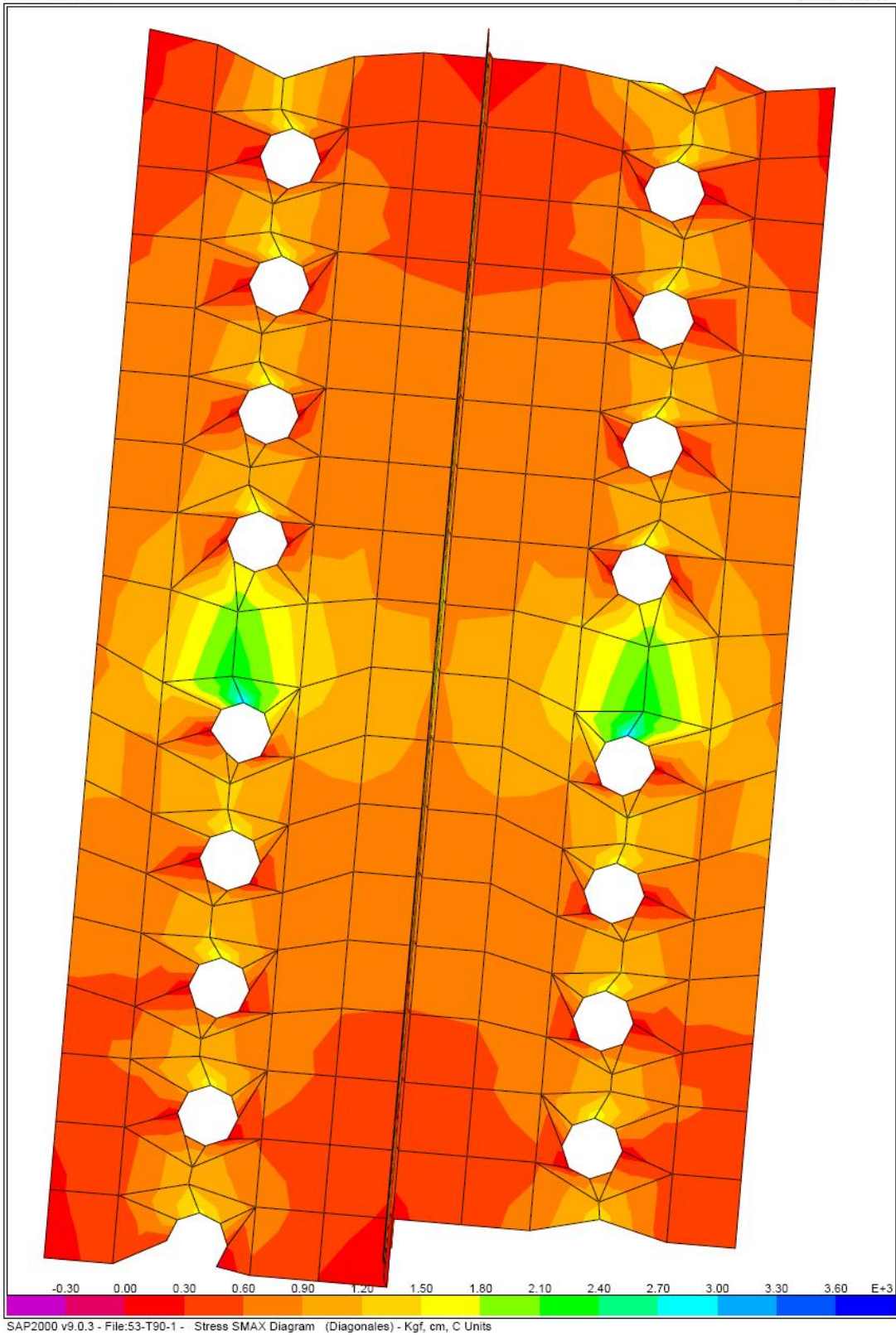


Figura A.4. Acercamiento de la falla en la placa de conexión

SAP2000

5/31/06 10:29:37

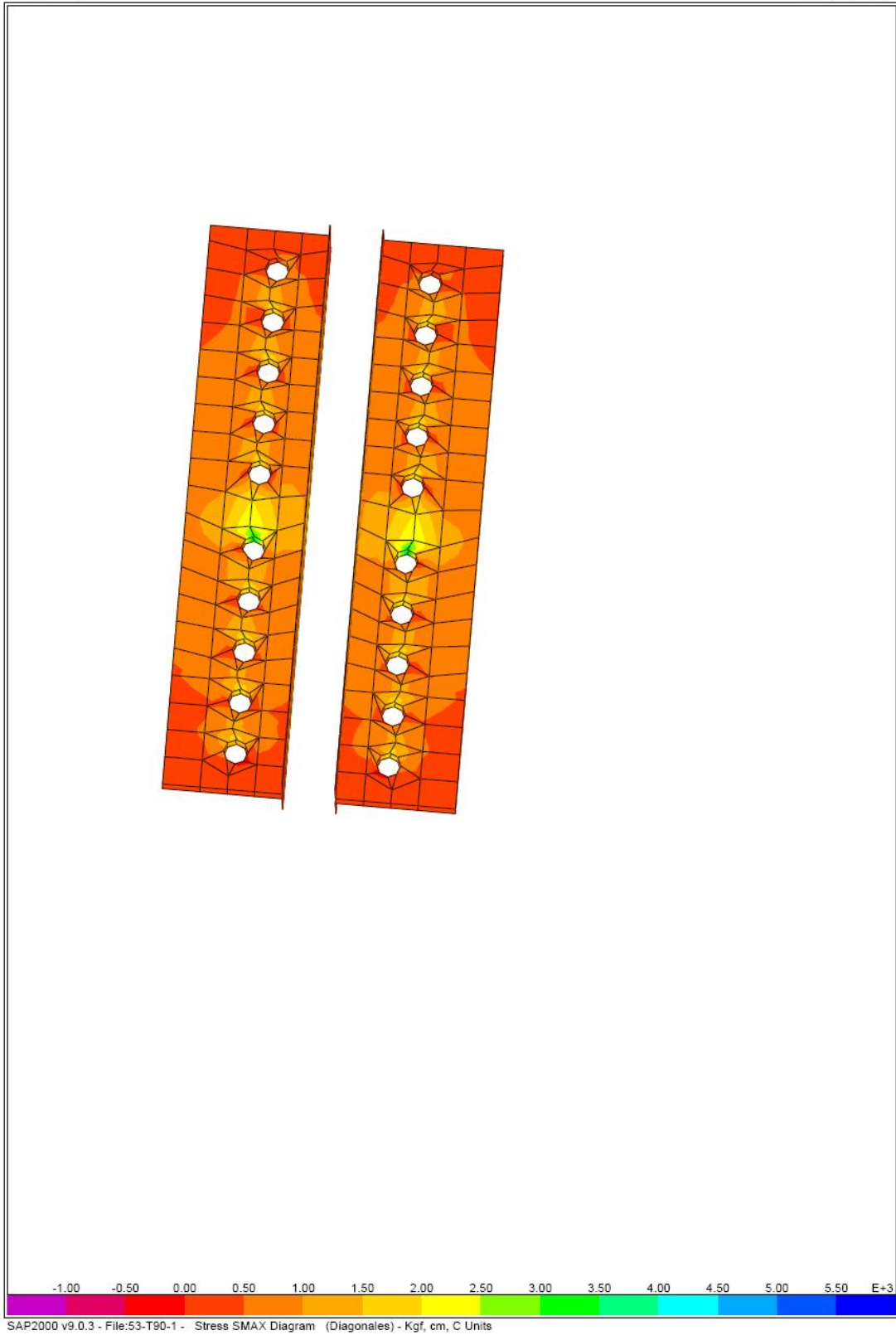


Figura A.5. Esfuerzos máximos en los ángulos de conexión

SAP2000

5/31/06 10:30:16

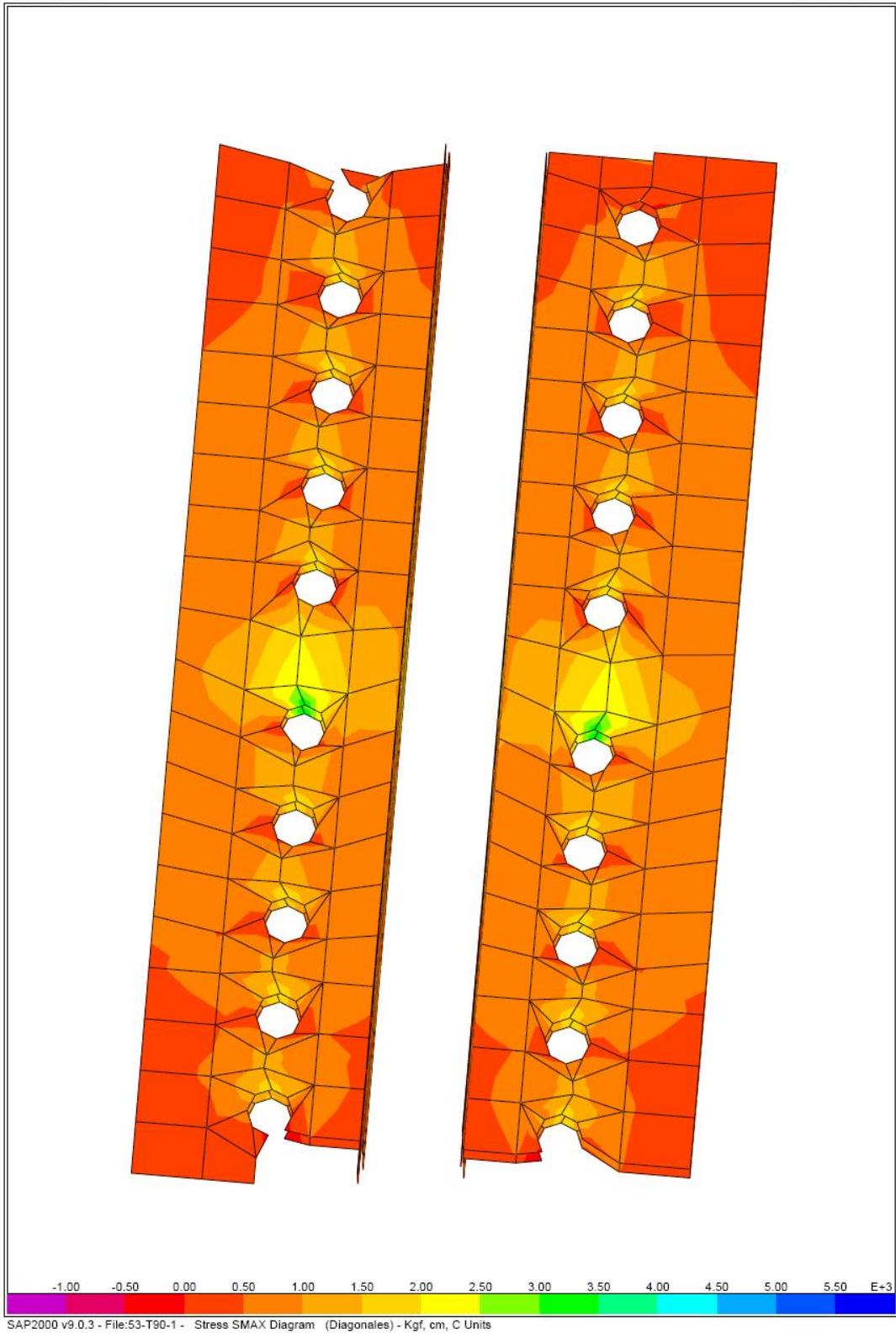


Figura A.6. Acercamiento de la falla del ángulo de conexión

Como se puede observar en las figuras A.4 y A.6, la placa y el ángulo de conexión fallan en su zona central, lo cual provocara una falla prematura de la torre, por el desgarre de la conexión.

Se encontró un error en esta conexión, ya que la placa de conexión debe ser del mismo espesor que el ángulo al cual esta conectando; y esto no ocurre en la torre, ya que el espesor de la placa es de 3/8" y el del ángulo es 5/8".

Es importante tomar en cuenta este resultado, porque esta es una de las causas de falla de las torres bajo la acción del viento durante tormentas severas.

Movimientos de los cables inducidos por el viento

Probablemente ninguna otra estructura grande distribuye su masa como en una torre altamente flexible, expuesta continuamente a las fuerzas del viento, como son las líneas de transmisión. Esto hace a la línea susceptible al desarrollar movimientos sostenidos, cíclicos del conductor. Estos movimientos representan vibración eólica, galopeo del conductor, o las oscilaciones en subclaros; las cantidades incrementales de energía mecánica, son absorbidas del viento por el cable conductor.

Las vibraciones eólicas se originan por fuerzas de viento variable, debido a que se presenta una diferencia de presión, asociada a la formación regular de vórtices detrás del conductor. La característica principal de la vibración eólica, de alta frecuencia y baja amplitud, se presenta principalmente en la dirección vertical. El origen de el galopeo esta relacionado con la fuerza de levantamiento, debido a la acción del viento en un conductor de sección asimétrica, generalmente provocado por la acumulación de hielo. Las oscilaciones en los subclaros se producen por fuerzas en los subconductores en barlovento y sus contrapartes de sotavento (ver Figura A.7).

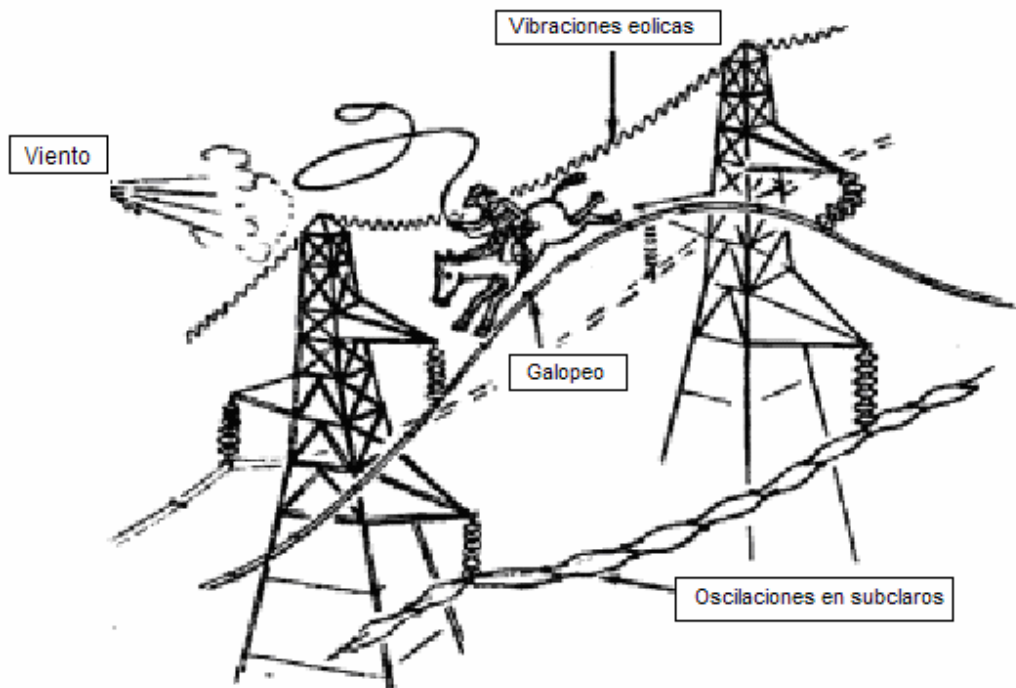


Figura A.7. Tipos de movimientos de conductores inducidos por el viento

Vibraciones eólicas de los cables conductores

Las vibraciones inducidas por el aire (vibraciones eólicas) en la parte superior de las líneas de transmisión, provocan la fatiga de los cables conductores, lo que constituye un problema para las empresas de servicio público en mantenimiento de una fuente ininterrumpida de energía eléctrica. Las fracturas causadas por el viento, a menudo aparecen en los puntos de conexión de los cables conductores.

La vibración eólica se genera por la aparición de vórtices de Bennard, que inducen fuerzas alternantes hacia arriba y abajo, en un cable circular colocado en un fluido (baja turbulencia, como en terreno plano), tan pronto como la velocidad sobrepasa el límite del régimen laminar.

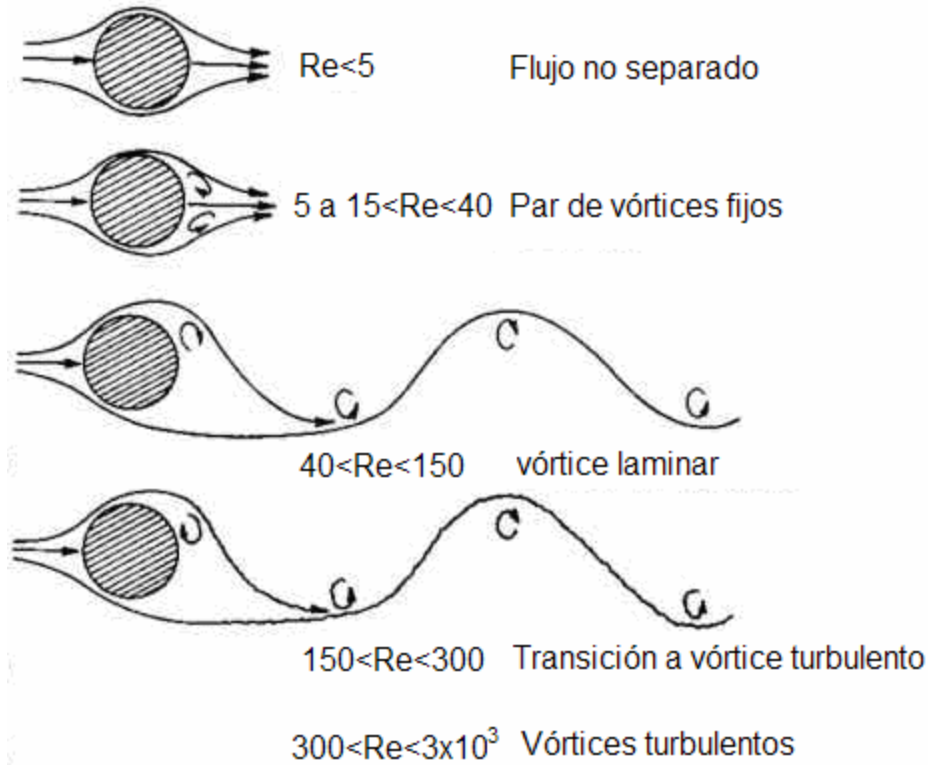


Figura A.2. Modos de flujo de fluidos alrededor de un cilindro

Este fenómeno es particularmente peligroso, porque provoca fatiga cerca de los puntos de fijación. El intervalo de frecuencias común se encuentra entre 5 a 100 Hz, con amplitudes del diámetro del cable. El intervalo más peligroso depende de la amplitud y el número de ciclos, cerca de las bajas frecuencias.

Los problemas relacionados con la acción del viento en un cable son de carácter dinámico; las vibraciones pueden causar ruptura por fatiga del cable. Para estimar con precisión, el nivel de la demanda y posiblemente colocar en el cable, equipamientos apropiados, para reducir los costos de manejo de una línea de la alta tensión. Esto puede evitar la ruptura de los conductores, que provoca interrupciones del servicio. Principalmente, dos aproximaciones se utilizan para simular el comportamiento de los cables sujetos a las vibraciones eólicas:

- Evaluación de energías, en el dominio de las frecuencias,
- Elementos finitos, en el dominio de tiempo.

Separación de vórtices

Al considerar un cilindro en un flujo viscoso uniforme (figura A.2); el comportamiento del aire que fluye alrededor de un cilindro circular liso varía según el valor del número de Reynolds:

$$R_e = \frac{VD}{\nu}$$

(1)

Donde

- V Velocidad del flujo, en m/s
- D Diámetro del conductor, en m
- ν Viscosidad cinemática, en m^2/s

Cuando $Re > 40$, el par de vórtices se vuelve inestable. El vórtice más grande A, alcanza alta circulación y genera un vórtice opuesto en la estela (figura A.3a); la vorticidad del vórtice A tiene la dirección de las manecillas de reloj, mientras el vórtice B presenta dirección contraria. Por la velocidad de signo opuesto, se cancelará la fuente de vorticidad del vórtice A, que proviene de su capa límite. En este momento, el vórtice A se separa. Después de la separación del vórtice A, un nuevo vórtice C se formara al lado del cilindro (figura A.3b).

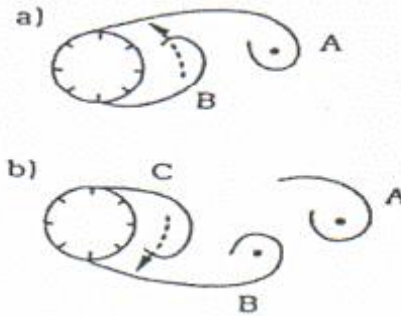


Figura A.3. Separación de vórtices

Es importante considerar la posible ruptura del cable conductor, provocada por movimientos inducidos por el aire, ya que puede provocar una falla prematura en las crucetas de las torres.

Para prevenir la falla de los cables, existen muchos mecanismos que amortiguan el movimiento, tales como los amortiguadores Stokbridge, los cuales modifican las frecuencias peligrosas del cable, que producen el movimiento.

Apéndice B. Diseño basado en confiabilidad de las cimentaciones para líneas de transmisión

El uso de los métodos de confiabilidad en el diseño de cimentaciones, constituye una mejora significativa sobre la aproximación determinista tradicional. Sin embargo, el número de procedimientos de diseños basados en confiabilidad (DBC), que son convenientes para uso práctico, es limitado.

Como meta básica de DBC, busca calibrar los factores de resistencia o de deformación, en formatos simplificados de diseño, hasta que se alcanza un índice seleccionado de confiabilidad.

El problema asociado con el método tradicional de seguridad, se puede resolver al introducir, conceptos generales, tales como incertidumbre y riesgo, en términos matemáticos pueden operar de manera racional. Esta aproximación constituye la base del diseño basado en confiabilidad. Cantidades inciertas, tales como cargas y capacidades, se modelan con variables aleatorias, mientras que el riesgo se estime al cuantificar la probabilidad de falla.

Una variable aleatoria puede tomar una gama de valores posibles. En general, alguno de esos valores puede tener una mayor probabilidad de ocurrir que otros. El intervalo de valores posibles y las diferentes probabilidades se representan mediante una función de distribución de probabilidades o una función de densidad de probabilidades. La función de distribución de probabilidades, define la probabilidad de una variable aleatoria (por ejemplo, la capacidad, Q) cuando se utilizan valores más pequeños que la constante q:

$$F_Q(q) = \text{Prob}(Q \leq q) = \int_{-\infty}^q f_Q(q) dq \quad (B.1)$$

Es claro que:

$$\int_{-\infty}^{\infty} f_Q(q) dq = 1$$

Donde

$F_Q(\cdot)$ = Función de distribución de probabilidades de Q

$\text{Prob}(\cdot)$ = Probabilidad de un evento.

La función de densidad de probabilidades se define como la primera derivada de la función de distribución de probabilidades:

$$f_Q(x) = dF_Q(x)/dx \quad (B.2)$$

Donde

$f_Q(\cdot)$ = Función de densidad de probabilidades de Q

x = Variable simulada.

Su relación se ilustra en la Figura B.1. La función de densidad de probabilidades típica es una función con un solo máximo, que decrece hasta cero para valores muy grandes o muy pequeños de las variables aleatorias (Figura B.1). En términos físicos, este decremento significa que salidas extremas del valor medio es poco probable que sucedan.

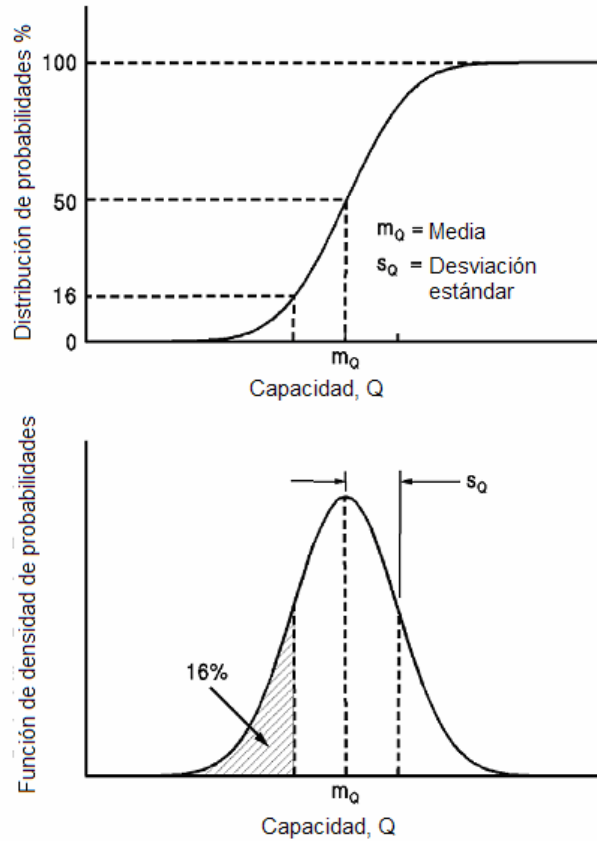


Figura B.1. Distribución normal de probabilidades y funciones de densidad de probabilidades para Q

Dos descriptores son útiles para identificar la función de densidad de probabilidades:

$$m_Q = \int_{-\infty}^{\infty} x f_Q(x) dx \quad \text{Si} \quad \int_{-\infty}^{\infty} f_Q(x) dx = 1$$

$$s_Q = \sqrt{\int_{-\infty}^{\infty} (x - m_Q)^2 f_Q(x) dx} \quad (B.3)$$

Donde

m_Q = Media de Q

s_Q = Desviación estándar de Q

Otro parámetro comúnmente usado, en vez de la desviación estándar, es el coeficiente de variación (COV_Q):

$$COV_Q = s_Q/m_Q \quad (B.4)$$

Una ventaja del coeficiente de variación (COV) es su carácter adimensional.

APÉNDICES

Una vez que las incertidumbres en la carga (F) y la capacidad (Q) se han modelado como variables aleatorias, la probabilidad de falla (p_f) puede ser calculada como sigue:

$$\begin{aligned} p_f &= \text{Prob}(Q < F) \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} F_Q(x) f_F(x) dx \end{aligned} \quad (\text{B.5})$$

Donde

$f_F(\cdot)$ = Función de densidad de probabilidad de la carga, F

Nótese que la ecuación anterior es válida solo si Q y F son estadísticamente independientes.

Con excepción de algunos eventos especiales, la solución de la ecuación B.5 es inobtenible. Dos distribuciones de variables aleatorias, normales y log-normales, se presentan para clarificar el concepto de la probabilidad de falla y el concepto relacionado con el índice de confiabilidad.

Variables aleatorias normales

La figura B.2 ilustra la evaluación de la confiabilidad para 2 variables aleatorias normales, Q y F. La función de distribución de probabilidades del margen de seguridad M (=Q-F), también es normal y que es definida únicamente por la media (m_M) y la desviación estándar (s_M):

$$\begin{aligned} m_M &= m_Q - m_F \\ s_M^2 &= s_Q^2 + s_F^2 \end{aligned} \quad (\text{B.6})$$

Donde

m_F y s_F = Media y desviación estándar de la carga, F, Respectivamente
 m_Q y s_Q = Media y desviación estándar de la capacidad, Q, Respectivamente

Una vez que la función de distribución de probabilidad del margen de seguridad es conocido, la probabilidad de falla (p_f), puede ser evaluada como se muestra a continuación:

$$\begin{aligned} p_f &= \text{Prob}(Q < F) \\ &= \text{Prob}(Q - F < 0) \\ &= \text{Prob}(M < 0) \\ &= \Phi(-m_M/s_M) \end{aligned} \quad (\text{B.7})$$

Donde

$\Phi(\cdot)$ = Función de distribución de probabilidades normal estándar

Valores numéricos de $\Phi(\cdot)$, se pueden obtener fácilmente de textos sobre probabilidad.

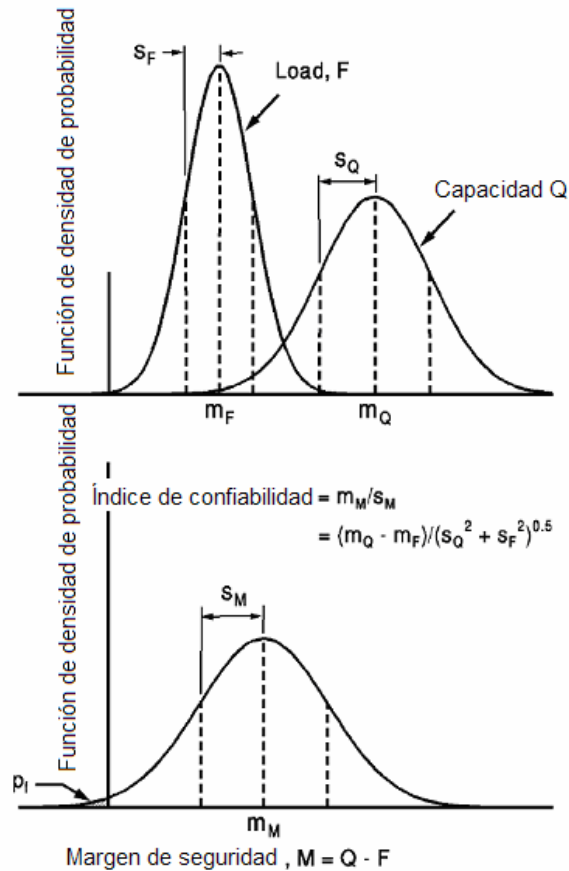


Figura B.2. Valuación de la confiabilidad para dos variables aleatorias normales, Q y F

El índice de confiabilidad (β) se define como sigue:

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f) \tag{B.8}$$

Donde

$\Phi^{-1}(\cdot)$ = Función de distribución de probabilidades normal estándar inversa

Valores típicos de β se encuentran comprendidos entre 1 y 4, correspondientes a la probabilidad de falla de un orden de 0.003% a 15, como se muestra en la tabla B.1.; la relación entre β y p_f es única. En particular, la probabilidad de falla decrece con el incremento de los valores de β . La elección entre usar β o p_f como medida del riesgo de diseño, es una cuestión de conveniencia.

Aunque la probabilidad de falla parece ser más significativo físicamente, puede resultar incomodo usar para valores pequeños, y lleva a una connotación negativa de la "falla". El índice de confiabilidad resulta ser un número más conveniente elaborar informes,

APÉNDICES

aunque se debe señalar que un cambio en β no puede ser correlacionado fácilmente a un cambio en p_f , puesto que su relación es altamente no lineal.

Una comparación de las ecuaciones B.7 y B.8 muestra que el índice de confiabilidad para el caso especial de dos variables aleatorias esta dado por:

$$\beta = \frac{m_M}{s_M} = \frac{m_Q - m_F}{\sqrt{s_Q^2 + s_F^2}} \quad (\text{B.9})$$

Relación entre índice de confiabilidad y probabilidad de falla

índice de confiabilidad β	probabilidad de falla $p_f = \Phi(-\beta)$
1.0	0.159
1.2	0.115
1.4	0.0808
1.6	0.0548
1.8	0.0359
2.0	0.0228
2.2	0.0139
2.4	0.00820
2.6	0.00466
2.8	0.00256
3.0	0.00135
3.2	0.000687
3.4	0.000337
3.6	0.000159
3.8	0.0000723
4.0	0.0000316

Tabla B.1. Relación entre índice de confiabilidad y probabilidad de falla

Variables aleatorias log-normal

Puede ser que sea poco realista modelar la carga o la capacidad mediante variables aleatorias normales, porque es posible teóricamente, que variables aleatorias normales, adquieran valores negativos. Un modelo alternativo recurre a la variable aleatoria log-normal, en intervalo mayor que cero (Figura B.3). Las variables aleatorias log-normal (por ejemplo, capacidad, Q), se puede convertir a una variable aleatoria normal equivalente (Q^N) como se muestra a continuación:

$$Q^N = \ln(Q) \quad (\text{B.10})$$

Donde

$\ln(\cdot)$ = Logaritmo natural

La variable aleatoria normal (Q^N) se caracteriza completamente por su valor medio (m_{QN}) y su desviación estándar (s_{QN}).

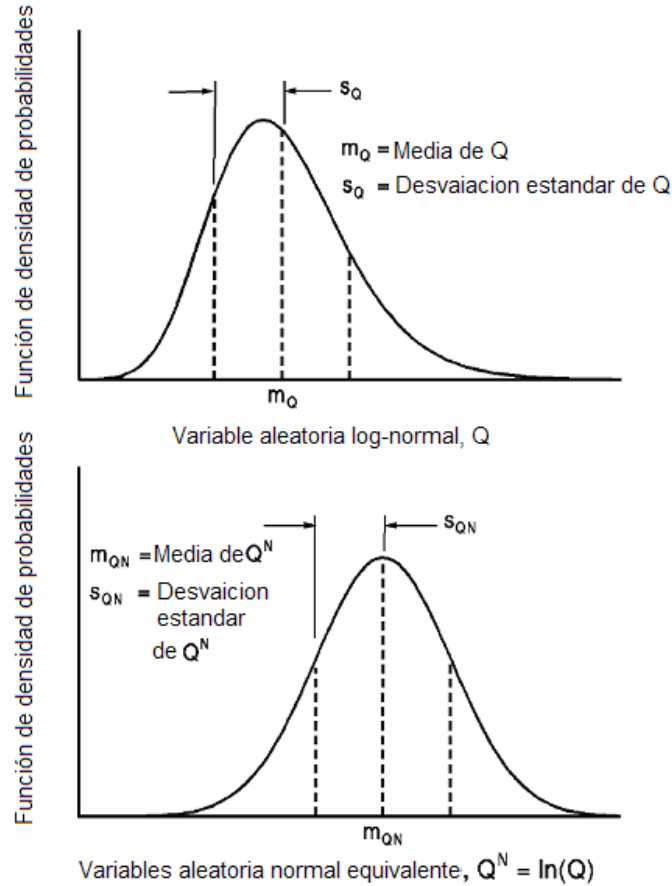


Figura B.3. Variables aleatorias log-normales y normal equivalente

Estos dos parámetros se relacionan con la media (m_Q) y la desviación estándar (s_Q) de la variable aleatoria log-normal original, como sigue:

$$\begin{aligned} s_{QN}^2 &= \ln(1 + COV_Q^2) \\ m_{QN} &= \ln(m_Q) - 0.5 s_{QN}^2 \end{aligned} \tag{B.11}$$

Donde

$$COV_Q = COV \text{ de } Q = s_Q/m_Q$$

La probabilidad de falla (p_f) cuando Q y F son variables aleatorias log-normal, se pueden evaluar fácilmente, como sigue:

$$\begin{aligned}
 p_f &= \text{Prob} (Q < F) \\
 &= \text{Prob} (Q/F < 1) \\
 &= \text{Prob} [\ln(Q/F) < \ln(1)] \\
 &= \text{Prob} [\ln(Q) - \ln(F) < 0] \\
 &= \text{Prob} [Q^N - F^N < 0]
 \end{aligned}
 \tag{2-12}$$

Donde

Q^N y F^N = Variables aleatorias normales equivalentes para Q y F, respectivamente.

Por comparación de la ecuación B.12 con la ecuación B.7, se observa que p_f se puede describir como:

$$p_f = \Phi \left[-\frac{m_{QN} - m_{FN}}{\sqrt{s_{QN}^2 + s_{FN}^2}} \right]
 \tag{B.13}$$

Donde

m_{FN} y s_{FN} = Media y desviación estándar de F^N , respectivamente.

El índice de confiabilidad sigue la definición dada por la ecuación B.8:

$$\beta = \frac{m_{QN} - m_{FN}}{\sqrt{s_{QN}^2 + s_{FN}^2}}
 \tag{B.14}$$

La expresión completa del índice de confiabilidad se obtiene por la sustitución en la ecuación B.11a; para s_{QN} , la ecuación B.11b para m_{QN} , y expresiones similares para m_{FN} y s_{FN} :

$$\beta = \frac{\ln \left[m_Q / m_F \sqrt{(1 + \text{COV}_F^2) / (1 + \text{COV}_Q^2)} \right]}{\sqrt{\ln \left[(1 + \text{COV}_F^2)(1 + \text{COV}_Q^2) \right]}}
 \tag{B.15}$$

Donde

m_Q y m_F = Media de Q y F, respectivamente
 COV_Q y COV_F = COV de Q y F, respectivamente

El objetivo del método de confiabilidad, es asegurar que la probabilidad de falla de un componente, no exceda un nivel pre-establecido.

Para el problema de diseño simple, el objetivo del diseño basado en confiabilidad, se puede formular como sigue:

$$\text{Prob}(Q < F) \leq p_T \quad (B.16)$$

Donde

p_T = Probabilidad de falla límite.

El diseño basado en confiabilidad, como lo ejemplifica la ecuación B.16, resulta ser más racional que la aproximación tradicional, porque el riesgo se evalúa mediante la teoría de probabilidades.

Aproximación tradicional

$$F_n \leq Q_n / FS$$

Donde

F_n = Carga nominal

Q_n = Capacidad nominal

FS = Factor de seguridad global

Bibliografía

1. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas. Manual para el Diseño de Obras Civiles Capitulo C.2.3 (1983), "Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica". México, 1983.
2. W.F. Chen, Handbook of Structural Engineering
3. Oliver, S. E., Moriarty, W. W. Y Holmes , M. D. (1996), "A severe thunderstorm risk model for transmission line design: Queensland and New South Wales", Bureau of Meteorology Special Services Unit., Report 4.
4. Howes, H. y Dampsey, D. (1993), "Review of recent Australian transmission line failures due to high intensity winds", Workshop on High Intensity Winds on Transmission lines, Buenos Aires, Argentina.
5. Rodríguez Cuevas, Neftalí y coautores (2002), "Estabilidad de torres de Transmisión Cimentadas Sobre Terrenos de Baja Capacidad". Proyecto 1564. Instituto de Ingeniería.
6. Normas Técnicas Complementarias para el Distrito Federal, (2004) "Diseño por Viento". 2004.
7. American Society of Civil Engineers (1971), "Guide for Design of Steel Transmission Towers", ASCE Manual and Reports on Engineering Practice N° 52.
8. British Standard 8100 (1986), "Lattice Tower and Masts Part 1: Code of practice for loading".
9. British Standard 8100 (1999), "Lattice Tower and Masts Part 2: Guide to the background and use of Part 1".
10. British Standard 8100 (1999), "Lattice Tower and Masts Part 3: Code of practice for Strength Assessment of Members of Lattice Towers and Masts".
11. American Society of Civil Engineers (1970), "Design of Steel Transmission Pole structures", ASCE Manual and Reports on Engineering Practice N° 72.
12. Rodríguez Cuevas, N (1993), en "Resumen de Actividades 1987 a 1992, Fundación ICA, A. C.", México, D. F.
13. Rodríguez Cuevas, N (1990), "Determinación Experimental de parámetros estructurales y de la cimentación de edificios mediante vibración ambiental", Ingeniería Sísmica, SMIS, pp. 5 a 35.
14. Michael J. Reiley et. al. "A Comparison of Seismic (Dynamic) and Static Load Cases for Electric Transmission Structures".
15. CIRIA Report 63 (1977), "Construction industry research and information association. Rationalization of Safety and Serviceability Factors in Structural Codes".
16. Oceanology International (1975), "BEA, R.G. Development of Safe Environmental Criteria for Offshore Structures".
17. Wyatt, T.A (1981), "Evaluation of gust response in practice. Wind engineering in the eighties".
18. Dobry R. y Gazetas (1986), "Dynamic Response of Arbitrarily Shaped Foundations", ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering, Vol 112, No. 2, pp 109-135.
19. Comisión Federal de Electricidad (2006), Comunicación personal.

LISTA DE VARIABLES

Símbolos principales

A	proyección de área, Área de la sección
B	Factor de tamaño, ancho de ángulo
b	Ancho de torre
C	Coefficiente de arrastre
$C_C = 6340 / \sqrt{Q_s f_y}$	
D	Diámetro
E	Modulo de elasticidad
F	Fuerza en elemento, flecha
FR	Factor de reducción de resistencia
G	Factor de ráfaga
g	Factor de costo
H	Altura de la torre, tensión horizontal en el punto mas bajo del cable
h	Altura
h_e	Altura efectiva
i	Periodo de vida
j	Factor de altura, factor de reducción
K	Factor, factor de esbeltez
L	Proyección de longitud
m	Masa
N	Resistencia del elemento
P	Carga de viento, Carga gravitacional, presión
R	Área expuesta, resistencia
r	Radio de giro
RLV	rigidez lineal vertical
RLH	rigidez lineal horizontal
RLA	rigidez lineal angular
RLT	rigidez lineal torsional
Re	Número de Reynolds
S	Claro de peso
s	Separación
T	Tensión
t	Tiempo, espesor
V	Velocidad del viento
\bar{V}	Velocidad del viento medio
Wt	Fuerza total del cable por unidad de longitud
Wv	Fuerza por unidad de longitud debido a la presión del viento
Wz	Peso del cable por unidad de longitud
z	Altura sobre el nivel de tierra
Z_q	Parámetro de rugosidad del terreno
α	Valor potencial de la variación del viento con la altura, factor de imperfección
λ	Longitud/radio de giro
Λ_{eff}	Esbeltez efectiva
σ_r	Esfuerzo de referencia del elemento
σ_y	Esfuerzo de fluencia

γ_m	Factor parcial de seguridad en el esfuerzo
γ_{DL}	Factor parcial de seguridad en la carga muerta
γ_v	Factor parcial de seguridad en la carga de viento
η	Factor de escudo
θ	Ángulo de incidencia
ν	Viscosidad cinemática del aire
ρ	Densidad
Σ	Suma o total
τ_0	Constante dinámica (volumen/resistencia)
ϕ	Factor de solidez
ψ	Ángulo de incidencia del viento
χ	Factor de reducción relevante al pandeo

Sufijos y superfijos

A	Componente no estructural
B	Básico
C	Cable
c	Sección circular
cr	Crítico
d	Dirección
D	Diseño
E	Equivalente
e	Efectivo
F	Cara
f	Elemento de lados planos
H	Parte alta de la torre
k	Característico
L	Longitud
m	Momento
N	Total
n	marco simple
q	cortante
R	Rugosidad del terreno
r	Referencia
s	Estructural
T	Torre desnuda
W	En la dirección del viento
X	en la dirección normal al viento
z	Altura z sobre el nivel de terreno
θ	Ángulo de incidencia
--	Provocado por la velocidad del viento medio
'	Provocados por la velocidad del viento fluctuante