



Universidad de San Carlos de Guatemala

Facultad de Ingeniería

Escuela de Estudios de Postgrado

Maestría en Estructuras

**EVALUACIÓN Y DISEÑO DE LAS PLACAS QUE UNEN LOS TECHOS DE
CONSTRUCCIONES EXISTENTES CON LAS TORRES DE TELECOMUNICACIONES DE
18M DE ALTURA**

Ing. Juan Carlos Sis López

Asesorado por Msc. Ing. Víctor Alberto Betancourth Balan

Guatemala, noviembre 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN Y DISEÑO DE LAS PLACAS QUE UNEN LOS TECHOS DE
CONSTRUCCIONES EXISTENTES CON LAS TORRES DE TELECOMUNICACIONES DE
18M DE ALTURA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ING. JUAN CARLOS SIS LÓPEZ

ASESORADO POR MSC. ING. VICTOR ALBERTO BETANCOURTH BALAN

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

MAESTRO EN ESTRUCTURAS

GUATEMALA, NOVIEMBRE 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. José Francisco Gómez Rivera (a.i.)
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Ing. Kevin Vladimir Cruz Lorente
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

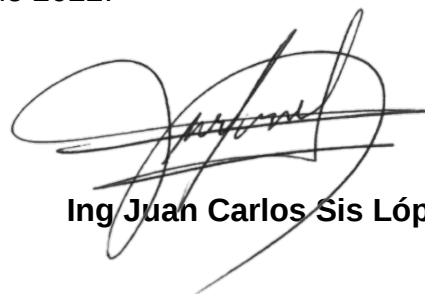
DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
EXAMINADOR	Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Ing. José Humberto Rosal Paz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**EVALUACIÓN Y DISEÑO DE LAS PLACAS QUE UNEN LOS TECHOS DE
CONSTRUCCIONES EXISTENTES CON LAS TORRES DE TELECOMUNICACIONES DE
18M DE ALTURA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería de estudios de Postgrado, con fecha 14 de enero de 2022.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Juan Carlos Sis López', is written over a large, stylized circular flourish.

Ing Juan Carlos Sis López

Decanato
Facultad de Ingeniería
24189101- 24189102
secretariadecanato@ingenieria.usac.edu.gt

LNG.DECANATO.OI.758.2023

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Estudios de Posgrado, al Trabajo de Graduación titulado: **EVALUACIÓN Y DISEÑO DE LAS PLACAS QUE UNEN LOS TECHOS DE CONSTRUCCIONES EXISTENTES CON LAS TORRES DE TELECOMUNICACIONES DE 18M DE ALTURA**, presentado por: **Ing. Juan Carlos Sis López**, que pertenece al programa de Maestría en ciencias en Estructuras después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. José Francisco Gómez Rivera
Decano a.i.



Guatemala, noviembre de 2023

JFGR/gaoc



Guatemala, noviembre de 2023

LNG.EEP.OI.758.2023

En mi calidad de Directora de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del asesor, verificar la aprobación del Coordinador de Maestría y la aprobación del Área de Lingüística al trabajo de graduación titulado:

“EVALUACIÓN Y DISEÑO DE LAS PLACAS QUE UNEN LOS TECHOS DE CONSTRUCCIONES EXISTENTES CON LAS TORRES DE TELECOMUNICACIONES DE 18M DE ALTURA”

presentado por **Ing. Juan Carlos Sis López** correspondiente al programa de **Maestría en ciencias en Estructuras** ; apruebo y autorizo el mismo.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”



Mtra. Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
Directora
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería



Guatemala, 10 de noviembre de 2022

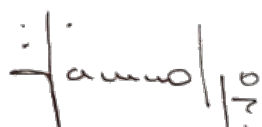
M.A. Ing. Edgar Dario Alvarez Coti
Director
Escuela de Estudios de Postgrado
Presente

Estimado M.A. Ing. Alvarez Coti

Por este medio informo a usted, que he revisado y aprobado el **INFORME FINAL y ARTÍCULO CIENTÍFICO** titulado: **EVALUACION Y DISEÑO DE LAS PLACAS QUE UNEN LOS TECHOS DE CONSTRUCCIONES EXISTENTES CON LAS TORRES DE TELECOMUNICACIONES DE 18M DE ALTURA** del estudiante **Juan Carlos Sis López** quien se identifica con número de carné **199911426** del programa de Maestria En Estructuras.

Con base en la evaluación realizada hago constar que he evaluado la calidad, validez, pertinencia y coherencia de los resultados obtenidos en el trabajo presentado y según lo establecido en el **Normativo de Tesis y Trabajos de Graduación aprobado por Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería Punto Sexto inciso 6.10 del Acta 04-2014 de sesión celebrada el 04 de febrero de 2014**. Por lo cual el trabajo evaluado cuenta con mi aprobación.

Agradeciendo su atención y deseándole éxitos en sus actividades profesionales me suscribo.


Mtro. Ing. Armando Fuentes Roca
Coordinador
Maestria En Estructuras
Escuela de Estudios de Postgrado



Guatemala, 10 de noviembre de 2022

M.A. Ing. Edgar Dario Alvarez Coti
Director
Escuela de Estudios de Postgrados
Presente

Estimado M.A. Ing. Alvarez Coti

Por este medio informo a usted, que he revisado y aprobado el Trabajo de Graduación y el Artículo Científico: **"EVALUACION Y DISEÑO DE LAS PLACAS QUE UNEN LOS TECHOS DE CONSTRUCCIONES EXISTENTES CON LAS TORRES DE TELECOMUNICACIONES DE 18M DE ALTURA"** del estudiante **Juan Carlos Sis López** del programa de **Maestria En Estructuras** identificado(a) con número de carné 199911426.

Agradeciendo su atención y deseándole éxitos en sus actividades profesionales me suscribo.



Victor Betancourth
Ingeniero Civil
Msc. en Estructuras
Colegiado 3,477

Mtro. Ing. Victor Alberto Betancourth Balan

Colegiado No. 3477

Asesor de Tesis

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por acompañarme en cada paso de mi vida y permitirme alcanzar esta meta.
Mis padres	José Luis Sis y Perla Johana López, por todo su apoyo incondicional, sus palabras de ánimo, ejemplo de lucha y honestidad.
Mis hermanos	Katy, Edson y Luis Sis por estar siempre a mi lado animándome a superarme profesionalmente.
Mis abuelos	Santiago Sis, Matea Castro, Eugenio López (q. e. p. d.) y Paula Acetún por sus sabios consejos y su incansable amor.
Mi esposa	Por su paciencia, por ser parte fundamental en este triunfo por ser mi ayuda idónea.
Mis hijos	Perla Sofía y Luis Enrique Sis por su paciencia y por el amor que me demuestran cada día.

AGRADECIMIENTOS A:

**Universidad de San
Carlos de Guatemala**

Por brindarme la oportunidad de formarme como profesional y darme las herramientas para aportar en el desarrollo de esta bella nación.

Mis amigos

Por su ayuda y apoyo en el desarrollo de mi carrera.

Ingeniero

Maestro Víctor Alberto Betancourth Balan por compartir sus conocimientos y ser parte de mi formación académica siendo parte fundamental para alcanzar esta meta.

Mis suegros

Por su apoyo espiritual y sus oraciones por mí y por mi familia.

Tigo Guatemala

Por el apoyo brindado en el desarrollo de la investigación.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XIX
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	XXI
OBJETIVOS.....	XXV
HIPÓTESIS.....	XXVII
RESUMEN DEL MARCO METODOLÓGICO	XXIX
INTRODUCCIÓN	XXXI
1. GENERALIDADES	1
1.1. Historia	1
1.2. Estructuras autosoportadas.....	3
1.3. Estructuras arriostradas.....	5
2. CLASIFICACIÓN Y CARGAS EN LAS ESTRUCTURAS	7
2.1. Tipos de cargas en las estructuras	7
2.2. Componentes de una torre arriostrada.....	7
2.3. Cargas presentes en torres arriostradas	9
2.3.1. Categorización de la estructura en función del riesgo.....	9
2.3.2. Cargas en torres arriostradas y su notación	11
2.3.3. Combinaciones de carga para el estado límite de resistencia	11
2.3.4. Combinación de cargas para torres arriostradas	12

2.3.5.	Requisitos de servicio	12
2.4.	Cargas de viento	14
2.4.1.	Procedimiento general de análisis y diseño	14
2.4.2.	Velocidad básica de viento.....	14
2.4.3.	Factores modificadores	15
2.4.4.	Fuerzas de viento de diseño	18
2.4.5.	Presión dinámica del viento.....	20
2.5.	Fuerza de viento sobre la estructura.....	20
2.5.1.	Fuerza de viento de diseño	21
2.5.2.	Área proyectada efectiva.....	21
2.6.	Fuerza de viento de diseño sobre cables.....	23
2.6.1.	Conceptualización de viento de diseño sobre cables.....	23
2.6.2.	Ángulo de incidencia	25
2.6.3.	Consideraciones especiales.....	26
2.7.	Fuerza de viento sobre accesorios	27
2.7.1.	Área proyectada efectiva de accesorios.....	27
2.7.2.	Área proyectada efectiva para soportes de antenas	30
2.7.3.	Otras áreas proyectadas efectivas importantes	30
2.7.4.	Fuerza de viento en antenas de microondas.....	31
2.8.	Análisis sísmico.....	32
2.8.1.	Procedimiento	32
2.8.2.	Consideraciones especiales.....	33
2.8.3.	Método del análisis sísmico.....	33
2.8.4.	Consideraciones por irregularidades.....	33
2.8.5.	Máximas aceleraciones de respuesta sísmica	34
2.8.6.	Factor de modificación de respuesta sísmica.....	34
2.8.7.	Aceleración de la respuesta espectral de diseño	35

2.8.8.	Métodos para análisis sísmico-equivalentes	35
2.8.8.1.	Fuerza lateral equivalente	35
2.8.8.2.	Análisis modal equivalente	36
2.8.8.3.	Análisis modal.....	37
2.8.8.4.	Análisis de tiempo historia	37
3.	DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO	39
3.1.	Generalidades del acero estructural.....	39
3.2.	Diseño de elementos de acero	40
3.2.1.	Aspectos generales	41
3.2.2.	Diseño de elementos de acero en torres arriostradas	41
3.2.3.	Diseño de elementos a tracción.....	45
3.2.4.	Diseño de elementos a flexión.....	47
3.2.5.	Combinación de fuerzas	48
3.2.6.	Características y diseño de riendas.....	49
3.2.7.	Diseño de cables	50
3.3.	Diseño de placas conexiones	51
3.3.1.	Definición e importancia	51
3.3.2.	Clasificación de las conexiones	54
3.3.3.	Comportamiento de elementos en la conexión.....	54
3.3.4.	Diseño ante cargas concentradas	58
3.3.5.	Diseño de placa base de torre arriostrada.....	60
3.3.5.1.	Diseño de conexiones estándar.....	61
3.3.5.2.	Definición de casos y combinaciones de carga.....	66
3.3.5.3.	Pernos de anclaje	67
3.4.	Consideraciones en la interacción de anclaje y losa de concreto.....	76

3.4.1.	Azotea-ancclaje de cables	76
3.4.2.	Azotea-Placa base	79
4.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE TORRES ARRIOSTRADAS CON LA AYUDA DE SOFTWARE	81
4.1.	Utilización del software TNX Tower.....	81
4.2.	Diseño de placa base por elementos finitos software Risa 3D	85
4.3.	Análisis de cargas inducidas a azotea	88
	CONCLUSIONES.....	93
	RECOMENDACIONES	95
	REFERENCIAS	97
	APÉNDICES.....	101
	ANEXOS.....	109

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Crecimiento de la telefonía móvil (Usuarios en Operación).....	2
2.	Monopolo metálico	4
3.	Torres autosoportadas ubicadas en Baja Verapaz	5
4.	Torre arriostrada en Guatemala	6
5.	Torre arriostrada en Guatemala	8
6.	Ladeo máximo en estructuras de telecomunicaciones	13
7.	Torción máxima permitida	13
8.	Direcciones mínimas de viento.....	19
9.	Delimitación de tirante en el espacio	24
10.	Efecto del viento sobre tirante	24
11.	Ángulo de incidencia y F_g	25
12.	Operación entre vectores	26
13.	Relación de esbeltez	43
14.	Relación de esbeltez	45
15.	Conexión base, breizas y montantes.....	52
16.	Conexión base viga tipo I y montantes torre arriostrada	52
17.	Platina de anclaje de torre arriostrada.....	53
18.	Unión pernada de dos secciones de torre arriostrada	53
19.	Falla por tracción	55
20.	Falla por corte.....	55
21.	Falla por aplastamiento	56
22.	Falla por aplastamiento	56
23.	Tracción en área neta... ..	57

24. Bloque cortante	57
25. Falla por desgarramiento	58
26. Tracción en área gruesa	58
27. Geometría de placa base	61
28. Diagrama de fuerzas y excentricidades	64
29. Separaciones mínimas por desgarramiento	69
30. Reacción del perno por bajo fuerza cortante	72
31. Reacción del perno por bajo fuerza cortante	73
32. Reacción del perno por bajo fuerza cortante	73
33. Anclajes para arriostras	77
34. Elevación de torre arriostrada de 18.0 m con accesorios	82
35. Geometría de la torre	83
36. Propiedades de las secciones.....	83
37. Tipo de materiales utilizados.....	83
38. Combinaciones	84
39. Chequeo de pernos.....	84
40. Reacciones en placa base y puntos de anclaje	85
41. Placa base en pedestal	86
42. Modelo de placa por elementos finitos.....	86
43. Diagrama de corte en X	87
44. Diagrama de corte en X	87
45. Diagrama de momento en X	88
46. Ubicación de la torre sobre la losa	89
47. Diagrama de momento en Y	90
48. Diagrama de momento en Y	90
49. Diagrama de cortante en X	91
50. Diagrama de momento en Y con carga de torre	91
51. Diagrama de cortante en X con carga de torre	92

TABLAS

I.	Marco Metodológico	XXIX
II.	Clasificación de estructuras.....	10
III.	Coeficientes por categoría de exposición.....	16
IV.	Coeficientes por categoría topográfica	17
V.	Factores de dirección de viento.....	22
VI.	Coeficiente de fuerza C_a para accesorios.....	29
VII.	Aceros estructurales precalificados	40
VIII.	Relación de esbeltez aceptable.....	41
IX.	Chequeos realizados.....	76

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
H	Altura de la cresta sobre el terreno circundante
Z_s	Altura media de la base de la estructura sobre el nivel del mar
Z_g	Altura nominal de la capa de contorno atmosférica
Z	Altura sobre el nivel del terreno en la base de la estructura
w	Ancho de ala efectiva
θ_g	Ángulo verdadero de incidencia del viento respecto a la cuerda del cable
A_g	Área bruta de una cara como si fuese sólida
A_{en}	Área neta efectiva
A_r	Área proyectada de los componentes circulares
A_f	Área proyectada de los componentes estructurales planos
$(EPA)_s$	Área proyectada efectiva de la estructura
D_i	Carga debido a la acumulación de hielo
T_i	Carga debido a la temperatura
E_h	Carga horizontal debido al sismo
D	Carga muerta de la estructura y accesorios sin considerar los cables o tirantes
D_g	Carga muerta de los cables o tirantes
E_v	Carga vertical debido al sismo
C_f	Coeficiente de fuerza

Cd	Coeficiente de fuerza para cables
K_z	Coeficiente de presión dinámica
K_c	Constante del terreno
K_t	Constante topográfica
F_{cr}	Esfuerzo de tensión crítica
t	Espesor del elemento
α	Exponente de la ley de potencia de la velocidad de ráfaga de 3 segundos
K_s	Factor de aceleración del viento de la azotea
f	Factor de atenuación
D_f	Factor de dirección del viento para componentes estructurales planos
K_e	Factor de elevación del terreno
K_d	Factor de probabilidad de la dirección del viento
G_h	Factor de ráfaga
φ	Factor de reducción
K_h	Factor de reducción en función de la altura
R_r	Factor de reducción para un elemento circular
K_{zt}	Factor topográfico
F_{AM}	Fuerza axial
F_w	Fuerza de viento de diseño
F_{ST}	Fuerza de viento de diseño sobre la estructura
F_A	Fuerza de viento de diseño sobre los accesorios
F_G	Fuerza de viento de diseño sobre los arriostres
F_{SM}	Fuerza lateral
e	Logaritmo natural de base 2.718
L	Longitud de un elemento sin arriostamiento lateral
L_G	Longitud del cable
F_u	Mínima resistencia a la tracción especificada

E_s	Módulo elástico del acero
E_c	Módulo elástico del concreto
M_M	Momento torsor
q_z	Presión dinámica del viento
r	Radio de giro determinante respecto del eje de pandeo
ϵ	Relación de solidez
f'_c	Resistencia del concreto
R_n	Resistencia nominal del elemento
P_n	Resistencia axial nominal del elemento
f_y	Tensión de fluencia efectiva del acero
K_{zmin}	valor mínimo de K_z
V	Velocidad básica del viento
W_i	Velocidad del viento con hielo
W_0	Velocidad del viento sin hielo

GLOSARIO

Accesorios en torre	Son todos aquellos elementos que no son estructurales y que están instalados para cumplir funciones de soporte o anclajes para los equipos de telecomunicación.
Acero	Combinación de hierro y cantidades pequeñas de carbono menores al 1 % con contenido en menor cantidad de otros elementos.
Anclaje	Elemento estructural utilizado para sujetar la estructura al otro elemento estructural uniéndose entre sí y aportando rigidez y estabilidad a todo el sistema.
Ángulo de incidencia	Es el ángulo que se forma entre el vector del viento respecto a la cuerda del cable o arriostre.
ANSI/TIA/EIA 222 H	Norma americana correspondiente a la revisión H que regula todo lo relacionado al análisis y diseño de las torres de telecomunicaciones.
Antena tipo microondas	Equipo de telecomunicación utilizado para la transmisión y recepción de una onda electromagnética entre el espacio libre y una línea de transmisión o guía de onda.

Antena tipo panel	Equipo que transmite la señal de telecomunicaciones ya sea en un plano horizontal o vertical. Este equipo es de forma cuadrada o rectangular.
Antitorque	Dispositivos utilizados para contrarrestar los efectos torcionantes producidos por las cargas actuantes en las torres arriostradas.
Área proyectada efectiva	Es el área de la sección del accesorio o elemento estructural modificado por un factor de forma.
Arriostre	Cables de acero estructural que brindan estabilidad al mástil o estructura de telecomunicaciones. Estos trabajan exclusivamente a tensión.
Breiza	Elementos estructurales que conforman el diafragma de las torres de telecomunicaciones.
Carga muerta	Se le conoce a el peso propio de la estructura y a la carga producida por componentes que no varían con el tiempo.
Carga Viva	Fuerzas producidas por el uso y ocupación de las estructuras, estas no tienen carácter permanente.

Combinaciones de carga	Ecuación de grado 1 en donde se sobreponen las cargas actuantes y se utilizan al diseñar estructuras en conjunto con los códigos de construcción.
Combinaciones de servicio	Condición especial de función lineal para el diseño de la estructura para el chequeo de torsiones y desplazamiento.
Conexiones mecánicas	Empalmes o uniones que ofrecen resistencia y solidez para las demandas naturales propias de la estructura.
Estructura arriostrada	Estructura tipo celosía sostenida por arriostres trabajando únicamente a tensión.
Factor topográfico	Constante que considera el efecto del entorno topográfico de la estructura como acelerador de la velocidad del viento.
Factores modificadores	Son constantes que castigan o amplifican las fuerzas basadas en las condiciones topográficas, importancia, y localización de las estructuras.
Fuerza de viento de diseño	Es la combinación de la presión dinámica del viento considerando el factor de ráfaga sobre la estructura o sobre los accesorios.

Fuerza lateral equivalente	Método basado en el desplazamiento y que se auxilia de ecuaciones de movimiento para determinar la respuesta de la estructura ante las sollicitaciones de carga.
Irregularidad en estructura	Cambio considerable de rigidez entre dos secciones adyacentes hasta del 50 % y cambio de masa entre dos secciones adyacentes en más del 200 %.
Método LRFD	Método utilizado para las combinaciones de cargas últimas conocido como Método de los estados límites.
Montante	Columna principal de una torre de celosía en donde se anclan todos los elementos que conforman el diafragma de la torre. La longitud total de cada montante conforma un tramo o sección de la estructura.
Placa base	Elemento conformado por pernos de anclaje y una placa metálica que une la estructura de la torre con la base de concreto o cimiento.
Platina	Elemento estructural utilizado para la unión o empalme de dos secciones adyacentes provee rigidez y estabilidad.

Relación de esbeltez	Longitud total sin arriostramiento multiplicado por un factor de esbeltez dividido dentro del radio de giro de la sección del elemento estructural. Utilizado para establecer la resistencia al pandeo lateral y torsional.
Requisitos de servicio	son los valores que debe de cumplir la estructura para el correcto funcionamiento estructural durante el diseño como la rotación y el desplazamiento.
Resistencia de diseño	Es la resistencia nominal del elemento multiplicado por un factor de reducción que es igual o menor a la unidad.
Resistencia nominal	Es la máxima capacidad que tiene un elemento para soportar las fuerzas aplicadas sin romperse o deformarse permanentemente.
Sismo	Movimiento alterno de la tierra causado por la liberación de energía entre placas tectónicas o fallas geológicas locales.
Velocidad básica de viento	velocidad del viento a la que será diseñada la estructura, esta velocidad se obtiene de estudios meteorológicos certificados de cada región.

Velocidad de viento de servicio

Es la velocidad de viento que se utiliza para el chequear los requisitos de serviciabilidad. Por lo regular equivale al 70 % de la velocidad básica de viento.

RESUMEN

El siguiente trabajo presenta el análisis de una torre de telecomunicaciones tipo arriostrada y el diseño del anclaje de la placa base en la losa del segundo nivel de una edificación existente. Se presentan los antecedentes del crecimiento de la red de telefonía móvil en Guatemala, así como las normas que regulan este tipo de construcciones.

Es importante conocer el proceso paso a paso para la concepción de los proyectos de telecomunicaciones, hasta llegar a la elección de la mejor estructura que cumpla con las exigencias de implementación y optimización de los recursos físicos y estructurales con que se cuenta. En este punto, se definen los parámetros y las condiciones en las cuales trabajará la estructura. Se muestra las partes principales de que se compone la torre arriostrada, así como la descripción de las cargas presentes a la que estará sometida la estructura.

Se presenta la discusión y el análisis de los resultados obtenidos del diseño de los elementos estructurales y como afecta el desempeño de la base de la torre a la edificación, así como las recomendaciones de aspectos importantes a considerar en la implementación de este tipo de estructuras para velar por la integridad del inmueble y de la torre arriostrada, pero sobre todo para el resguardo de lo más valioso como lo es la vida humana.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

No existe un análisis y diseño de los elementos que componen la placa base utilizados para unir la torre arriostrada para telecomunicaciones con edificaciones existentes en el área urbana de la ciudad de Guatemala.

En la actualidad, las empresas de telecomunicaciones han optado en usar las azoteas de los edificios para instalar estructuras metálicas que serán utilizadas para la instalación de sus equipos. Esta solución se encuentra comúnmente en áreas urbanas en donde las construcciones son en su mayoría de mampostería reforzada, y las azoteas de concreto reforzado el cual sirve de base para dichas estructuras. En ciudades grandes, se puede observar estructuras para telecomunicaciones en azoteas de edificios de mayor altura, edificios de hasta 10 niveles son utilizados para este fin.

Por lo anterior, se hace necesario evaluar la estructura nueva a utilizarse para equipo de telecomunicación, así como el comportamiento estructural del edificio sometido a estas nuevas cargas trabajando en conjunto y así tomar las medidas necesarias y no provocarle daño a la edificación ni a la nueva estructura, además de resguardar las vidas humanas que hacen uso de estas instalaciones.

Muchas de las edificaciones elegidas para este uso, no fueron diseñadas originalmente para estar sometidas a estas cargas, por lo que es necesario realizar la evaluación del elemento estructural que se utilizará para la unión entre el edificio y la nueva estructura utilizada para equipo de telecomunicaciones para que resista efectos sísmicos y de viento basados en la NSE de AGIES vigentes.

Para el análisis y diseño de las torres de telecomunicaciones actualmente se utiliza la norma internacional ANSI/TIA 222 H, y para los edificios se utilizan las NSE de AGIES, sin embargo, estas carecen de parámetros específicos para el análisis y diseño de la unión estructura-edificio que resista efectos sísmicos y de viento lo que representa que estos diseños se realicen en base a normativos que no apliquen para nuestro medio o en base a experiencias.

El análisis y diseño de la unión entre estructura-edificio es de vital importancia ya que es en este punto en donde las nuevas cargas se concentrarán y serán trasladadas al edificio, y dependiendo de la calidad de la unión puede tener efectos favorables o desfavorable para la construcción y para la misma estructura ya que éstas dependen una de la otra en su desempeño.

Ya que las telecomunicaciones se consideran como servicio esencial, se requiere que éstas estén habilitadas post eventos o catástrofes es por ello que es de suma importancia realizar todas las consideraciones necesarias en el análisis de toda la estructura en conjunto.

Tomando de base el planteamiento anterior surge la siguiente pregunta principal:

¿Es posible diseñar las placas que unen los techos de construcciones existentes con las torres de telecomunicaciones mediante parámetros vigentes de las NSE de AGIES?

De esta manera podemos realizarnos los siguientes cuestionamientos secundarios:

- ¿Existen parámetros NSE de AGIES para evaluar edificios que serán utilizados para la instalación de torres de telecomunicaciones?
- ¿Se debe diseñar la placa base de la torre que servirá de unión con la losa del edificio utilizando los parámetros indicados en las NSE de AGIES?
- ¿Existen normas de construcción como requisitos mínimos para la inclusión de una torre metálica en su techo?

OBJETIVOS

General

Evaluar y diseñar las placas que unen los techos de construcciones existentes con las torres de telecomunicaciones de 18 mts de altura mediante los parámetros vigentes de las NSE de AGIES y la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018)

Específicos

1. Analizar una placa base de torre como unión con la losa del edificio utilizando los parámetros indicados en las NSE de AGIES, así como la norma. (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018)
2. Evaluar los parámetros que se deben considerar en los edificios que serán utilizados para la instalación de torres de telecomunicaciones.
3. Recomendar el uso de normas internacionales que puedan ser incorporadas a futuro a las normas nacionales para la inclusión de una torre metálica en las azoteas de los edificios.

HIPÓTESIS

El diseño de la placa base de la estructura arriostrada, es el elemento principal de unión entre la estructura nueva y la edificación existente, por lo que su eficiencia resultará en el alto desempeño de la estructura y la seguridad de la edificación.

RESUMEN DEL MARCO METODOLÓGICO

El alcance de la presente investigación será de tipo descriptiva ya que busca describir el comportamiento de la placa base de la estructura de telecomunicaciones en cada uno de los elementos que la componen y debido a la unión entre la estructura utilizada para telecomunicación y el edificio existente es decir la interacción de la placa base utilizada para unir la estructura con la edificación sometidas bajo las cargas de sismo y viento.

Tabla I. **Marco Metodológico**

Campo	Variable	Tipo	Definición Teórica	Definición Operativa	Indicadores
Análisis y diseño de placa base y losa	Sismo Viento	Cuantitativo	Describir el comportamiento de la placa base que une la estructura y el desempeño de la edificación existente cuando se someten a cargas de viento y sismo	La evaluación de la placa base y del edificio se hará combinando distintas ubicaciones de instalación de la estructura para reducir las deformaciones provocadas por el sismo y viento	Deflexiones en placa base y losa de edificio existente

Fuente: elaboración propia, elaborado en formato WORD.

Metodología

Tipo: Cuantitativo

Alcance: Descriptivo

Diseño: No experimental

INTRODUCCIÓN

La investigación presenta el análisis y diseño de la placa base de una estructura metálica arriostrada, instalada en la azotea de edificaciones con techo de losa de concreto. La estructura metálica será utilizada para la instalación de torres y equipos de telecomunicaciones. Debido a la demanda de cobertura de servicio de telefonía móvil, las empresas de telecomunicaciones han encontrado en este tipo de construcción una solución muy versátil, tomando en cuenta que no es posible la instalación de estructuras convencionales de gran altura por el poco espacio físico que se tiene en las áreas urbanas densamente pobladas.

Para poder realizar el análisis y diseño integral de la placa base y anclajes de la torre arriostrada, se realizó el diseño completo de los elementos que componen la torre arriostrada sometida a las cargas que indican las normas del diseño de dichas estructuras. Aunque la carga dominante es la carga de viento, no se descarta, bajo ciertas condiciones indicadas en las normas, el análisis sísmico. Para el caso del edificio se realizará el análisis estructural para determinar cómo influye la estructura metálica y que condiciones estructurales mínimas debe de cumplir para ser candidato para este tipo de instalaciones.

Ya que las torres arriostradas se instalarán en edificios existentes y que por lo general en el diseño de estos no se contempla este tipo de instalaciones, se propondrán parámetros estructurales mínimos que debe de cumplir el edificio para poder ser aceptado para la instalación de las torres arriostradas.

En el capítulo 1 se presentan generalidades relacionadas a la industria de la telefonía como la evolución en Guatemala y como ha aumentado su demanda.

También se menciona las normas que regulan el análisis, diseño y fabricación de torres de telecomunicaciones.

En el capítulo 2 se describen la clasificación y cargas en las estructuras, los parámetros a considerar para la velocidad básica de viento, factores modificadores y fuerza de viento de diseño. se realizará el análisis de la presión dinámica del viento sobre la estructura y sobre los equipos de telecomunicaciones más comunes como lo son antenas tipo panel y antenas microondas. Se realizará el chequeo que indican las normas para la evaluación sísmica, incluyendo las consideraciones especiales, consideraciones por irregularidades, factor de modificación de respuesta sísmica.

En el capítulo 3 está indicado el diseño iniciando con una descripción de los distintos grados de acero estructural que las normas regulan para la construcción de torres de telecomunicaciones, aspectos generales del acero. Los elementos serán diseñados a tracción, flexión y corte tomando como base el resultado del análisis realizado en capítulos anteriores. Se realizará el diseño de las riendas, cables o arriostres de la torre, así como de las conexiones empernadas.

Como parte importante, apartado 3.3 detallará puntualmente el análisis y diseño de la placa base, anclajes y sus conexiones, empezando por describir la importancia que estos elementos tienen en la estabilidad y funcionalidad de la estructura.

En el capítulo 4 se presentan los resultados del diseño de la torre arriostrada utilizando un software especializado para torres de telecomunicaciones y los resultados del análisis y diseño de la placa base por elementos finitos utilizando un software de uso general para estructuras. También

se presentarán los resultados de las cargas que produce la interacción entre la torre de telecomunicaciones y la edificación.

1. GENERALIDADES

El uso de estructuras sobre edificaciones para instalación de equipo de telecomunicación se ha convertido en una práctica muy común en nuestro medio. Factores como bajos costos de renta para las empresas de telecomunicaciones, beneficios económicos para los propietarios, limitaciones de espacio para estructuras de gran tamaño, entre otros hacen que estas soluciones sean muy comunes principalmente en áreas urbanas. En su tesis el ingeniero (Boj Guare, 2013) indica que para el 2013 no se contaba con regulaciones constructivas nacionales para estructuras utilizadas para este fin.

1.1. Historia

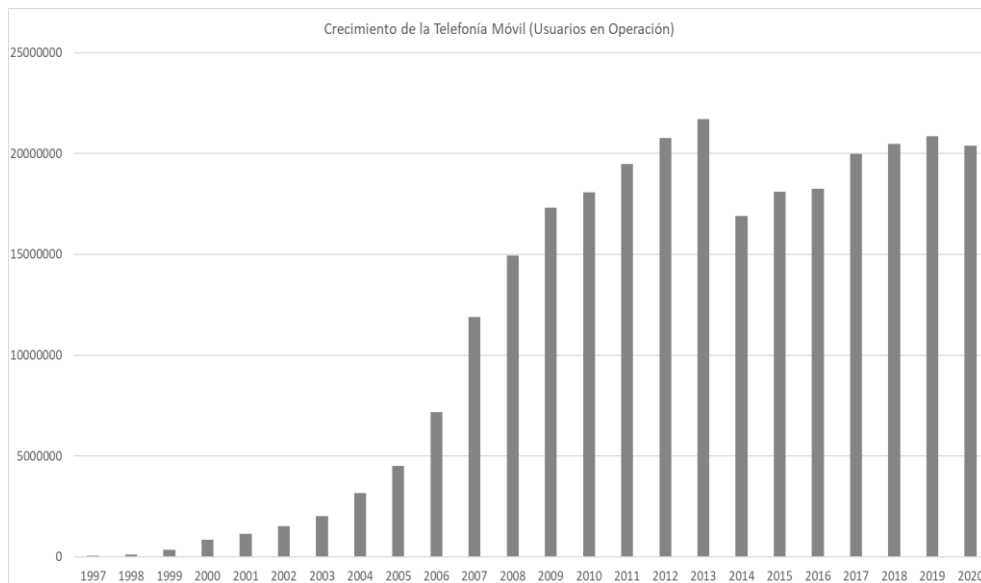
Las empresas de telecomunicaciones en Guatemala usan distintos tipos de estructuras para la instalación de sus antenas para telefonía. Las estructuras más comunes son las torres auto soportadas, torres tipo monopolos y las torres arriostradas o atirantadas.

La demanda del servicio de telefonía en los últimos años ha hecho que se incrementen la cantidad de infraestructura utilizada por dichas empresas. Este crecimiento en la red de telefonía móvil tiene como resultado la búsqueda de nuevos tipos de estructuras que cumplan requisitos cada vez más puntuales para su correcta implementación.

Factores como, espacios reducidos para la instalación de estructuras típicas en la telefonía, edificios de gran altura que bloquean la señal celular, factores topográficos poco favorables, sugieren la búsqueda de nuevas

soluciones estructurales para satisfacer la creciente demanda del servicio de telefonía.

Figura 1. **Crecimiento de la telefonía móvil (Usuarios en Operación)**



Fuente: Gerencia de Regulación de Telefonía de la Super Intendencia de Telecomunicaciones (2020). *Comportamiento histórico del crecimiento de la telefonía móvil en Guatemala.*

Para solucionar estos problemas de espacio han optado por utilizar estructuras arriostradas sobre azoteas, lo que permite incorporarse a las edificaciones existentes sin ocupar grandes espacios y utilizar la torre a su máxima capacidad de carga. En importante considerar el análisis y diseño de cada elemento estructural que compone este tipo de estructuras por lo que en este estudio se realizará el diseño y análisis de la placa base tanto de los anclajes como de la estructura misma.

Las normas que regulan este tipo de estructuras son las ANSI/TIA 222 en su revisión H. En general la normativa es un extracto de distintas normas

estructurales y recopila los criterios utilizados para determinar las cargas que actúan en antenas y las estructuras que las soportan. Además, incorpora otras especificaciones de diseño para las estructuras.

En Guatemala las construcciones, edificaciones y todo lo relacionado a estructuras es regulado por las Normas de Seguridad Estructural NSE, de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural, AGIES. Sin embargo, las estructuras para torres de telecomunicaciones aún no se han incorporado a estas normas como tal, por lo que se requiere auxiliarse de normas como la ASCE ESTÁNDAR 7-16, Especificaciones de diseño del factor de carga y resistencia (Load and Resistance Factor Design Specification) de la AISC versión 99, entre otras.

1.2. Estructuras autosoportadas

Las estructuras más comunes utilizadas por las empresas de telecomunicaciones son torres en celosía de sección triangular o de sección cuadrada, monopolos los cuales pueden ser de concreto o metálicos y torres arriostradas. Las estructuras auto soportadas son aquellas estructuras que, por su geométrica, peso y configuración estructural, mantienen por sí mismas su equilibrio y estabilidad sin requerir elementos estructurales secundarios.

La principal característica de las estructuras autosoportadas es que el momento de volteo es soportado por completo por la cimentación es por esa razón la cimentación de este tipo de estructuras debe ser diseñada con especial atención a los esfuerzos resultantes. Estas estructuras trabajan esencialmente en voladizo por lo que las reacciones en la base se generan en forma de carga axial.

Las figuras 2 y 3 muestran estructuras comúnmente utilizadas por las empresas de telecomunicaciones.

Figura 2. **Monopolo metálico**



Fuente: [Fotografía de Juan Carlos Sis]. (Monoposte ubicado en San Miguel Petapa Guatemala ciudad, 2022).

Figura 3. Torres autoportadas ubicadas en Baja Verapaz



Fuente: [Fotografía de Juan Carlos Sis]. (La Cumbre Baja Verapaz. 2022).

1.3. Estructuras arriostradas

Su sección transversal puede ser triangular o cuadrada y es constante en toda su altura. La sección de este tipo de torres es considerablemente pequeña en relación con su altura por lo que requiere ser estabilizada con la ayuda de cables o riostras en tres direcciones radiales, instalados por juegos en puntos específicos distribuidos en todo lo alto de la torre. Estas estructuras pueden alcanzar grandes alturas con un peso considerablemente bajo en proporción a su altura.

La sección y montantes son unidos por breizas horizontales y diagonales los cuales en su conjunto forman el diafragma de la estructura. Cada elemento que compone esta estructura debe ser analizada y diseñada sin excepción. En algunos casos cuando la torre es de gran altura, se instalan plataformas de

descanso las cuales se distribuyen en lo alto de estructura separadas según requerimientos del cliente o en su defecto a cada 30 m de altura.

Debido a lo liviano de la estructura y a la gran altura que se alcanza, las empresas de telecomunicaciones han encontrado en esta estructura una solución que les permite instalarse sobre las azoteas.

Figura 4. **Torre arriostrada en Guatemala**



Fuente: [Fotografía de Juan Carlos Sis]. (Morales Izabal. 2022).

2. CLASIFICACIÓN Y CARGAS EN LAS ESTRUCTURAS

Las estructuras utilizadas por las empresas de telecomunicaciones pueden variar en geometría y tamaño, dependiendo de factores como las necesidades de cobertura que se tenga, espacio disponible para instalación, topografía, entre otros. Cada uno de estos factores influirá de manera directa en la decisión del tipo de estructura a utilizar. Además, conocer y clasificar las cargas que actuarán en la estructura es de vital importancia para el análisis estructural ya que se debe asegurar que cumpla eficientemente su función sin poner en riesgo la infraestructura y por sobre todo la vida humana.

2.1. Tipos de cargas en las estructuras

Según la (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) las cargas a considerar para el análisis y diseño son: carga muerta, el peso de hielo, sismo horizontal, sismo vertical, efectos por temperatura, carga de viento con hielo y carga de viento sin hielo. El viento es la carga más crítica en las estructuras de acero debido a su bajo peso, es por ello que, la norma establece enfoca el análisis de estas estructuras en función del viento como se verá más adelante.

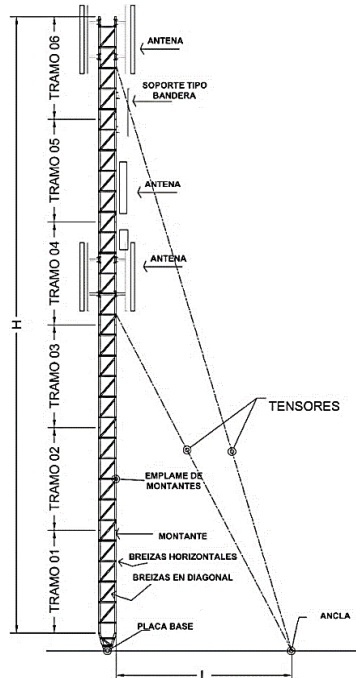
2.2. Componentes de una torre arriostrada

En general las torres arriostradas están compuestas por montantes, que son las columnas de la estructura, las breizas horizontales y diagonales que forman el diafragma de la torre, los cables o tirantes de donde recibe el nombre este tipo de torre, los anclajes que son los puntos en donde convergen los tirantes en el suelo y se encuentran ubicados radialmente a la placa base, su función

principal es mantener en equilibrio la estructura de la torre. La placa base es el elemento que une los montantes al lugar en donde estará instalada la torre, en este caso la azotea de un edificio que por lo general es de concreto reforzado.

Los elementos que unen los montantes pueden ser por platinas horizontales o platinas verticales, estos cumplen la función principal de darle continuidad y rigidez a los montantes. Por lo general los equipos instalados en estas estructuras son antenas tipo paneles y sus tamaños pueden ser muy variables, antenas tipo microondas y pararrayos, cuando la altura sobre pasa los 30 mts, se incluyen luces de navegación.

Figura 5. **Torre arriostrada en Guatemala**



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD

2.3. Cargas presentes en torres arriostradas

Las cargas serán combinadas para el límite de resistencia como lo indica la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018). La norma diseña estructuras tomando como factor principal la resistencia y estabilidad suficiente para que la resistencia de diseño comparada con la resistencia requerida sea mayor como se indica en la ecuación 1.

$$\phi R_n \geq \sum \alpha_i Q_i \quad \text{EC. 1}$$

Para el análisis y diseño de las estructuras, se consideran también los estados límites de servicio que por definición indica que los elementos estructurales deberán tener rigidez suficiente para que bajo las cargas de servicio no se superen las deformaciones en estado límite.

2.3.1. Categorización de la estructura en función del riesgo

La norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) clasifica las estructuras en función del riesgo de colapso de esta, en la tabla 2 se detalla los aspectos que toma la norma para identificar el tipo de riesgo que provocará el colapso de la estructura y su correspondiente clasificación que puede ser del I al IV.

Tabla II. Clasificación de estructuras

Uso o descripción de la estructura	Categoría de riesgo
Estructuras que por su uso o ubicación representan un riesgo bajo para la vida humana y/o daño a las instalaciones circundantes en caso de falla. Las estructuras de esta categoría se utilizan para servicios que son opcionales y/o en los que sería aceptable una gran demora en la devolución de los servicios, como: antenas inalámbricas redundantes; nodos de acceso de radio de baja potencia (pequeña celda); estructuras de soporte de un solo accesorio que permiten una reparación o reemplazo rápidos, comunicaciones de radio bidireccionales convencionales e inalámbricas residenciales; recepción de televisión, radio y escáner; cable inalámbrico; comunicaciones de radio amateur y CB.	I
Estructuras que por su uso o ubicación representen un riesgo moderado para la vida humana y/o daño a las instalaciones circundantes en caso de falla. Las estructuras de esta categoría se utilizan principalmente para servicios redundantes (es decir, servicios que pueden proporcionarse por otros medios) como: comunicaciones inalámbricas comerciales (celulares, PCS, 3G, LTE, 4G, 5G, etc.) transmisiones de radio y televisión; televisión de acceso comunitario (CATV); comunicaciones por microondas; sitios no reforzados que soportan antenas o equipos que pueden usarse para comunicaciones redundantes por parte de la policía y los departamentos de bomberos, socorristas, etc. durante emergencias y pequeñas turbinas eólicas. Esta categoría aplica a todas las estructuras excepto aquellas identificadas en las categorías de Riesgo I, II y IV	II
Estructuras que por su uso o ubicación representan un riesgo sustancial para la vida humana y/o daño a las instalaciones circundantes en caso de falla. Estructuras con el potencial de causar una interrupción masiva (pérdida de energía, transporte, agua, etc.) de la vida civil cotidiana en caso de falla Las estructuras de esta categoría se utilizan para comunicaciones a través de redes reforzadas y no redundantes, como: defensa civil o nacional, operaciones de rescate o desastres; instalaciones militares y de navegación.	III
Estructuras que debido a su uso o ubicación representan un peligro sustancial para la comunidad en caso de falla. Las estructuras de esta categoría son aquellas que, en caso de falla, amenazarían la funcionalidad o la integridad de las instalaciones que están designadas como instalaciones de categoría de riesgo IV.	IV

Fuente: elaboración propia. Elaborado en formato WORD.

Para el caso de estudio la clasificación de riesgo de la estructura corresponde al numeral III ya que en caso de colapso pondría en peligro la vida humana por estar instalada en área urbana y sobre una vivienda.

2.3.2. Cargas en torres arriostradas y su notación

Las cargas más comunes en las estructuras de telecomunicaciones son las siguientes:

- D = carga muerta de la estructura y accesorios sin considerar los cables o tirantes
- D_g = carga muerta de los cables o tirantes
- D_i = carga debido a la acumulación de hielo
- E_h = Carga horizontal debido al sismo
- E_v = Carga vertical debido al sismo
- T_i = Carga debido a la temperatura
- W_i = Velocidad del viento con hielo
- W_0 = Velocidad del viento sin hielo

2.3.3. Combinaciones de carga para el estado límite de resistencia

El método de diseño aceptado por la (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) para las estructuras de acero es el método de Estado Límite por lo que las estructuras y las cimentaciones se diseñarán de manera que su resistencia al diseño sea igual o superior a los efectos de carga de las factorizadas en cada una de las combinaciones de estado límite como sigue:

$$1.2D+1.0D_g+1.0W_0$$

EC. 2

$0.9D+1.0D_g+1.0W_0$	EC. 3
$1.2D+1.0D_g+1.0D_i+1.0W_i+1.0T_i$	EC. 4
$1.2D+1.0D_g+1.0E_v+1.0E_h$	EC. 5
$0.9D+1.0D_g-1.0E_v+1.0E_h$	EC. 6

Para las estructuras autoportadas no es necesario considerar las cargas producidas por temperatura, para estructuras de categoría I no se consideran las cargas sísmicas, no es necesario considerar un caso de carga para la tensión inicial de los tirantes y las ecuaciones 3 y 6 se aplican únicamente a las torres autoportadas.

2.3.4. Combinación de cargas para torres arriostradas

La norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) indica en la sección 2.3 que las combinaciones 3 y 6 no se consideran en el análisis y diseño de las torres arriostradas, las combinaciones que se utilizarán son indicadas en las ecuaciones 2, 4 y 5.

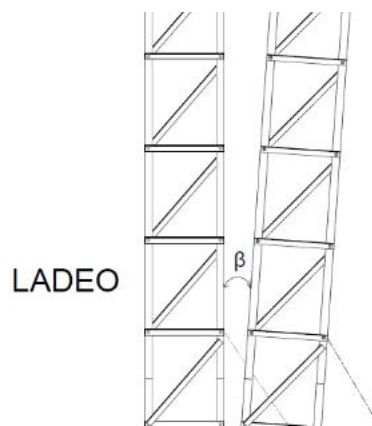
2.3.5. Requisitos de servicio

Las cargas de servicio se deberán definir de acuerdo con la ecuación 7 con una velocidad básica de viento de 60 mph.

$1.2D+1.0D_g+1.0W_0$	EC. 7
----------------------	-------

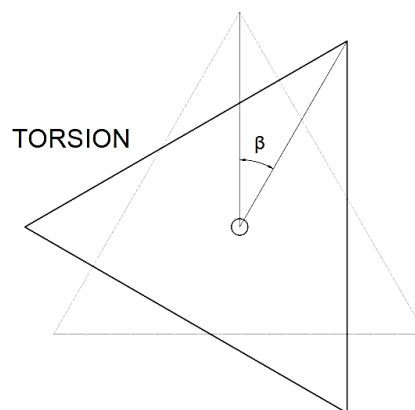
Se deberá chequear la rotación respecto al eje vertical (torsión) o de cualquier eje horizontal (ladeo) de la estructura como requisito de serviciabilidad no debe ser mayor a 4 grados y un desplazamiento horizontal debe ser menor o igual al 3 % de la altura de la estructura.

Figura 6. **Ladeo máximo en estructuras de telecomunicaciones**



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

Figura 7. **Torción máxima permitida**



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

2.4. Cargas de viento

Como se mencionó anteriormente, la carga más crítica a la que se somete la estructura es la del viento por lo que es importante para el análisis y el diseño realizar una evaluación detallada de la misma. Para ello se deberá tomar en consideración los pasos que se describen a continuación.

2.4.1. Procedimiento general de análisis y diseño

El proceso para la determinar las cargas que actual en la estructura inicia con la ubicación geográfica de la estructura para determinar la velocidad de viento básica del lugar con la ayuda de estudios meteorológicos de cada región. La norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) en el apéndice A.2.3.2 indica que si no se cuenta con una base de datos de las velocidades de viento del lugar deberá tomarse como mínimo 85 MPH.

Luego se deberá determinar el factor K_d que es el factor de probabilidad de la dirección del viento, el factor de importancia I , el coeficiente de presión dinámica q , el factor topográfico K_z , el factor de ráfaga G_h y finalmente se determina la fuerza de viento de diseño. Este proceso se debe de repetir para los accesorios y la estructura en general.

2.4.2. Velocidad básica de viento

Es la velocidad del viento a la que será diseñada la estructura, esta velocidad se obtiene de estudios meteorológicos certificados de cada región. La norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) indica que esta velocidad debe ser obtenida en las velocidades correspondientes a ráfagas de 3 segundos a una altura de 10 mts sobre el nivel del terreno para una categoría de exposición C definido en el

apartado 2.6.5.1.2 para un intervalo medio de recurrencia asociado a la categoría de riesgo de la estructura. En Guatemala la Norma de Seguridad Estructural NSE de AGIES regula las velocidades de viento en la norma (AGIES, NSE 2, 2018) en el capítulo 5.2.2 y las velocidades de viento oscilan entre las 62 mph y 74.5 mph. Se recomienda que las velocidades de viento para el diseño de estas estructuras sean como mínimo la velocidad recomendada por la (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) de 85 mph considerando el incremento en las velocidades de viento producidos por huracanes recientes en el territorio nacional.

2.4.3. Factores modificadores

Los factores establecidos en la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) para el cálculo de las fuerzas de diseño son:

Factor de probabilidad de dirección de viento K_d : es un factor adimensional que está en función de la sección transversal de la estructura, para torres arriostrada es de 0.85.

Factor de importancia I: el cual depende de la clasificación de la estructura de la estructura, este será de 1.50 ya que se considerará el sismo.

Coeficiente de presión dinámica K_z : dependerá de la exposición y altura topográfica de la ubicación de la estructura. La EC. 8 se utiliza para este cálculo

$$K_z = 2.01 \left(Z/Z_g \right)^{\frac{2}{\alpha}} \quad \text{EC. 8}$$

$$K_{zmin} \leq K_z \leq 2.01 \quad \text{EC. 9}$$

En donde:

Z = Altura sobre el nivel del terreno en la base de la estructura (m)

Z_g = Altura nominal de la capa de contorno atmosférica (m)

α = Exponente de la ley de potencia de la velocidad de ráfaga de 3 segundos

K_{zmin} = valor mínimo de K_z

La norma da los valores de las variables de K_z en función de la categoría de exposición, los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla III. **Coeficientes por categoría de exposición**

Categoría	Z_g	α	K_{zmin}	K_c
B	366 m	7.0	0.70	0.90
C	274 m	9.5	0.85	1.0
D	213 m	11.5	1.03	1.10

Fuente: elaboración propia, elaborado en formato WORD.

La categoría de exposición superficial trata de clasificar las estructuras en función de los obstáculos que el viento se encontrará en su trayectoria hacia la torre. Los obstáculos pueden ser bosques, edificios, viviendas o que no existan obstáculos como en el caso de terrenos planos, franjas costeras, entre otros. La categoría B se refiere a que la estructura se encuentra rodeada de una gran cantidad de obstáculos de altura mayor o igual a la de una vivienda unifamiliar poco separados entre sí. En la sección 2.6.5.1.2 de la (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) se describe los parámetros a considerar para las clasificaciones C y D.

Factor topográfico K_{zt} : considera el efecto del entorno topográfico de la estructura como acelerador de la velocidad del viento. La norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) establece categorías para la clasificación de los cambios topográficos. Estas categorías van del 1 al 5. El factor topográfico viene dado por la siguiente ecuación:

$$K_{zt} = \left(1 + \frac{K_c K_t}{K_h}\right)^2 \quad \text{EC. 10}$$

Donde:

K_h = factor de reducción en función de la altura y está dado por la siguiente ecuación:

$$e^{\left(\frac{f \times z}{H}\right)} \quad \text{EC. 11}$$

e = logaritmo natural de base 2.718

f = Factor de atenuación. Ver tabla IV

z = altura sobre el nivel del terreno a la base de la estructura (m)

H = altura de la cresta sobre el terreno circundante

K_c = Constante del terreno. Se encuentra en función de la categoría del terreno. Ver tabla III

K_t = constante topográfica. Ver tabla IV

Tabla IV. **Coeficientes por categoría topográfica**

Categoría topográfica	K_t	f
1	1.00	1.00
2	0.43	1.25
3	0.53	2.00
4	0.72	1.50

Fuente: elaboración propia, elaborado en formato WORD.

Para la categoría 5, el K_{zt} se deberá basar en bibliografía certificada y/o resultados experimentales.

Factor de ráfaga G_h : de acuerdo con la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) en la sección 2.6.9.2 el factor G_h deberá ser de 0.85 para torres arriostradas

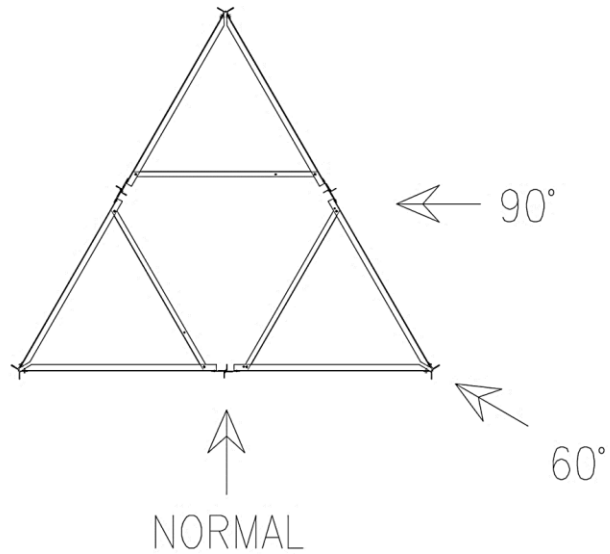
2.4.4. Fuerzas de viento de diseño

Para obtener la fuerza de viento de diseño se deberá considerar el efecto del viento en cada uno de los componentes de la torre como un todo, tales como, la estructura propiamente dicha, los accesorios como herrajes, antenas, tirantes, cables de alimentación, entre otros.

La máxima respuesta obtenida, será la determinante para el diseño de la torre. En la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) se indica que el diseño por resistencia se deberá basar en las direcciones del viento que provoquen las máximas respuestas, en el caso de las estructuras arriostradas, se deberán considerar las direcciones del viento normal, 60° y $\pm 90^\circ$. Las direcciones se miden con respecto a un eje normal a la cara de la estructura.

En cuanto a las estructuras con sección cuadrada, el caso de estudio de dirección del viento se resume en dos direcciones. Por tratarse de una figura simétrica, únicamente será estudiado el impacto del viento a 45° y 90° . Si se cuenta con la ayuda de un software, puede analizarse en varias direcciones.

Figura 8. **Direcciones mínimas de viento**



Fuente: elaboración propia, elaborado en autoCAD.

La fuerza de viento de diseño está dada por la siguiente ecuación:

$$F_w = F_{ST} + F_A + F_G \quad \text{EC. 12}$$

En donde:

- F_w = fuerza de viento de diseño
- F_A = fuerza de viento de diseño sobre los accesorios
- F_G = fuerza de viento de diseño sobre los arriostres
- F_{ST} = fuerza de viento de diseño sobre la estructura

2.4.5. Presión dinámica del viento

La presión dinámica q_z se calcula con la siguiente ecuación

$$q_z = 0.613 K_z K_{zT} K_s K_e K_d V^2 \quad \text{EC. 13}$$

Donde:

K_z = coeficiente de presión dinámica

K_{zT} = factor topográfico

K_s = factor de aceleración del viento de la azotea

K_e = factor de elevación del terreno

$$K_e = e^{-0.000119 Z_s} \quad \text{EC. 14}$$

Z_s = altura media de la base de la estructura sobre el nivel del mar. En la tabla 2-6 de la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) se dan algunos valores que puede tomarse para K_e

K_d = factor de probabilidad de la dirección del viento

V = velocidad básica del viento

2.5. Fuerza de viento sobre la estructura

La fuerza de viento de diseño horizontal sobre la estructura F_{ST} está dada debe considerarse en cada elemento que compone la estructura, por ejemplo, montantes, breizas, cartelas, herrajes. La fuerza de viento de diseño horizontal aplicada sobre la estructura está en función de la presión dinámica del viento y del factor de ráfaga y del área efectiva proyectada de la estructura.

2.5.1. Fuerza de viento de diseño

La fuerza de viento de diseño horizontal sobre la estructura F_{ST} está dada por:

$$F_{ST} = q_z G_h (EPA)_s \quad \text{EC. 15}$$

Donde:

q_z = presión dinámica del viento (N/m^2)

G_h = factor de ráfaga

$(EPA)_s$ = área proyectada efectiva de la estructura (m^2)

2.5.2. Área proyectada efectiva

El área proyectada efectiva es uno de los factores más importantes en el diseño de las torres de telecomunicaciones. Consiste en calcular el área de todos los elementos de la estructura que estarán en contacto directo con el viento en sus distintas direcciones. En general el área proyectada efectiva se calcula con la siguiente ecuación:

$$(EPA)_s = C_f (D_f \sum A_f + D_r \sum (A_r R_r)) \quad \text{EC. 16}$$

Donde:

C_f = coeficiente de fuerza y está dada por:

$$3.4\varepsilon^2 - 4.7\varepsilon + 3.4 \quad \text{EC. 17}$$

para torres de sección triangular y

ε = relación de solidez y está dado por

$$\varepsilon = \frac{(A_f + A_r)}{A_g} \quad \text{EC. 18}$$

A_g = área bruta de una cara como si fuese sólida

D_f = factor de dirección del viento para componentes estructurales planos

A_f = área proyectada de los componentes estructurales planos (m^2)

D_r = Factor de dirección del viento para componentes estructurales circulares

A_r = Área proyectada de los componentes circulares (m^2)

R_r = factor de reducción para un elemento circular

Los factores D_f y D_r se detallan en la siguiente tabla:

Tabla V. **Factores de dirección de viento**

Sección de la torre	Triangular		
Dirección del viento	Normal	60°	± 90°
D_f	1.0	0.80	0.85
D_r	1.0	1.0	1.0

Fuente: Norma ANSI/TIA/EIA 222H (2018). *Factores de dirección del viento para torres de sección triangular.*

Se deberán tomar en cuenta factores como el factor de reducción para elementos circulares los cuales están en función del coeficiente de velocidad C descrito en la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018).

2.6. Fuerza de viento de diseño sobre cables

La fuerza de viento sobre los cables o tirantes no puede calcularse con el mismo procedimiento de cálculo utilizado en la estructura, ya que el comportamiento del viento actuando sobre el cable, es más un cálculo entre vectores, por lo que la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) establece el procedimiento que se describe a continuación.

2.6.1. Conceptualización de viento de diseño sobre cables

Para calcular la fuerza de viento de diseño F_G , sobre las riendas o cables de tensión, se utilizará la siguiente ecuación:

$$F_G = C_d d L_G G_h q_z \sin^2 \theta_g \quad \text{EC. 19}$$

Donde:

C_d = 1.2 coeficiente de fuerza para cables

D = diámetro del cable (m)

L_G = longitud del cable

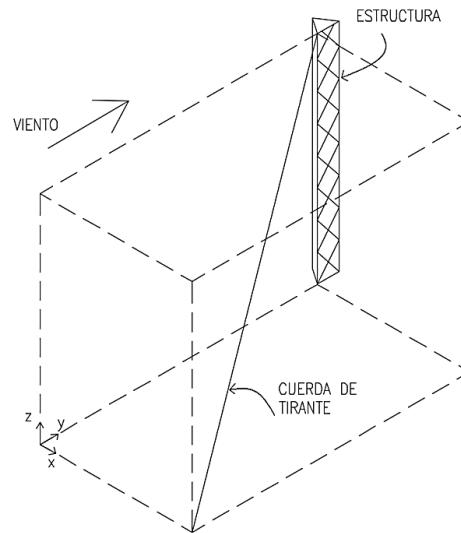
q_z = presión dinámica del viento (N/m^2)

G_h = factor de ráfaga

θ_g = ángulo verdadero de incidencia del viento respecto a la cuerda del cable

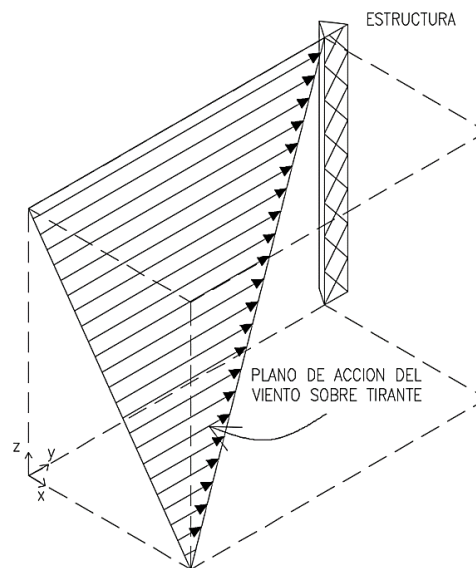
La fuerza del viento actúa normal a la cuerda del cable en el plano que forma el cable con la dirección del viento. En las siguientes figuras se muestran se presenta la ubicación de las variables a considerar para el cálculo de F_g .

Figura 9. **Delimitación de tirante en el espacio**



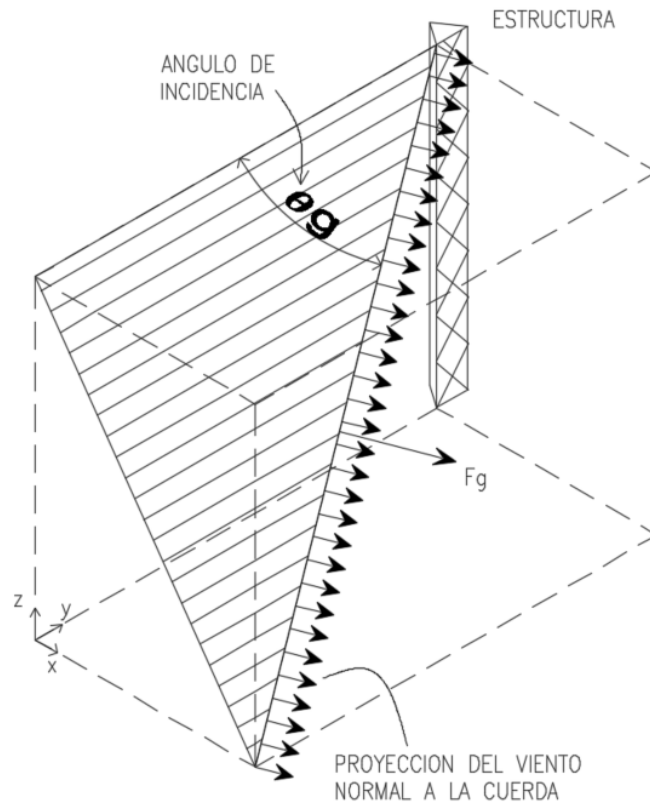
Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

Figura 10. **Efecto del viento sobre tirante**



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

Figura 11. **Ángulo de incidencia y F_g**

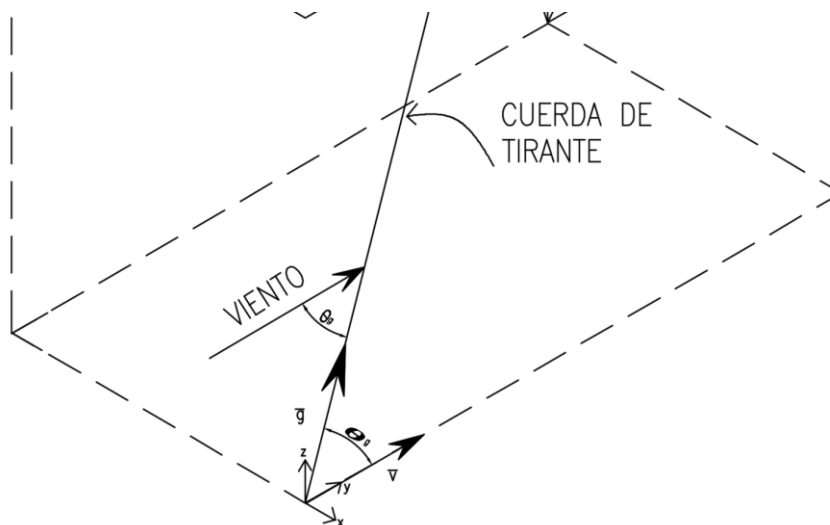


Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

2.6.2. **Ángulo de incidencia**

El ángulo de incidencia θ_g se determina estableciendo un vector para la dirección del viento y un vector para la dirección del tirante de la siguiente manera:

Figura 12. **Operación entre vectores**



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

En donde:

$$\vec{v} \cdot \vec{g} = |\vec{v}| |\vec{g}| \cos \theta_g \quad \text{EC. 20}$$

$$\cos \theta_g = \frac{\vec{v} \cdot \vec{g}}{|\vec{v}| |\vec{g}|} \quad \text{EC. 21}$$

$$\theta_g = \cos^{-1} \frac{\vec{v} \cdot \vec{g}}{|\vec{v}| |\vec{g}|} \quad \text{EC. 22}$$

2.6.3. Consideraciones especiales

En caso de utilizar algún accesorio como deflectores, elementos aisladores, marcadores, recubrimientos, entre estos, se deberá considerar un valor del coeficiente aerodinámico C_d mayor al 1.2 recomendado por la norma, esto a criterio del fabricante del accesorio.

En su defecto se podrá considerar un valor $C_d = 1.2$ con un diámetro de cable superior. Para el cálculo de la fuerza de viento sobre el cable, se podrá suponer un valor de presión dinámica calculado en base a un punto a la mitad de la altura del cable.

La longitud de cada cable se deberá tomar como la longitud de la cuerda de esta. La fuerza de viento en un modelo matemático se considerará como una fuerza distribuida a lo largo de todo el cable.

En caso de estructuras apoyadas sobre el terreno, la mitad de la altura del cable se medirá desde la cota del nivel de terreno. Mientras que en estructuras apoyadas sobre edificaciones y otras estructuras de apoyo, la mitad de la altura del cable se medirá a partir del nivel de apoyo del edificio o estructura de soporte.

2.7. Fuerza de viento sobre accesorios

Las fuerzas de viento sobre accesorios están determinadas por los factores como el área proyectada efectiva normal y área proyectada efectiva transversal.

2.7.1. Área proyectada efectiva de accesorios

Para calcular la fuerza de viento de diseño F_A sobre los accesorios (excluyendo las antenas de microondas), se utilizará la siguiente ecuación:

$$F_A = q_z G_h (EPA)_A \quad \text{EC. 23}$$

Donde:

q_z = presión dinámica a la altura del eje del accesorio

G_h = factor de ráfaga

$(EPA)_A$ = área proyectada efectiva del accesorio (m^2)

Para el diseño por resistencia de los accesorios y conexiones a las estructuras de apoyo, el valor del factor será $G_h = 1.0$

Se deberá considerar el área proyectada efectiva de la cara a barlovento normal al acimut del accesorio, así como con la cara a barlovento paralela al acimut tanto para elementos planos como circulares. El área proyectada efectiva para accesorios está dada por las siguientes ecuaciones:

$$(EPA)_N = \sum (C_a A_A)_N \text{ EC. 24}$$

$$(EPA)_T = \sum (C_a A_A)_T \text{ EC. 25}$$

Donde:

C_a = Coeficiente de fuerza para accesorios

A_A = área proyectada de un componente del accesorio

$(EPA)_N$ = área transversal efectiva normal

$(EPA)_T$ = área transversal efectiva normal

El coeficiente de fuerza para accesorios C_a se detalla en la tabla 2-9 de la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018)

Tabla VI. **Coeficiente de fuerza C_a para accesorios**

Tipo de elemento	Relación de aspecto ≤ 2.5	Relación de aspecto = 7	Relación de aspecto ≥ 25
	C_a	C_a	C_a
plano	1.2	1.4	2
Cuadrado y rectangular HSS	1.2 - 2.8 (r_s) > 0.85	1.4 - 4.0 (r_s) > 0.90	2.0 - 6.0 r_s > 1.25
C < 39 [5.3] subcrítico	0.7	0.8	1.2
Circular Transicional	39 < C < 78 [5.3 < C < 10.6]	$4.14/C^{0.485}$ [1.57/C ^{0.485}]	$3.66/C^{0.415}$ [1.60/C ^{0.415}]
	C > 78 [10.6] supercrítico	$46.8/C^{1.0}$ [6.36/C ^{1.0}]	
	0.5	0.6	0.6

Fuente: elaboración propia, elaborado en formato WORD.

$$C = (K_{zt} K_z K_e)^{0.5} V_D \quad \text{EC. 26}$$

Donde:

V = velocidad básica del viento

r_s = relación de la esquina externa al ancho externo normal a la dirección del viento

De forma general, el área proyectada de cada accesorio se calcula con la siguiente ecuación:

$$(EPA)_A = K_a [(EPA)_N \cos^2 \theta + (EPA)_T \cos^2 \theta] \quad \text{EC. 27}$$

K_a = factor de blindaje, puede tener valores de 0.8 a 1.0 dependiendo de las características del accesorio

θ = ángulo relativo entre el acimut asociado con la cara normal del accesorio y la dirección del viento (°)

2.7.2. Área proyectada efectiva para soportes de antenas

Los marcos de montaje también se suman al cálculo del área proyectada efectiva. Al igual que con los accesorios, se deberá considerar el EPAN y el EPAT. Este cálculo viene dado por la siguiente ecuación:

$$(EPA)_N = (EPA)_{MN} + (EPA)_{FN} \quad \text{EC. 28}$$

$$(EPA)_T = (EPA)_{FT} + 0.5 \sum (EPA)_{FTi} + 0.5 \sum (EPA)_{MT} \quad \text{EC. 29}$$

Donde:

$(EPA)_{FT}$ = área proyectada efectiva, en un plano transversal a la cara del marco de montaje, del pórtico o celosía principal o más grande que soporta el marco de montaje (m^2).

$(EPA)_{FTi}$ = área proyectada efectiva, en un plano transversal a la cara del marco de montaje, del pórtico o de los pórticos o celosías adicional que soporta el marco de montaje (m^2).

$(EPA)_{MT}$ = área proyectada efectiva, en un plano transversal a la cara del marco de montaje, de todos los elementos del marco de montaje y los demás elementos de apoyo o retención que soportan el marco de montaje (m^2).

2.7.3. Otras áreas proyectadas efectivas importantes

Otros accesorios a los que se debe considerar el cálculo del área proyectada efectiva son los cables que alimentan los equipos de telecomunicaciones, los cuales suben por las escalerillas de cables, la escalerilla

de ascenso, las plataformas de trabajo y de descanso y todos aquellos accesorios que sirven como complemento a la estructura como tal. En el caso de los equipos a instalar, existe gran variedad de tamaños y formas que deben de calcularse de manera especial y considerando los criterios y las buenas prácticas de la ingeniería.

En la sección 2.0 de la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) se detallan los factores y parámetros a tomar en cuenta para el cálculo minucioso de las fuerzas de viento que actúan tanto en la estructura como en los accesorios.

2.7.4. Fuerza de viento en antenas de microondas

Para las antenas de microondas, es necesario calcular la fuerza axial F_{AM} , fuerza lateral F_{SM} el momento torsor M_M en base a las siguientes ecuaciones que marca la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018).

$$F_{AM}=q_z G_h C_A A \quad \text{EC. 30}$$

$$F_{SM}=q_z G_h C_S A \quad \text{EC. 31}$$

$$F_{SM}=q_z G_h C_M A D \quad \text{EC. 32}$$

Donde:

q_z = presión dinámica del viento en (N/m²)

G_h = factor de ráfaga

C_A , C_S y C_M = coeficientes en función del ángulo de viento θ de la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018)

Θ = ángulo de viento

A = área de apertura exterior de la antena microonda (m^2)

D = diámetro exterior de la antena microonda

2.8. Análisis sísmico

De acuerdo con la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018), el sismo de diseño corresponde a dos tercios del terremoto máximo considerado. Las fuerzas sísmicas no necesariamente representan riesgo para la estructura, sin embargo, se debe de asegurar a través de parámetros descritos en la norma que no es necesario contemplarlas en el análisis.

2.8.1. Procedimiento

En primer lugar, se debe de determinar el factor de importancia de la estructura tomando como base la clasificación de esta considerada en los primeros pasos del cálculo de las fuerzas de viento. Es necesario determinar un método de análisis sísmico adecuado en base al tipo de estructura, altura e irregularidades.

Se determinan los valores de aceleraciones, en función de la aceleración de la gravedad, para períodos cortos S_s y para 1 segundo S_1 . Tomando en cuenta las características del suelo, se determina la clase de sitio. Seguidamente se obtienen los valores de factores de modificación para la aceleración F_a y para la velocidad F_v . Finalmente se obtiene la aceleración espectral de diseño para períodos cortos S_{Ds} y para 1 segundo S_{D1} , en función de la aceleración de la gravedad.

2.8.2. Consideraciones especiales

Los efectos de un sismo en cualquier torre de telecomunicaciones podrán ser ignorados en los siguientes casos:

- Para las estructuras clasificadas como Clase I según su uso e importancia
- Para sitios con aceleraciones espectrales para períodos cortos S_s menores a 1.00 g
- En estructuras sin irregularidades cuyo corte sísmico total sea menor al 50 % de la carga total por viento sin hielo

Para efecto de la comprobación se podrá establecer el cálculo del corte sísmico total con el método de las fuerzas laterales equivalentes.

2.8.3. Método del análisis sísmico

La norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) proporciona cuatro métodos de análisis para la determinación de las cargas sísmicas, el método lateral equivalente, análisis modal equivalente, análisis modal y análisis tiempo-historia. Las limitaciones en el uso de cada método dependerán de la existencia de irregularidades en rigidez, masa el tipo de estructura y la altura de la torre.

Esta investigación utilizará el método de fuerza lateral equivalente.

2.8.4. Consideraciones por irregularidades

La norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) establece tres tipos de irregularidades que se deben considerar como lo son las irregularidades por torsión, en este caso, el centro de masa de una sección incluyendo accesorios,

esta desplazada una distancia mayor al 30 % de la menor dimensión en planta de la sección, respecto al eje vertical de la estructura.

La irregularidad de rigidez se refiere a la diferencia entre las rigideces flexionantes de dos secciones adyacentes es mayor al 50 %. Y por último la irregularidad de masa en donde las masas por unidad de longitud de dos secciones adyacentes varían del 200 %

2.8.5. Máximas aceleraciones de respuesta sísmica

Para terrenos no incluidos en la norma, las aceleraciones de respuesta sísmica se deberán basar en datos de sismicidad y geología de la región. Estas aceleraciones se determinarán asumiendo un 5 % de amortiguamiento y una probabilidad de excedencia del 2 % en un período de retorno de 50 años. En este caso la (AGIES, NSE 2, 2018) proporcionará los datos necesarios para el cálculo de las aceleraciones de respuesta sísmica.

2.8.6. Factor de modificación de respuesta sísmica

Estos factores se determinan en función de la clase de sitio donde se encuentra la estructura. Esta clase se basa en las características del suelo donde se planea la instalación de la estructura que, en conjunto con los valores de máximas aceleraciones de respuesta sísmica servirán para determinar los valores de los factores de modificación.

La (AGIES, NSE 2, 2018) clasifica la clase de suelo de A a E siendo la clase D un suelo rígido.

2.8.7. Aceleración de la respuesta espectral de diseño

Los valores de aceleración de la respuesta sísmica espectral de diseño para períodos cortos S_{DS} y para períodos de 1 segundo S_{D1} se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s \quad \text{EC. 33}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1 \quad \text{EC. 34}$$

2.8.8. Métodos para análisis sísmico-equivalentes

La Norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) propone que las torres arriostradas autosoportadas y torres soportadas por tensores sean analizadas sísmicamente a través de los métodos equivalentes de fuerza lateral tomando en consideración factores como las irregularidades geométricas y las irregularidades de rigidices.

2.8.8.1. Fuerza lateral equivalente

El procedimiento para seguir para el cálculo de la fuerza lateral equivalente es el siguiente:

- Determinar el peso total W de la estructura tomando en cuenta el peso de los accesorios, en torres arriostradas deber incluir el peso de la mitad superior de los cables o tensores.
- Calcular el corte sísmico total de la estructura V_s con la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{S_{DS} W I}{R} \quad \text{EC. 35}$$

Donde:

R = coeficiente de modificación de respuesta igual a 2.5 para torres arriostradas.

- Determinar la fuerza sísmica lateral FSZ para el nivel Z en base a la siguiente ecuación:

$$F_{SZ} = \frac{w_z h_z^{k_e}}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^{k_e}} V_s \quad \text{EC. 36}$$

Donde:

n = número que designa el nivel superior

i = número que designa el nivel desde la base hasta el nivel superior

z = número que designa el nivel considerado

Wz, Wi = porción de la carga gravitatoria total W asignada al nivel Z y al nivel i.

hz = altura desde la base de la estructura hasta el nivel z y al nivel i

ke = exponente de distribución de fuerzas sísmicas.

Se deberá realizar la distribución del corte sísmico en la estructura y analizarla estáticamente tomando las fuerzas sísmicas como cargas externas.

2.8.8.2. Análisis modal equivalente

Este método tiene como objetivo calcular la frecuencia fundamental de la estructura f_1 para posteriormente determinar la fuerza sísmica lateral FSZ para cada nivel Z. Luego se deberá analizar estáticamente la estructura tomando las fuerzas sísmicas como cargas externas. Este método es utilizado para torres autosoportadas.

2.8.8.3. Análisis modal

El objetivo de este método es definir el espectro de respuesta de diseño basado en un modelo matemático donde represente la distribución de masa y rigideces de la torre. La principal característica es que el número de modos mínimo-analizados deberá garantizar una participación del 85 % de la masa acumulada.

2.8.8.4. Análisis de tiempo historia

Este método elabora un modelo matemático de la estructura donde se represente la distribución de masas y rigideces, considerando una amortiguación estructural equivalente al 5 % de la amortiguación crítica. Se seleccionan dos historias del movimiento del terreno, ortogonales y correspondiente a no menos de tres eventos sísmicos registrados que sean compatibles con las características del sitio. Alternativamente se puede elaborar una historia del movimiento del terreno simulado con métodos de ingeniería sísmica adecuados.

3. DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO

La versatilidad del acero lo coloca como uno de los materiales más usados en la actualidad en diferentes áreas de la industria. En la construcción se ha utilizado ampliamente para las altas exigencias del mercado por su alto desempeño frente a los esfuerzos en donde otros materiales como el concreto no puede cubrir, alta resistencia, entre otras cualidades, convierten al acero en una de las mejores opciones para el desarrollo de proyectos de gran envergadura.

La norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018), describe el procedimiento para el análisis y diseño de las estructuras de acero utilizadas para las telecomunicaciones tomando como base principal los requerimientos de diseño de la norma (AISC 360-16, 2016) y para el concreto la norma (ACI 318-14, 2014). Cabe mencionar que los pernos de anclaje también se analizan en este capítulo como parte fundamental de las estructuras utilizadas en las telecomunicaciones.

3.1. Generalidades del acero estructural

El acero que es utilizado para la fabricación de estructuras y partes de maquinaria, se le conoce como acero estructural. El acero es una aleación de hierro y carbono, también contiene otros materiales, pero en mucha menor cantidad tales como manganeso, silicio, fósforo, azufre y oxígeno. A mayor cantidad de carbono, mayor será la resistencia, pero disminuirá la ductilidad en el acero. Los aceros se encuentran entre el hierro colado y el hierro dulce y tienen un contenido de carbón en el rango de 0.15 % al 1.7 % (Jack C, 2012).

Entre las principales características del acero estructural se encuentran: alta resistencia, uniformidad, elasticidad, durabilidad, ductilidad, tenacidad, montaje rápido, entre otros. Algunas de sus desventajas es la corrosión, cambios bruscos de sus propiedades en caso de incendio, pandeo, fatiga y fractura frágil,

3.2. Diseño de elementos de acero

La tabla 5-1 de la Norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) contiene un listado de aceros precalificados que acepta como validos algunos de estos son:

Tabla VII. **Aceros estructurales precalificados**

API 5L	Acero estructural
ASTM A36	Tubos de acero negro y galvanizados por inmersión en caliente, soldados y sin costura
ASTM A53	Tubos de acero al carbono sin costura
ASTM A106	Tubos estructurales de acero al carbono conformados en frío
ASTM A500	Tubos estructurales de acero al carbono conformados en frío, electrosoldados y sin costura, de forma circular y no circular
ASTM A501	Tubos estructurales de acero al carbono conformados en caliente, electrosoldados y sin costura
ASTM A572	Acero estructural de alta resistencia de baja aleación de columbio-vanadio

Fuente: elaboración propia, elaborado en formato WORD.

3.2.1. Aspectos generales

Los requisitos para las cargas mínimas utilizadas para el diseño de las torres arriostradas se basan en la norma (ASCE 7-16, 2016) llamada Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras. Los requisitos para el diseño de los perfiles laminados en caliente y perfiles circulares están basados en la norma (AISC 360-16, 2016) llamada Especificaciones para edificios de acero estructural. En lo que se refiere al concreto y pernos de anclaje los requisitos son tomados de la norma (ACI 318-14, 2014)

3.2.2. Diseño de elementos de acero en torres arriostradas

Para el diseño de acero es necesario chequear los límites de relación de esbeltez, la resistencia a la compresión, tensión crítica, tensión de fluencia efectiva, relación de esbeltez efectiva en los montantes, tanto para montantes como con arriostramientos.

En la sección 4.4.2 del (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) indica que la relación efectiva de esbeltez KL/r no debe exceder los siguientes parámetros:

Tabla VIII. Relación de esbeltez aceptable

Elemento	Relación
Montantes	150
Elementos comprimidos sin incluir montantes	200
Elementos secundarios	250
Elementos sometidos a tracción, sin incluir arriostramientos y cables	300

Fuente: elaboración propia, elaborado en formato WORD.

La capacidad resistente a compresión de un elemento deberá ser mayor o igual a la fuerza axial aplicada al elemento

$$P_u \leq \phi_c P_n \text{ EC. 37}$$

Donde:

$\phi_c = 0.90$ factor de resistencia para compresión por LFRD

P_n = resistencia axial nominal del elemento

$$P_n = A_g F_{cr} \text{ EC. 38}$$

Donde:

A_g = área bruta del elemento

F_{cr} = esfuerzo de tensión crítica

La tensión crítica está dada por las siguientes condiciones

$$\text{Para } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \text{ EC. 39}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F'_y \text{ EC. 40}$$

$$\text{Para } \frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \text{ EC. 41}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \text{ EC. 42}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{EC. 43}$$

KL/r = relación de esbeltez efectiva

F'_y = Tensión de fluencia efectiva

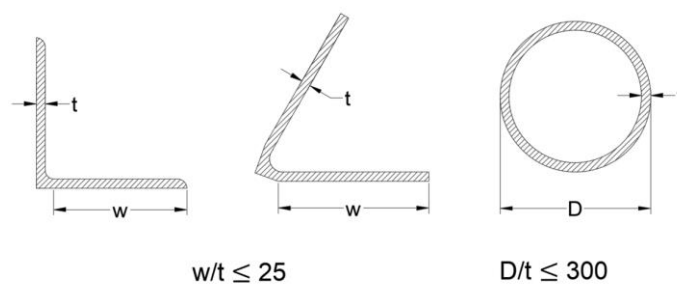
K = factor de longitud efectiva

L = longitud de un elemento sin arriostramiento lateral

r = radio de giro determinante respecto del eje de pandeo

La tensión de fluencia efectiva está relacionada con la resistencia mínima de fluencia F_y del acero a compresión y se ve afectada por la esbeltez local del elemento, la cual viene dada por la relación ancho-espesor del elemento. Según la (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) la relación ancho-espesor de los elementos nunca deberá ser superior a 25 para ángulos o mayor a 300 en perfiles tubulares como se muestra en la figura 12. Para las secciones tubulares, la tensión de fluencia efectiva F'_y , se deberá determinar de la siguiente manera:

Figura 13. **Relación de esbeltez**



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

$$\frac{D}{t} \leq 0.114 \frac{E}{F_y} \quad \text{entonces} \quad F'_y = F_y \quad \text{EC. 44}$$

$$0.114 \frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} \leq 0.448 \frac{E}{F_y} \quad \text{entonces} \quad F'_y = \left(\frac{0.0379E}{\left(\frac{D}{t}\right)F_y} + \frac{2}{3} \right) F_y \quad \text{EC. 45}$$

$$0.448 \frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} \leq 300 \quad \text{entonces } F'_y = \left(\frac{0.0377}{(D/t)} \right) E \quad \text{EC. 46}$$

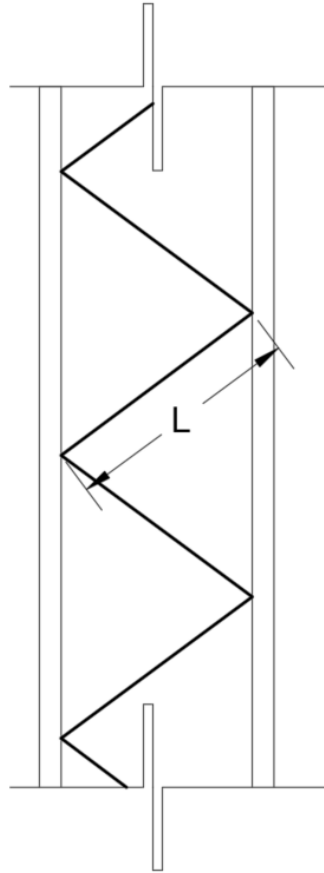
En la tabla 4.5 de la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) indica que para la relación de esbeltez efectiva en arriostramientos circulares cortados en los extremos y soldados a los montantes está dada por las siguientes condiciones:

- Si $L/r < 80$ entonces $K = 1$ EC. 47
- Si $80 \leq L/r \leq 120$ entonces $K = 0.70 + 0.30 (120 - L/r) / 40$ EC. 48
- Si $L/r > 120$ entonces $K = 0.70$ EC. 49

Donde r es el menor radio de giro y el factor K dependerá de la relación entre la longitud de arriostramiento y el menor radio de giro. Los parámetros estarán en función de la relación antes mencionada, mientras que los límites indican la relación máxima de 120 y la relación mínima de 80. Y los valores de K estarán ubicados entre 0.70 y 1.

Es importante indicar que L será la longitud no arriostrada de la estructura tal como lo muestra la figura 14. Para estos casos el arriostramiento dependerá de la distribución geométrica propuesta por el diseñador que por lo regular será simétrica en todas las secciones y en todas las caras de la estructura.

Figura 14. **Relación de esbeltez**



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

3.2.3. **Diseño de elementos a tracción**

La capacidad resistente a tracción de un elemento ϕP_n , será determinada como el menor valor entre la fluencia de sección bruta, la rotura por tracción en la sección neta o la rotura en bloque de corte, este valor deberá ser mayor o igual a la fuerza axial a tracción P_u aplicada al elemento:

$$P_u \leq \phi P_n \text{ EC. 50}$$

Donde:

ϕ_t = factor de resistencia para tracción

P_n = resistencia axial nominal a tracción del elemento

La resistencia por fluencia de la sección bruta corresponde a la falla del elemento en toda la sección transversal.

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g \text{ EC. 51}$$

Donde:

F_y = mínima resistencia a la fluencia especificada

A_g = área bruta del elemento

Además, se debe chequear la resistencia por rotura en la sección neta efectiva considerando que es en este punto en donde el elemento es más débil.

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_{en} \text{ EC. 52}$$

Donde:

ϕ_t = factor de resistencia para rotura en la sección neta efectiva

F_u = mínima resistencia a la tracción especificada

A_{en} = área neta efectiva

Se considera también la resistencia por rotura en el bloque cortante que corresponde a la falla de tracción cuando se efectúa la conexión del elemento a

un aplancha de unión a través de una cantidad de pernos y un bloque rectangular de material en la parte conectada se puede desgarrar, dicha resistencia será el menor valor entre los siguientes:

$$\phi_t P_n = \phi_t (0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \text{ EC. 53}$$

$$\phi_t P_n = \phi_t (0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \text{ EC. 54}$$

Donde:

ϕ_t = factor de resistencia para rotura en bloque cortante

A_{gv} = área gruesa sujeta a corte

A_{nt} = área neta sujeta a tracción

A_{nv} = área neta sujeta a corte

U_{bs} = 1.0 para conexiones de torres en celosía

= 0.5 para conexiones a corte con múltiples filas de pernos

3.2.4. Diseño de elementos a flexión

En el caso de la resistencia a flexión de las torres arriostradas en celosía, será mayor o igual al momento actuante en dicho elemento.

$$M_u \leq \phi_f M_n \text{ EC. 55}$$

Donde:

ϕ_f = factor de resistencia para flexión

M_n = Resistencia nominal a la flexión

La resistencia nominal a la flexión se determinará según el tipo de sección transversal del elemento.

La norma indica que no es necesario considerar las fuerzas de flexión en los elementos de arriostramiento conectados con excentricidades normales en las conexiones.

La resistencia nominal a flexión de los elementos con sección de barra circular se calculará con la siguiente ecuación:

$$M_n = F_y Z \quad \text{EC. 56}$$

Donde:

F_y = mínima resistencia a la fluencia especificada

Z = módulo resistente plástico

3.2.5. Combinación de fuerzas

Para elementos circulares tubulares y macizos, deberán cumplir con las siguientes ecuaciones de intersección para considerarse aptos ante la combinación de flexión y fuerzas axiales:

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_a P_n} < 0.2 \text{ debe cumplirse } \left| \frac{P_u}{2\phi_a P_n} \right| + \left| \frac{B_1 M_u}{\phi_f M_n} \right| \leq 1.0 \quad \text{EC. 57}$$

$$\text{Si } 0.2 \leq \frac{P_u}{\phi_a P_n} \leq 1.0 \text{ debe cumplirse } \left| \frac{P_u}{\phi_a P_n} \right| + \frac{8}{9} \left| \frac{B_1 M_u}{\phi_f M_n} \right| \leq 1.0 \quad \text{EC. 58}$$

Cuando existan excentricidades mayores a las definidas como excentricidad normal, se deberá cumplir la siguiente ecuación:

$$\left| \frac{P_u}{\phi_n F_y A} \right| + \left| \frac{M_u}{\phi_f M_n} \right| \leq 1.0 \text{ EC. 59}$$

Donde:

P_u = Fuerza axial debida a las cargas mayoradas

P_n = resistencia axial nominal

M_u = momento de flexión resultante debido a las cargas mayoradas

M_n = resistencia nominal a flexión

ϕ_a = factor de resistencia para fuerza axial de compresión y tracción

ϕ_n = factor de resistencia para fluencia bajo tensión normal

ϕ_f = factor de resistencia para flexión

B_1 = factor de amplificación, cuando se consideran efectos del desplazamiento en el análisis

3.2.6. Características y diseño de riendas

Las riendas o arriostres son el conjunto de cables y accesorios que soportan la estructura de una torre arriostrada. La función principal de estos accesorios es suministrar rigidez a estructuras esbeltas y aumentar la capacidad su capacidad de carga.

La rienda o arriostre, está formada por un cable de acero el cual es un elemento flexible que trabaja a tracción y está formado por cables más pequeños llamados cordones. Estos cordones están formados por ligamentos más

delgados llamados alambres, estos están trenzados helicoidalmente dispuestos radialmente alrededor de un cordón central llamado núcleo.

3.2.7. Diseño de cables

La capacidad resistente de los arriostres está dada por la siguiente ecuación:

$$\phi_g T_g \quad \text{EC. 60}$$

Esta ecuación debe ser mayor o igual a la máxima tracción en el elemento P_u calculada en base a las combinaciones de diseño de la siguiente manera:

$$P_u \leq \phi_g T_g \quad \text{EC. 61}$$

Donde:

$\phi_g = 0.6$ factor de resistencia para cables metálicos y 0.5 cables no metálicos según la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) sección 7

T_g = resistencia última a la rotura de la rienda

También es importante destacar que se debe chequear la resistencia última a la rotura, la cual está determinada por el menor de los siguientes valores:

- Resistencia nominal a la rotura según datos de la fabricante multiplicada por el factor de eficiencia de los accesorios en los extremos.
- La resistencia nominal a la rotura de los accesorios para fijación de los extremos o los accesorios de tensado.

En el apartado 7 de la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) se describen las características mínimas de que deben de cumplir el material de los arriostres, los accesorios homologados para fijación y tensión, así como los factores utilizados para el diseño de estas.

3.3. Diseño de placas conexiones

De acuerdo con el análisis realizado a la estructura en estudio, se obtuvieron las reacciones bajo las cuales la torre cumple con los parámetros permitidos por la norma y en basé a estas reacciones se procederá a diseñar la placa base, así como el método de anclaje a la estructura de concreto armado existente que soportará la torre arriostrada.

3.3.1. Definición e importancia

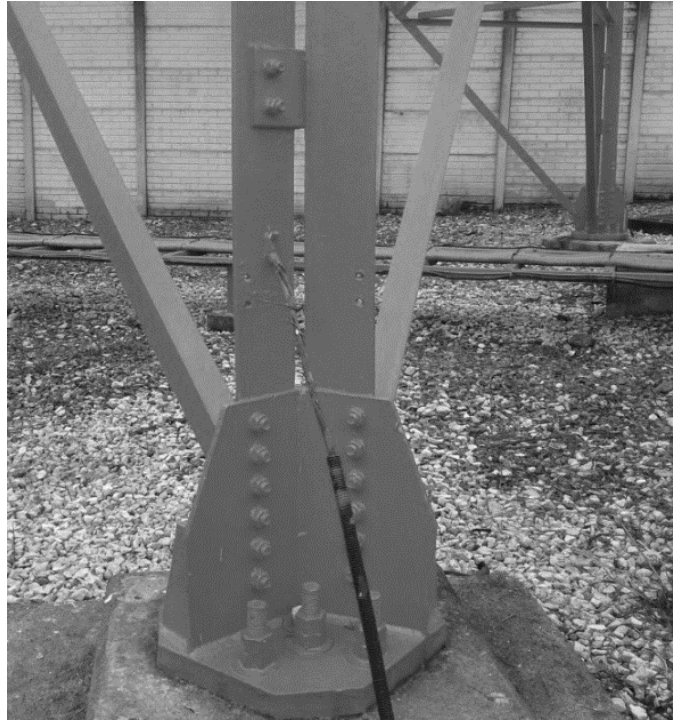
Las torres de telecomunicaciones son formadas por la unión de distintas piezas de acero. El comportamiento global de estas uniones debe asegurar que la estructura tenga la rigidez y resistencias requerida.

El objetivo de las conexiones es pasar la carga de un miembro a uno o más miembros adyacentes, por lo tanto, se deben diseñar para ser capaces de cumplir este fin de manera segura y económica en el uso de los materiales.

Las conexiones son de gran importancia ya que pueden condicionar el desempeño estructural de los elementos sujetos. Comúnmente las conexiones se clasifican según el método de sujeción o la rigidez de la conexión

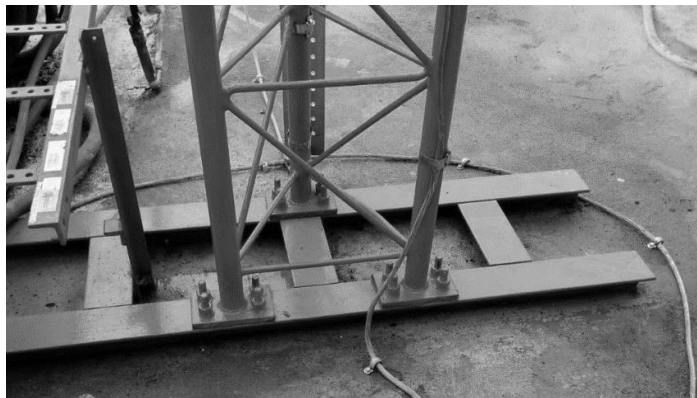
De las figuras 14 a la 17 se muestran algunos ejemplos de las conexiones generalmente utilizadas en las torres de telecomunicaciones.

Figura 15. **Conexión base, breizas y montantes**



Fuente: [Fotografía de Juan Carlos Sis]. (Campur Alta Verapaz. 2022).

Figura 16. **Conexión base viga tipo I y montantes torre arriostrada**



Fuente: [Fotografía de Juan Carlos Sis]. (Morales, Izabal. 2022).

Figura 17. **Platina de anclaje de torre arriostrada**



Fuente: [Fotografía de Juan Carlos Sis]. (Morales, Izabal. 2022)

Figura 18. **Unión pernada de dos secciones de torre arriostrada**



Fuente: [Fotografía de Juan Carlos Sis]. (Morales, Izabal. 2022).

3.3.2. Clasificación de las conexiones

Las conexiones más utilizadas en las estructuras para telecomunicaciones son las conexiones soldadas y las conexiones empernadas. En el caso de las torres arriostradas, los montantes se conectan a la placa base por soldadura y la placa base es pernada a la base de concreto o la estructura existente. Las breizas que conforman el diafragma de la torre, comúnmente son de varillas de acero soldadas a los montantes. Las conexiones soldadas hacen que la estructura sea más rígida, reduce la cantidad de elementos de uniones reduciendo de esta manera costos y trabajo de producción.

Para la unión entre secciones, comúnmente se utilizan conexiones pernadas con la ayuda de platinas. Las ventajas de este tipo de uniones, se encuentra en la facilidad para la construcción, rapidez para el montaje y facilidad para sustituir piezas dañadas.

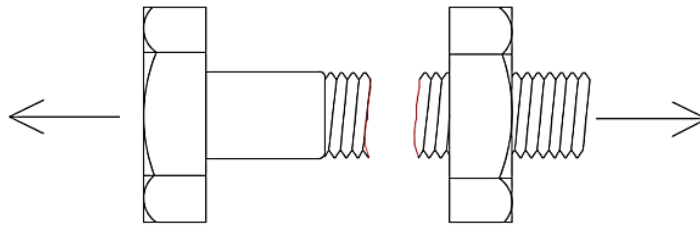
3.3.3. Comportamiento de elementos en la conexión

Los elementos que se encuentran en una conexión son los pernos, soldaduras y los elementos interconectados, placa base – montante, placa – placa. Los pernos pueden fallar por tracción, por corte o por aplastamiento, mientras que los elementos conectados, pueden fallar por aplastamiento, desgarramiento, tracción en área neta, tracción en área gruesa y bloque cortante, por lo que para el diseño se debe de chequear cada uno de estos parámetros.

Las figuras 19 al 21 muestran las fallas típicas en los pernos de conexión, estos pueden fallar por tracción, por corte simple o por doble cortante. Los pernos

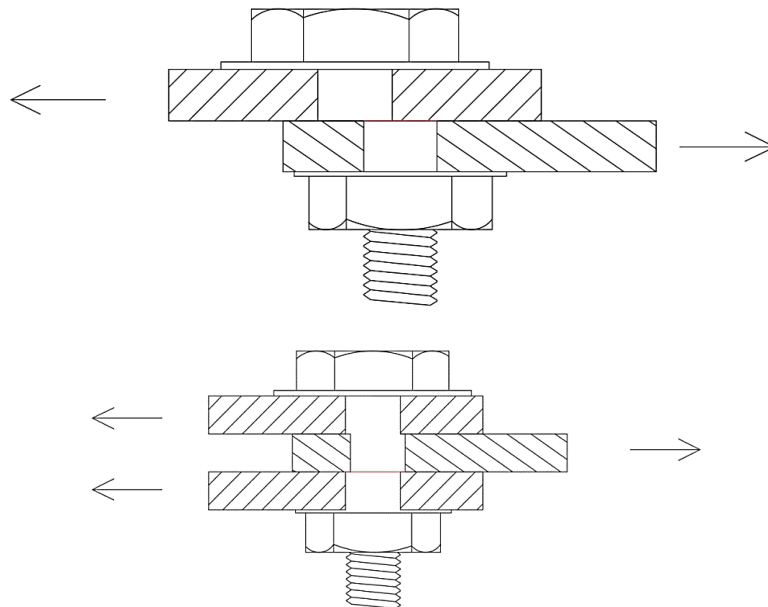
de anclaje para las torres arriostradas se diseñarán tomando en consideración las reacciones calculadas en el análisis estructural.

Figura 19. **Falla por tracción**



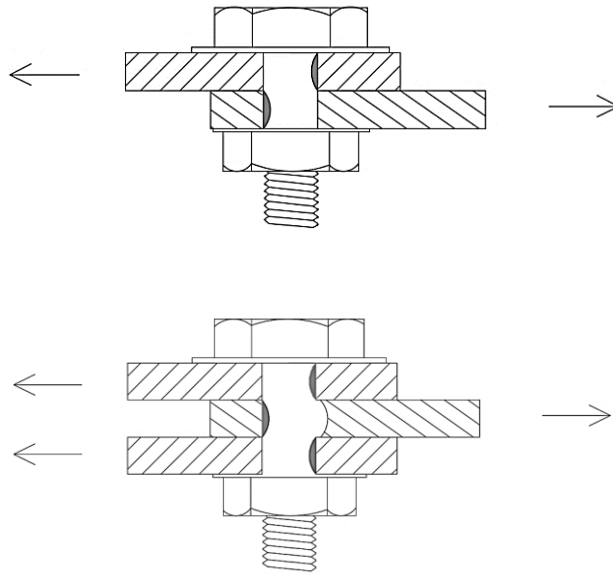
Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

Figura 20. **Falla por corte**



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

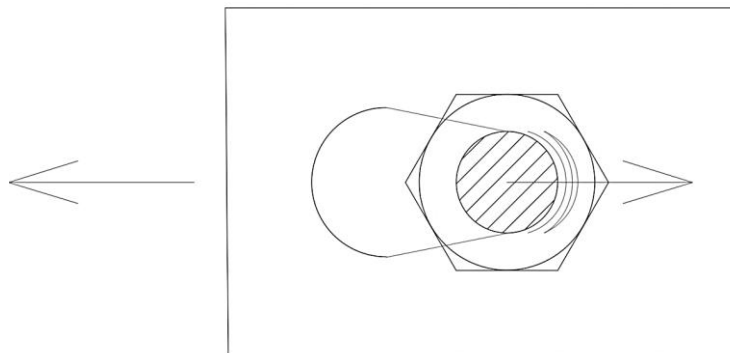
Figura 21. **Falla por aplastamiento**



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

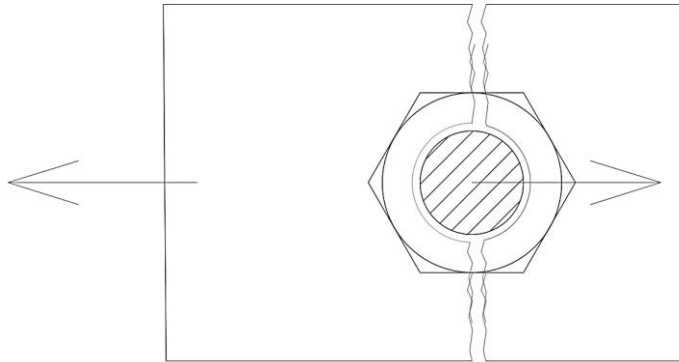
Las figuras del 22 al 26 muestran las fallas típicas en los elementos conectados.

Figura 22. **Falla por aplastamiento**



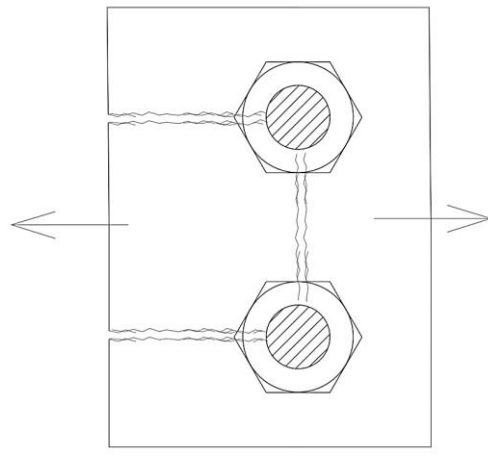
Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

Figura 23. **Tracción en área neta**



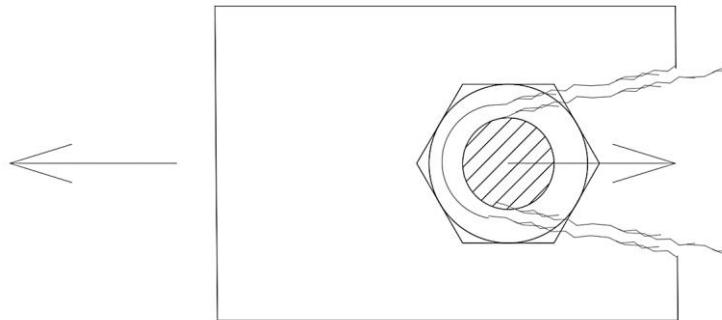
Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

Figura 24. **Bloque cortante**



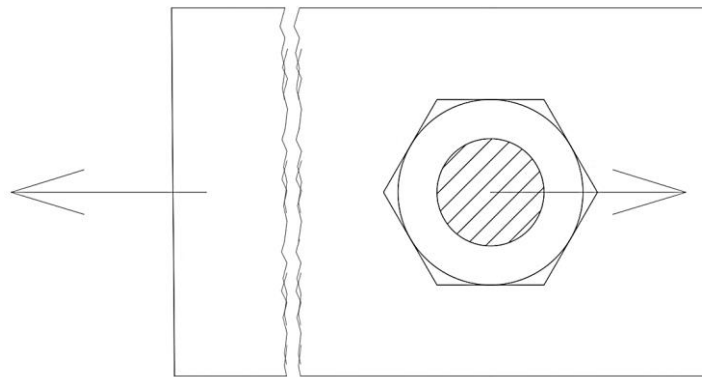
Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

Figura 25. **Falla por desgarramiento**



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

Figura 26. **Tracción en área gruesa**



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

3.3.4. **Diseño ante cargas concentradas**

La capacidad resistente a tracción de un perno se deberá tomar como ϕR_{nt} y está dada por la siguiente ecuación:

$$R_{nt} = F_{ub} A_n \quad \text{EC. 62}$$

En donde:

ϕ = factor de resistencia para pernos a tracción

F_{ub} = Mínima resistencia a tracción del perno

$A_n = 0.75A_b$, área neta de la porción roscada del perno

A_b = área nominal del perno

En cuanto a la resistencia por aplastamiento de diseño en pernos ϕR_n , se determina con la siguiente ecuación, pernos con orificios estándar, agrandados o con ranura paralela a la dirección de carga.

$$R_n = 1.2 \left(L_c + \frac{d}{4} \right) t F_u \leq 2.4 d t F_u \quad \text{EC. 63}$$

Y para orificios con ranura perpendiculares a la dirección de carga, la resistencia está dada por:

$$R_n = 1.0 (L_c) t F_u \leq 2.0 d t F_u \quad \text{EC. 64}$$

Donde:

ϕ = factor de resistencia al aplastamiento

L_c = distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del elemento conectado

F_u = mínima Resistencia a tracción de la pieza crítica conectada

t = espesor de la pieza crítica conectada

d = diámetro nominal del perno

3.3.5. Diseño de placa base de torre arriostrada

Para el diseño de las placas base de las torres arriostradas, se consideran la fuerza de compresión y tracción máximas, así como la fuerza de corte. Se consideran los montantes libres de transmitir momentos considerables en la base.

Del análisis de carga de la estructura se obtienen las siguientes reacciones

En la placa base

$$P_u = 120,825.00 \text{ N}$$

$$F_v = 111 \text{ N}$$

$$M_u = 93 \text{ N} - \text{m}$$

Donde:

P_u = Carga axial última

F_v = Fuerza cortante

M_u = Momento último

Las reacciones máximas del anclaje son:

$$P_{ug} = 44213.00 \text{ N}$$

$$F_{vg} = 35805.00 \text{ N}$$

$$T_g = 56893.00 \text{ N}$$

Donde:

P_{ug} = Fuerza axial vertical en anclaje

F_{vg} = Fuerza cortante en anclaje

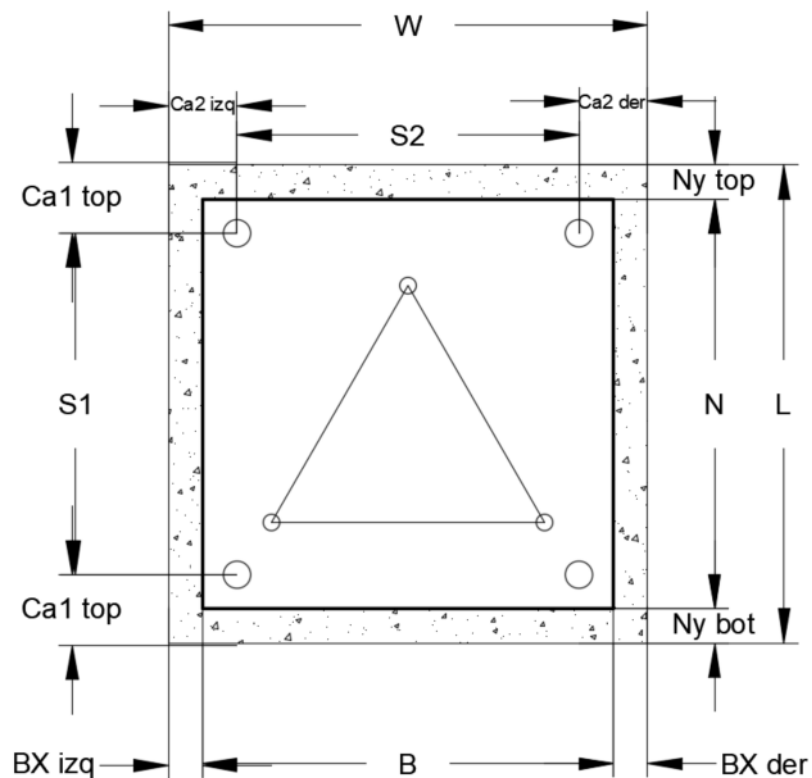
T_g = Tensión en arriostres

3.3.5.1. Diseño de conexiones estándar

La placa base sirve para distribuir los esfuerzos últimos sobre la superficie en donde estará soportada la estructura de telecomunicaciones.

A continuación, se detalla el proceso del cálculo de la placa base para la torre arriostrada de 18 mts sobre una azotea:

Figura 27. Geometría de placa base



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

Datos iniciales:

Distancia a eje entre montantes: 0.40 m

d = 442.16 mm; distancia de rostro exterior a rostro exterior entre montantes

$f_y = 345$ Mpa; esfuerzo de fluencia de columna

f_y placa = 250 Mpa; esfuerzo de fluencia de placa

E_s = Módulo de elasticidad del acero

$f'_c = 28$ Mpa

$\phi = \frac{3}{4}$ " diámetro de pernos de anclaje

$\Phi = 0.6$ factor del código LRFD

$P_u = 120.825$ kN

$M_u = 93$ N – m

$F_v = 111$ N

$A_1 = 100$ mm² área de la placa base

$A_2 = 100$ mm² área máxima de la porción de concreto soportante, que es geométricamente similar y concéntrica con el área cargada

Área requerida de la platina:

$$A_1 = \frac{P_u}{\Phi * 0.85 * f'_c * \sqrt{A_2/A_1}} \quad \text{EC. 65}$$

(Jack C, 2012)

$$A_{1\text{requerida}} = 8461.13 \text{ mm}^2$$

El lado N de la platina, se obtiene con la raíz cuadrada de A_1 por lo tanto:

$$N = 91.88 \text{ mm}$$

De la geometría de la sección de la torre, la placa base debe cumplir la siguiente condición

$$N \geq d+6\phi \text{ EC. 66}$$

Por lo que

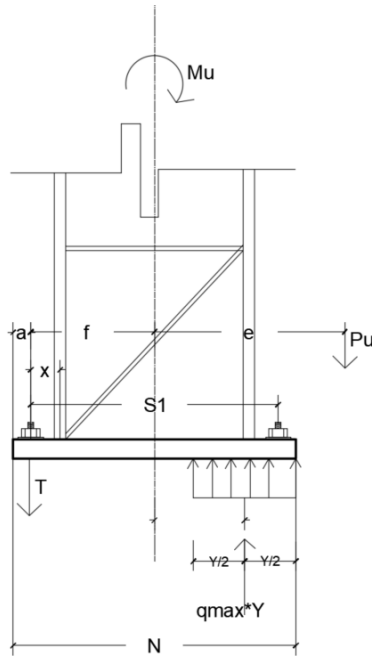
$$N = 575.51 \text{ mm; se aproximará a } 600 \text{ mm}$$

Por simetría, el lado B de la placa base será igual a N, entonces

$$B = 600 \text{ mm}$$

Para este tipo de estructura el momento no representa riesgo para el sistema, sin embargo, se debe confirmar esta hipótesis chequeando que la excentricidad e no sea menor que la excentricidad crítica ϵ .

Figura 28. **Diagrama de fuerzas y excentricidades**



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

La excentricidad e está dada por la siguiente ecuación:

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 0.00077 \text{ mm} \quad \text{EC. 67}$$

La excentricidad crítica ϵ está dada por la ecuación:

$$\epsilon = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{\max}} \quad \text{EC. 68}$$

Se tiene que

$$q_{\max} = f_{p\max} * B \quad \text{EC. 69}$$

Y

$$f_{pmax} = \Phi * 0.85 * f'_c * \sqrt{A_2/A_1} \text{ EC. 70}$$

Sustituyendo valores, se tiene que

$$\varepsilon = 292.95 \text{ mm}$$

como $\varepsilon > e$, se confirma que el momento actuante en la placa base es un momento pequeño por lo que la carga crítica es la carga axial P_u

La longitud de soporte “Y” está dada por la siguiente ecuación:

$$Y = N - 2e \text{ EC. 71}$$

Sustituyendo valores se tiene que

$$Y = 600 \text{ mm}$$

Verificando la presión de soporte $q \leq q_{m\acute{a}x}$ en donde

$$q = \frac{P_u}{Y} = 201.66 \frac{N}{mm} \text{ EC. 72}$$

podemos observar que si se cumple la condición $q \leq q_{m\acute{a}x}$.

Las ecuaciones utilizadas para el espesor de la placa están en función de la longitud m y Y de la siguiente manera

Si $Y \geq m$ entonces el espesor de la placa base es

$$t_p = 1.5 * m * \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \text{ EC. 73}$$

Si $Y < m$ el espesor de la placa base es

$$t_p = 2.11 \sqrt{\frac{f_{pmax} * Y * (m - Y/2)}{F_y}} \quad \text{EC. 74}$$

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad \text{EC. 75}$$

Y

La presión aplicada en el concreto f_p es:

$$f_p = \frac{P_u}{B * Y} \quad \text{EC. 76}$$

Sustituyendo los valores se obtiene un espesor de la placa base

$$t_p = 4.95 \text{ mm}$$

Un espesor comercial superior sería de 1/4 plg.

3.3.5.2. Definición de casos y combinaciones de carga

Los casos de carga para los cuales se diseña el acero de acuerdo con la (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) son

Combinaciones de servicio:

$$1.2D + 1.0D_g + 1.0W_0 \quad \text{EC. 77}$$

Combinaciones de diseño:

$$1.2D+1.0D_g+1.6W_0 \quad \text{EC. 78}$$

En donde

D: Carga permanente de la estructura y accesorios,

D_g: Carga permanente de las riendas

W₀: Carga de viento sin hielo

3.3.5.3. Pernos de anclaje

En los pernos de anclaje actual dos fuerzas importantes, el momento y la cortante.

En el caso del momento, se debe de chequear la falla del acero a tensión y el arrancamiento del concreto. Mientras que, para la fuerza cortante, se debe de chequear el arrancamiento del concreto lateral, el desprendimiento del concreto para anclajes lejos del borde libre y la falla del acero a corte. En el (ACI 318-14, 2014) en el capítulo 17, se detalla las ecuaciones y los factores que se necesitan para el cálculo de los pernos de anclaje ya que en este punto el acero y el concreto interaccionan para el correcto funcionamiento de la estructura en general.

Lo siguiente es revisar la resistencia a la tensión de los pernos.

Determinar longitud de soporte y tensión en los pernos

Distancia del perno al borde de la placa, a: 145 mm

Longitud f: 155 mm

La longitud de soporte Y = 600 mm

La tensión ultima Tu para momentos grandes está dada por la ecuación

$$T_u = q_{\max} * Y - P_u \text{ EC. 79}$$

Para el caso en estudio la tensión es 0 ya que toda la carga es de compresión

Determinar la resistencia a tensión del perno

La tensión aplicada en el perno se obtiene de dividir la Tensión ultima dentro de la cantidad de pernos que estarán sometidos a tensión, en este caso se consideran 2 pernos en cada lado de la placa base. por lo que $T_r = 32.0 \text{ kN}$.

La resistencia de a tensión de un perno está dada por la ecuación:

$$\phi R_n = 0.75 * 0.75 * F_u * A_r \text{ EC. 80}$$

$$\phi R_n = 73.69 \text{ kN}$$

Por lo que

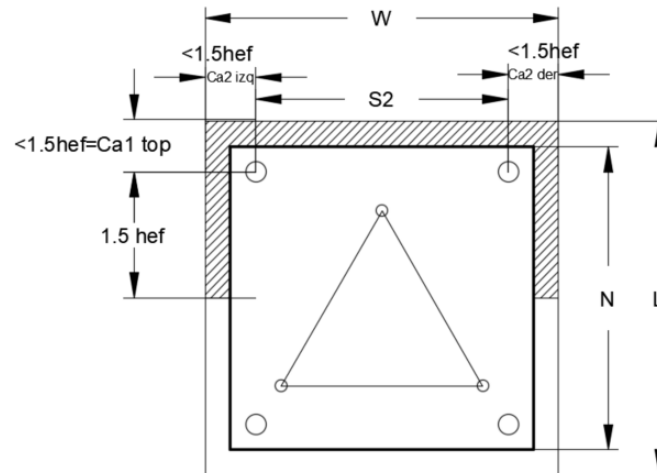
$\phi R_n > T_r$ chequeando la condición de tensión en los pernos. Ya que $T_r = 0$ por no existir cargas de tensión

Chequeo de resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto.

En el (ACI 318-14, 2014) capítulo 17 describe la ecuación para determinar el desgarramiento del hormigón.

$$N_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NC0}} \Psi_{ec,N} * \Psi_{ed,N} * \Psi_{c,N} * \Psi_{cp,N} * N_b \text{ EC. 81}$$

Figura 29. Separaciones mínimas por desgarramiento



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

De la geometría de la placa base y el pedestal de concreto se obtienen las siguientes distancias:

Distancia al borde Ca1=195 mm

Distancia al borde Ca2, izquierda: 195 mm

Distancia al borde Ca2, derecha: 195 mm

Distancia entre pernos S2: 310 mm

Máximo efecto de distancia al desgarramiento 1.5 hef: 375 mm

Cono de ruptura local de un perno

Cono de ruptura global:

$$\frac{AN}{Co} = 9hef^2 = 0.56 \text{ m}^2$$

Ya que un solo perno puede abarcar 9 veces la profundidad al cuadrado

$$ANC = \min\{(Ca1 + 1.5heff) * (Ca2izq + (S2 * (N-1)) + Ca2der) | ANCO * NT\} \text{ EC. 82}$$

$$ANC = 0.40 \text{ m}^2$$

$$\Psi_{ec,N} = 1$$

$$\Psi_{ed,N} = 0.856$$

$$\Psi_{c,N} = 1.24$$

$$\Psi_{cp,N} = 1$$

En donde:

$$\Psi_{c,N} = 1.25 \text{ para anclajes pre instalados y}$$

$$\Psi_{c,N} = 1.24 \text{ para anclajes post instalados}$$

$$N_b = \min(N_{b1}; N_{b2}) \text{ EC. 83}$$

En donde:

$$N_{b1} = k_c * f'_c{}^2 * hef^{3/2} \text{ EC. 84}$$

$$N_{b2} = 3.9 * f'_c{}^2 * hef^{5/3} \text{ EC. 85}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 81, se obtiene que, la resistencia nominal al desgarramiento del concreto es:

$$N_{cbg} = 155.40 \text{ kN}$$

La resistencia al desgarramiento último se obtiene multiplicando Ncbg por un factor $\Phi = 0.75$

$$N_{cbg}=116.55 \text{ kN}$$

Se chequea que

$$\phi N_{cbg} > T_u$$

Y en este caso cumple ya que $T_u = 0$

Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto de un perno.

Está dada por la ecuación:

$$N_{cbq} = \phi N_{pn} \text{ EC. 86}$$

$$N_{pn} = \Psi_{cp,N} * N_p \text{ EC. 87}$$

$$N_p = 8A_{brg} * f'_c \text{ EC. 88}$$

En donde A_{brg} es el área de la arandela considerada para los pernos de anclaje.

Esta condición debe chequear que N_{cbq} debe ser mayor que la tensión aplicada en el perno

$$N_{cbq} > T_r$$

Chequeo de resistencia de los pernos a corte

La resistencia de anclaje de un perno V_{sa} está dada por

$$V_{sa} = \phi * A_r * f_{u_{perno}} \text{ EC. 89}$$

En donde

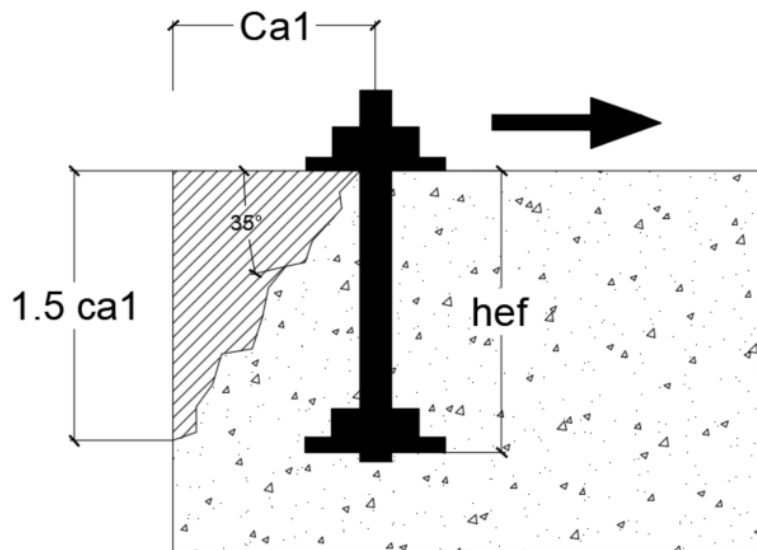
A_r = área del perno utilizado; perno utilizado de $\frac{1}{2}$ "

F_{u_perno} = límite de tensión de un perno = 1034 Mpa

$\phi = 0.60$

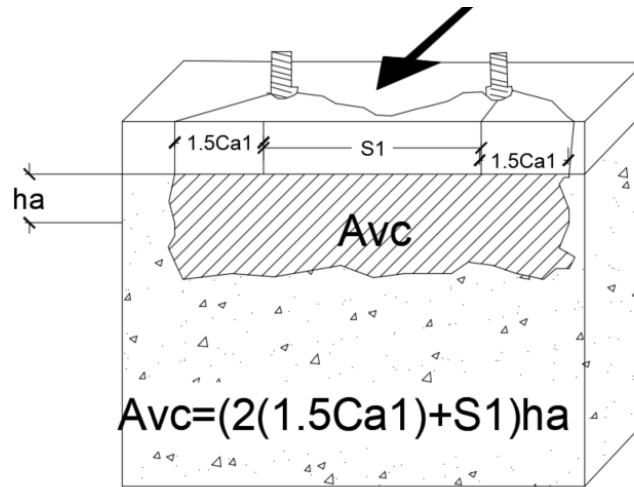
Sustituyendo valores se tiene que $V_{sa} = 78.61$ kN

Figura 30. **Reacción del perno por bajo fuerza cortante**



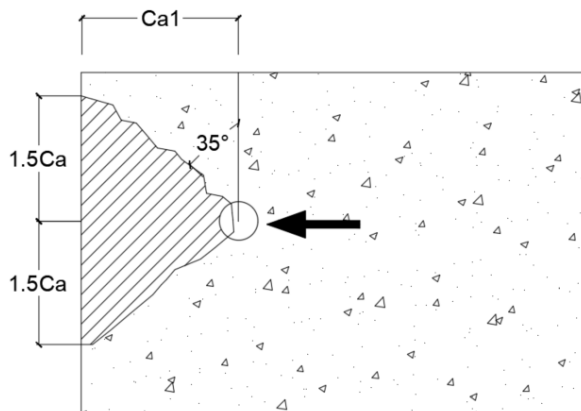
Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

Figura 31. **Reacción del perno por bajo fuerza cortante**



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

Figura 32. **Reacción del perno por bajo fuerza cortante**



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

Para determinar la resistencia nominal a la ruptura del concreto por cortante en el perno, el (ACI 318-14, 2014) establece la siguiente ecuación:

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} * \Psi_{ed,V} * \Psi_{c,V} * \Psi_{h,V} * V_b \text{ EC. 90}$$

En donde:

V_{cb} = fuerza cortante perpendicular al borde sobre un anclaje individual

A_{Vc} = proyección del área de falla

A_{Vco} = área proyectada pa un anclaje individual e un elemento alto con una distancia al borde igual o mayor a $1.5c_{a1}$.

$\Psi_{ed,V}$ = factor de modificación por cercanía al borde

$\Psi_{c,V}$ = 1 para concreto fisurado

$\Psi_{h,V}$ = factor de modificación para anclajes ubicados en un elemento de concreto, no debe tomar valores menores que 1

V_b = resistencia básica al arrancamiento del concreto en cortante de un solo anclaje en concreto fisurado

$$V_b = 0.66 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \text{ EC. 91}$$

En donde:

l_e = al valor mínimo entre 8 veces el diámetro del perno y la longitud de empotramiento

d_a = diámetro del perno

f'_c = resistencia del concreto

c_{a1} = distancia del centro del agujero al extremo más próximo del pedestal

Sustituyendo valores se obtiene que:

$$V_{cb} = 13864 \text{ kN}$$

La máxima capacidad a corte en la base es el valor mínimo entre V_{cb} y V_{sa} multiplicado por $\phi = 0.75$, por lo que

$$\phi V_n = 10398.41 \text{ kN}$$

Realizando la comparación entre el cortante último y la máxima capacidad a corte, se obtiene que los pernos propuestos están trabajando al 0.05% a corte.

Interacción de cortante y tensión:

Máximo caso de tensión:

$$\left[\left(\frac{T_u}{\phi R_{n,T}} \right)^{\frac{5}{3}} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{\frac{5}{3}} \right] \leq 1 \text{ EC. 92}$$

Máximo caso de cortante

$$\left[\left(\frac{T_r}{\phi R_{n,T}} \right)^{\frac{5}{3}} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{\frac{5}{3}} \right] \leq 1 \text{ C. 93}$$

En ambos casos se obtienen valores menores al 1 % chequeando la condición de interacción.

En resumen, se presenta el cuadro de chequeos realizado en los elementos estudiados:

Tabla IX. **Chequeos realizados**

Elemento	Relación de capacidad	chequeo
Espesor de la placa base	78%	Ok
Resistencia de concreto	2.35%	Ok
Tensión en pernos	1.35%	Ok
Rotura en el concreto	0%	Ok
Desprendimiento	0.12%	Ok
Capacidad a cortante	0.04%	Ok
Casos de interacción	0.03%	Ok

Fuente: elaboración propia, elaborado en formato WORD.

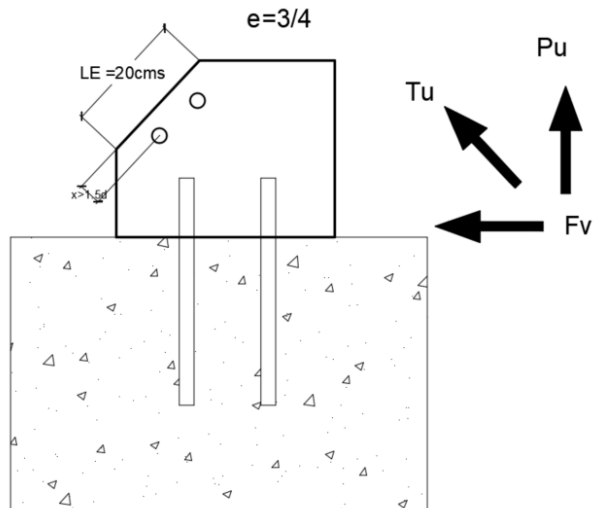
3.4. Consideraciones en la interacción de anclaje y losa de concreto

Las torres arriostradas transmiten todas las cargas al edificio a través de los anclajes de las arriostras y de la placa base. Por lo que es importante tomar en consideración que estas nuevas cargas deben transmitirse al edificio de una manera eficiente sin poner en riesgo la integridad del edificio ni mucho menos la vida humana.

3.4.1. Azotea-anclaje de cables

Para el diseño de los anclajes se toman las reacciones máximas las cuales son de tracción, corte y la tensión producida por los arriostres.

Figura 33. Anclajes para arriostras



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

Del análisis se obtiene que:

$$P_u = 44.213 \text{ kN}$$

$$T_u = 56.89 \text{ kN}$$

$$F_v = 35.80 \text{ kN}$$

$$e = \frac{3}{4} \text{ plg}$$

$$\phi \text{ pernos} = \frac{3}{4} \text{ plg}$$

La resistencia a la tensión de las varillas que sujetan las platinas está dada por:

Diseño de platina a tensión:

La resistencia a la tensión nominal es:

$$P_n = F_y A_g \quad \text{EC. 94}$$

$$P_n = 975 \text{ kN}$$

Fluencia de la sección bruta:

$$\phi_t P_n = \phi_t P_n \quad \text{EC. 95}$$

Fuente: (Jack C, 2012)

$$\phi_t P_n = 731.25 \text{ kN}$$

Resistencia a la fractura por tensión:

$$A_n = 3015.675 \text{ mm}^2$$

$$A_e = 0.9 * 3015.675 \text{ mm}^2 = 2714.10 \text{ mm}^2$$

$$P_n = F_u A_e = 678.52 \text{ kN}$$

$$\phi_t P_n = 610.67 \text{ kN} > P_u = 56.8 \text{ kN}$$

Diseño a cortante:

Resistencia a corte de un perno:

$$V_{sa} = 0.60 * A_r * F_u = 98.33 \text{ kN}$$

Dos pernos en la misma línea de acción entonces

$$V_{sa} = 196.66 \text{ kN} > F_v; \text{ OK}$$

3.4.2. Azotea-Placa base

Las torres arriostradas ejercen una carga puntual en dirección de la gravedad sobre la losa por lo que se debe chequear cual es el comportamiento de la losa ante esta nueva carga. Para distribuir en una mayor área la esta carga sobre la losa, la placa base se instala sobre un pedestal de concreto.

La resistencia a compresión del concreto se cheque de la siguiente manera:

$$P_p = 0.85 \cdot f'_c \cdot A \quad \text{EC. 96}$$

$$P_n = 0.6 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A \quad \text{EC. 97 entonces } P_n > P_u$$

4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE TORRES ARRIOSTRADAS CON LA AYUDA DE SOFTWARE

La norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) permite dos tipos de modelos aceptables para el análisis de torres de telecomunicaciones: el modelo tridimensional elástico de celosías y el modelo tridimensional elástico combinado pórticos-celosías. Las fuerzas horizontales por viento actuando sobre la estructura, se aplicarán como cargas puntuales en los nodos de unión de los montantes. Mientras que, para los accesorios, las fuerzas actuarán en la unión de las secciones considerando la posición del accesorio.

4.1. Utilización del software TNX Tower

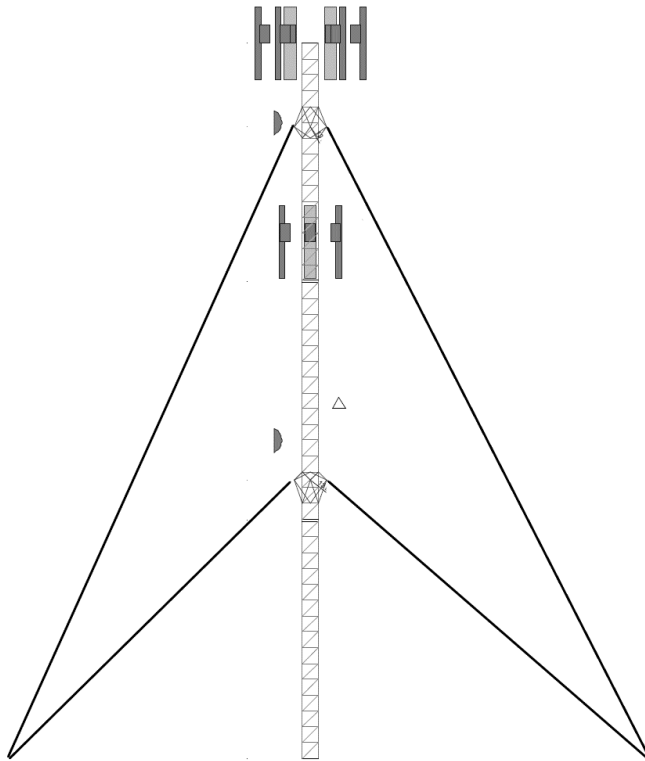
El software en mención está diseñado para el modelado, análisis y diseño de torres de telecomunicaciones, por lo que se convierte en una herramienta muy poderosa y fácil de manejar obteniendo resultados muy confiables.

Los datos iniciales para el diseño de la torre arriostrada sobre una azotea son los siguientes:

- Velocidad básica de viento: 113.0 k/h
- Clasificación de riesgo: II
- Categoría topográfica: 1
- Categoría de exposición: C
- Velocidad de viento de servicio: 70.0 k/h
- Norma de diseño: ANSI / TIA / EIA 222 G
- Altura del edificio: 6.0 m

- Altura de torre: 18.0 m (tres secciones de 6.0 m)
- Sección: triangular
- Ancho de la cara: 0.40 m
- Cargas: 6 antenas tipo panel de 3.0mx0.30mx0.30m (tres por sector) instaladas a 18.0m más 3 instaladas a 13.0m. Además, dos antenas microondas de 0.60m de diámetro instaladas a 16.0m y 8.0m

Figura 34. **Elevación de torre arriostrada de 18.0 m con accesorios**



Fuente: elaboración propia, elaborado en TNX Tower v 8.1.1.0.

Del programa se obtienen los siguientes datos:

Figura 35. Geometría de la torre

<i>Tower Section</i>	<i>Tower Elevation</i>	<i>Assembly Database</i>	<i>Description</i>	<i>Section Width</i>	<i>Number of Sections</i>	<i>Section Length</i>
	<i>m</i>			<i>m</i>		<i>m</i>
T1	24.0000-18.0000			0.4000	1	6.0000
T2	18.0000-12.0000			0.4000	1	6.0000
T3	12.0000-6.0000			0.4000	1	6.0000

Fuente: elaboración propia, elaborado en TNX Tower v 8.1.1.0.

Figura 36. Propiedades de las secciones

<i>Tower Section</i>	<i>Tower Elevation</i>	<i>Diagonal Spacing</i>	<i>Bracing Type</i>	<i>Has K Brace End Panels</i>	<i>Has Horizontals</i>	<i>Top Girt Offset</i>	<i>Bottom Girt Offset</i>
	<i>m</i>	<i>m</i>				<i>mm</i>	<i>mm</i>
T1	24.0000-18.0000	0.3983	Z Brace	No	Yes	0	25
T2	18.0000-12.0000	0.3966	Z Brace	No	Yes	25	25
T3	12.0000-6.0000	0.3983	Z Brace	No	Yes	25	0

Fuente: elaboración propia, elaborado en TNX Tower v 8.1.1.0.

Figura 37. Tipo de materiales utilizados

<i>Tower Elevation</i>	<i>Leg Type</i>	<i>Leg Size</i>	<i>Leg Grade</i>	<i>Diagonal Type</i>	<i>Diagonal Size</i>	<i>Diagonal Grade</i>
<i>m</i>						
T1 24.0000-18.0000	Pipe	P 1 1/4 SCH40	A53-B-42 (290 MPa)	Solid Round	13	A36 (248 MPa)
T2 18.0000-12.0000	Pipe	P 1 1/4 SCH40	A53-B-42 (290 MPa)	Solid Round	13	A36 (248 MPa)
T3 12.0000-6.0000	Pipe	P 1 1/4 SCH40	A53-B-42 (290 MPa)	Solid Round	13	A36 (248 MPa)

Fuente: elaboración propia, elaborado en TNX Tower v 8.1.1.0.

Figura 38. **Combinaciones**

<i>Comb. No.</i>	<i>Description</i>
1	Dead Only
2	1.2 Dead+1.0 Wind 0 deg - No Ice+1.0 Guy
3	1.2 Dead+1.0 Wind 90 deg - No Ice+1.0 Guy
4	1.2 Dead+1.0 Wind 180 deg - No Ice+1.0 Guy
5	Dead+Wind 0 deg - Service+Guy
6	Dead+Wind 90 deg - Service+Guy
7	Dead+Wind 180 deg - Service+Guy

Fuente: elaboración propia, elaborado en TNX Tower v 8.1.1.0.

Figura 39. **Chequeo de pernos**

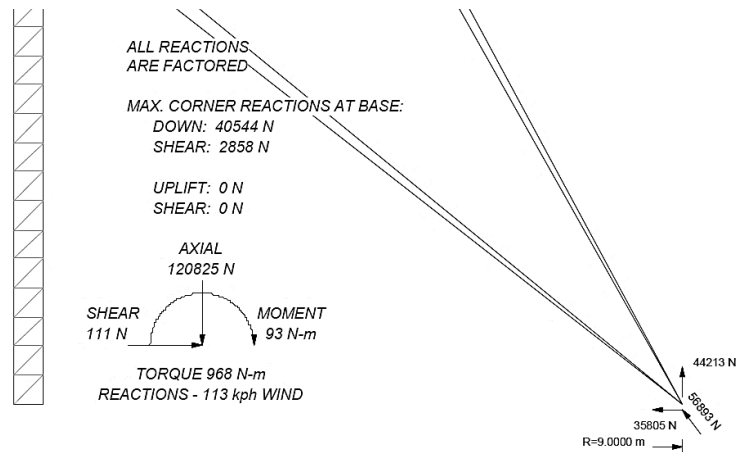
<i>Section No.</i>	<i>Elevation m</i>	<i>Component Type</i>	<i>Bolt Grade</i>	<i>Bolt Size mm</i>	<i>Number Of Bolts</i>	<i>Maximum Load per Bolt N</i>	<i>Allowable Load per Bolt N</i>	<i>Ratio Load Allowable</i>	<i>Allowable Ratio</i>	<i>Criteria</i>
T1	24	Leg	A325N	13	4	2092.68	56807.78	0.037 ✓	1	Bolt Tension
T2	18	Leg	A325N	13	4	3645.56	56807.78	0.064 ✓	1	Bolt Tension
T3	12	Leg	F1554-36	13	4	3141.01	27457.00	0.114 ✓	1	Bolt Tension

Fuente: elaboración propia, elaborado en TNX Tower v 8.1.1.0.

El programa despliega el chequeo de cada uno de los elementos de la torre arriostrada, cables, montantes y breizas. En este caso la estructura en general se encuentra esforzada al 61.5 % de su capacidad, siendo una breiza en diagonal la más exigida. En el Apéndice 7 se muestran a detalle los resultados obtenidos.

Del análisis del programa se obtienen las reacciones en la base de la torre y las reacciones en los puntos de anclaje de los arriostres para proceder con el diseño de estas con la ayuda del software Risa 3D.

Figura 40. **Reacciones en placa base y puntos de anclaje**



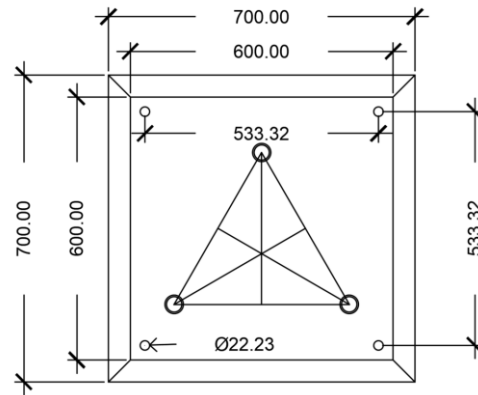
Fuente: elaboración propia, elaborado en TNX Tower v 8.1.1.0.

4.2. **Diseño de placa base por elementos finitos software Risa 3D**

El Risa 3D es un software para análisis y diseño de todo tipo de estructuras. Aquí se modelará la placa base para analizar su comportamiento ante las reacciones encontradas.

De acuerdo con los cálculos anteriores, la placa base a chequear es de 0.60m x 0.60m con un espesor de 1/4" y los pernos de anclaje serán de 1/2" de diámetro por 0.25 m de longitud, empotrados sobre un pedestal de concreto de 0.70 m x 0.70m x 0.20m. acero A36 $f_y = 250$ MPa y $F_u = 400$ MPa

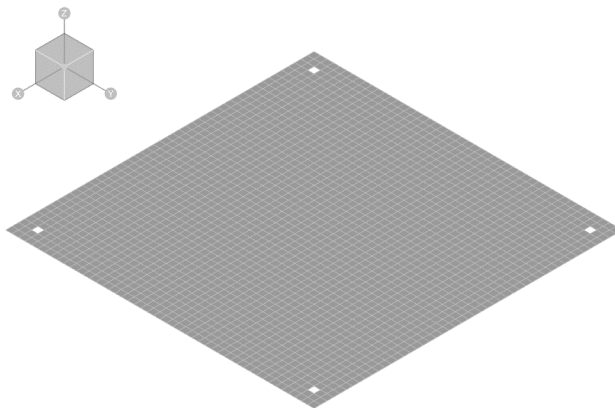
Figura 41. **Placa base en pedestal**



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCad.

En la figura 34 se muestra el modelo de la placa base tridimensional por el método de elementos finitos en el software Risa 3D.

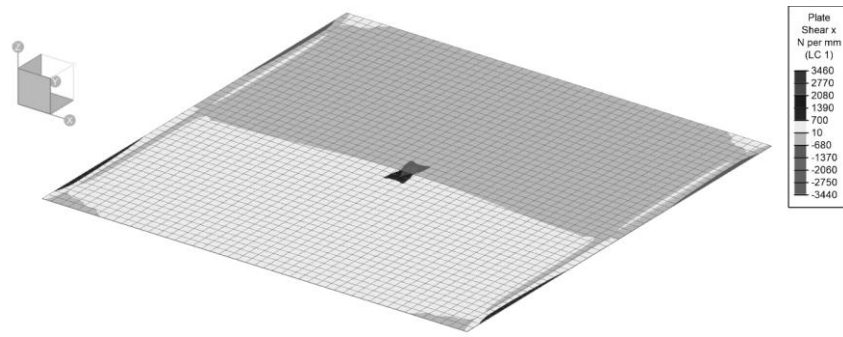
Figura 42. **Modelo de placa por elementos finitos**



Fuente: elaboración propia, elaborado en Risa 3D.

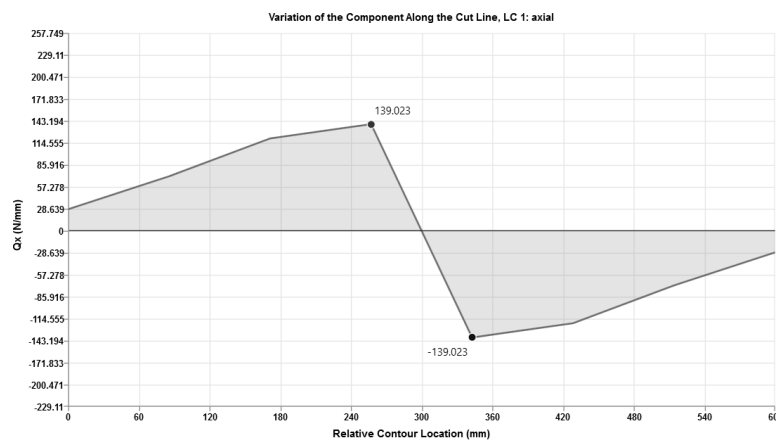
Como puede observarse en la figura 35 y 36 el diagrama de corte en x producido por la carga axial, el corte máximo es de 1.7 kN.

Figura 43. Diagrama de corte en X



Fuente: elaboración propia, elaborado en Risa 3D.

Figura 44. Diagrama de corte en X

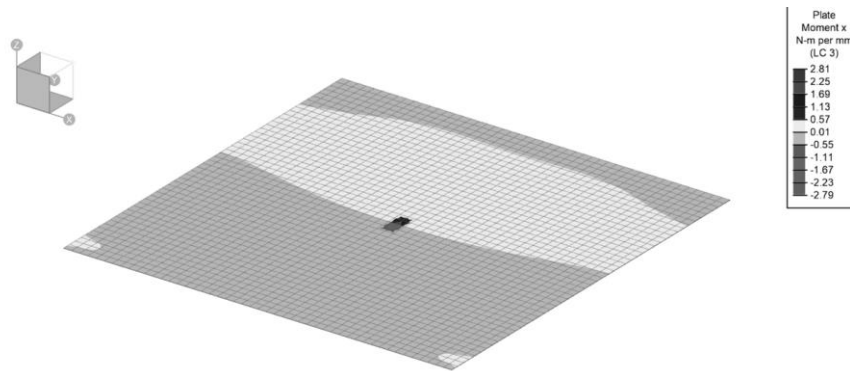


Fuente: elaboración propia, elaborado en Risa 3D.

En la figura 37, se observa que los momentos andan por el orden de 2.81 N-m/mm por lo que comprueba que los pernos de anclaje no trabajaran en

tensión. En el caso de los esfuerzos cortantes en los pernos también se encuentran en el orden de 0.01 N/mm por lo que los pernos no resistirán esfuerzos cortantes.

Figura 45. **Diagrama de momento en X**



Fuente: elaboración propia, elaborado en Risa 3D.

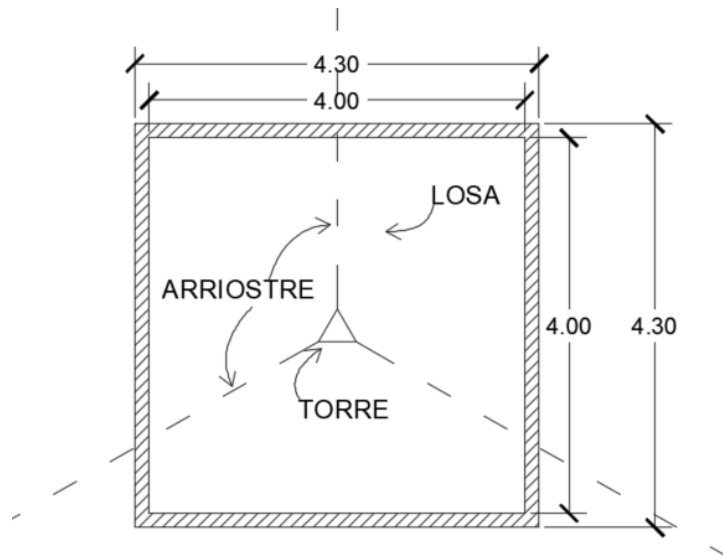
4.3. **Análisis de cargas inducidas a azotea**

La carga que se induce a la losa del edificio es una carga vertical en dirección de la gravedad. Esta carga vertical induce un cortante a la losa e incrementa los momentos flexionantes. La ubicación más crítica para la losa del edificio es el centro de la luz ya que en este punto el momento es máximo.

Para contrarrestar el cortante inducido por la carga puntual de la torre, se deberá incrementar el peralte de la losa en ese punto y eso se consigue fundiendo un pedestal de espesor mayor o igual al espesor de la losa existente. Entonces los chequeos a realizar para el análisis serán: verificar que el A_s a flexión cumpla con el nuevo momento y el cortante inducido es menor al cortante V_c que soporta el concreto por si solo o si requiere un área de acero por cortante. En este caso

se realizará el análisis de la carga axial ubicada al centro de una losa tradicional armada en dos direcciones con un espesor de $t = 0.12$ con extremos continuos.

Figura 46. **Ubicación de la torre sobre la losa**



Fuente: elaboración propia, elaborado en AutoCAD.

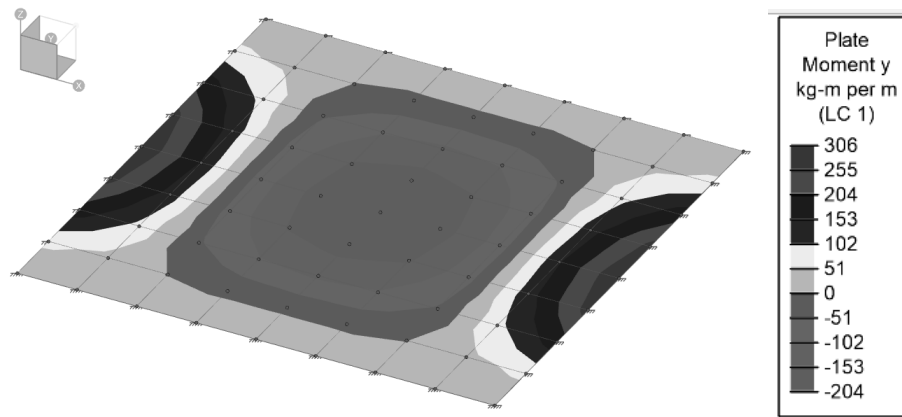
De acuerdo con el (ACI 318-14, 2014) el espesor de la losa debe tener como mínimo 0.09m por lo que la losa analizada cumple con esta condición.

El acero mínimo para la losa es de 4.27cm^2 y el momento que resiste es de 881.60 kg-m. El momento máximo positivo en la losa, producido por su peso propio y la carga viva, es de 89.75 kg-m por lo que está muy por debajo del momento resistente de la losa.

La resistencia a corte de la losa es de 2535 kg mucho mayor que el cortante en la losa por lo que también chequea a corte. De la figura 47 a la 51

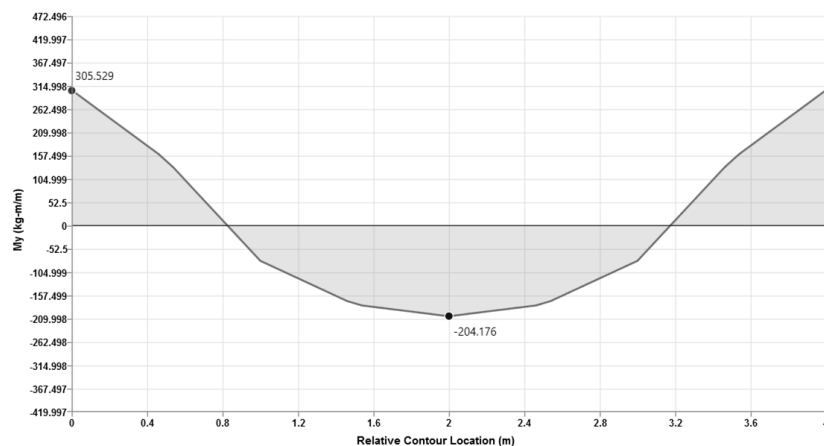
se muestran los diferentes diagramas de las combinaciones de la carga muerta y la carga viva actuando en la losa en donde está apoyada la estructura.

Figura 47. **Diagrama de momento en Y**



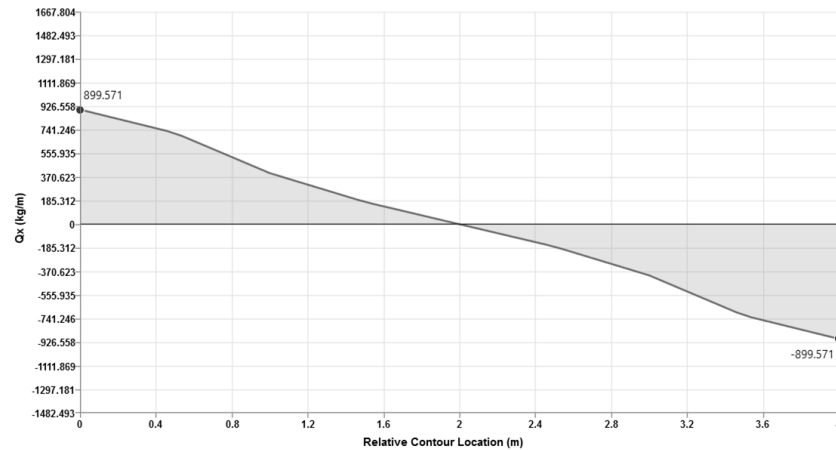
Fuente: elaboración propia, elaborado en Risa 3D.

Figura 48. **Diagrama de momento en Y**



Fuente: elaboración propia, elaborado en Risa 3D.

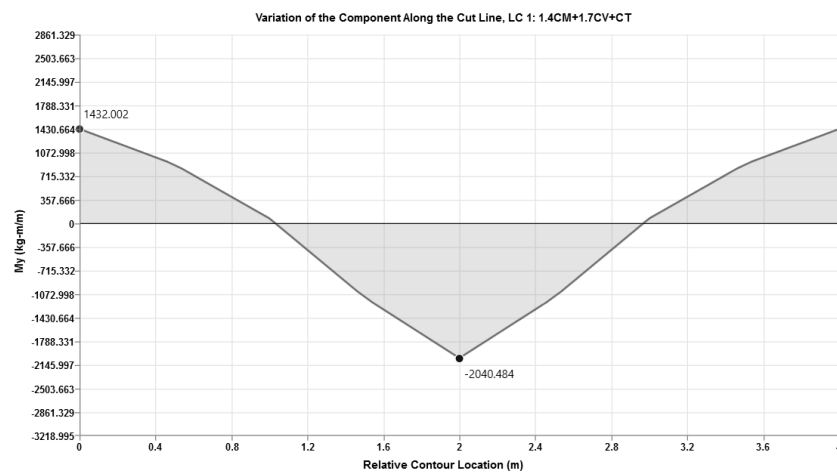
Figura 49. Diagrama de cortante en X



Fuente: elaboración propia, elaborado en Risa 3D.

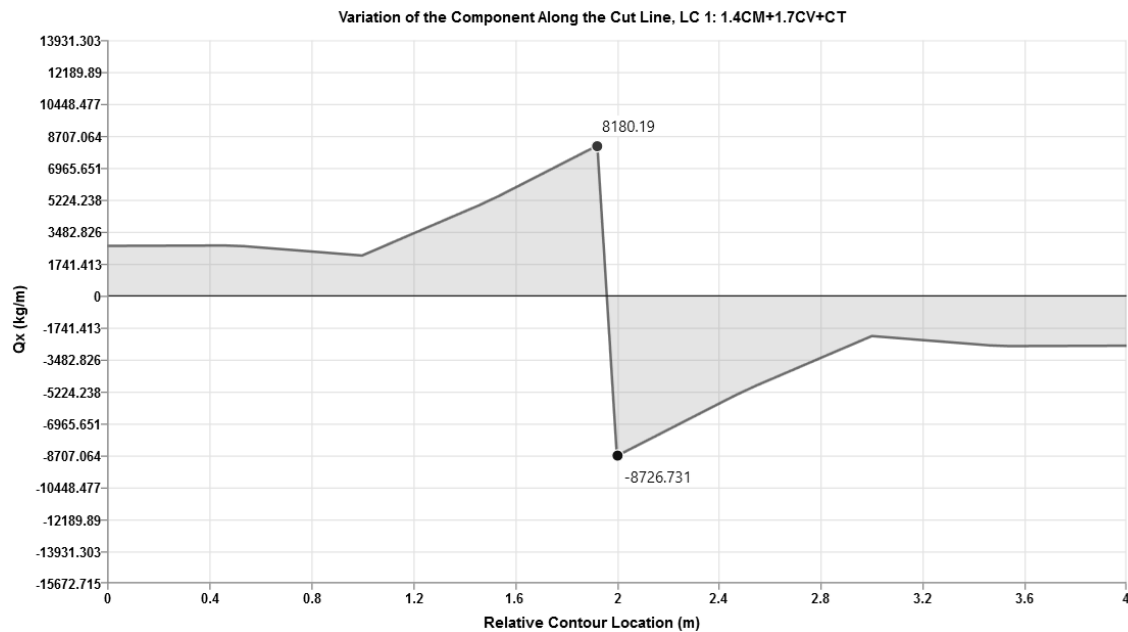
Al aplicarle la carga axial que produce la torre, se obtiene un esfuerzo cortante considerable en la zona central de la losa.

Figura 50. Diagrama de momento en Y con carga de torre



Fuente: elaboración propia, elaborado en Risa 3D.

Figura 51. Diagrama de cortante en X con carga de torre



Fuente: elaboración propia, elaborado en Risa 3D.

El área de acero a flexión para el nuevo momento es 0.43 plg²/pie, lo que equivale a colocar varillas No 4 separadas a 14 cms. Por lo crítico de la ubicación de la torre se debe de chequear esta condición para autorizar la implementación del proyecto.

En cuanto al cortante producido por las fuerzas de la torre, se debe incrementar el peralte de la losa en este punto por lo que es importante la construcción del pedestal para distribuir de mejor manera las fuerzas de corte. El pedestal propuesto sobre la losa es de 0.20m*0.70m*0.70m descrito anteriormente.

CONCLUSIONES

1. A través de la aplicación de las normas (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) y las NSE de AGIES se establece que, debido a la localización de la carga y la ubicación de los anclajes las cargas de compresión se distribuyen axialmente sin excentricidades, por lo que no existen esfuerzos de corte ni momentos en la placa base, por lo cual se hace necesario realizarse chequeos cuando la carga no esté distribuida simétricamente.
2. La torre con todos sus accesorios, induce en la losa del edificio una carga axial y un aumento de los momentos flexionantes, sobre todo si la ubicación de la torre es al centro de la luz de la losa, esto debido al incremento de esfuerzos. Aspectos como el espesor de la losa, distancia entre apoyos, altura del edificio armado de la losa, son factores de indicarán si es factible la instalación de este tipo de estructuras.
3. Para el análisis y diseño de la estructura arriostrada para telecomunicaciones se utilizó la norma ANSI/TIA/EIA 222 H; esta norma es exclusivamente para todo lo relacionado a las torres de telecomunicaciones y que se auxilia con normas como el ACI 318 S para el concreto y pernos de anclaje, así como de AISC 360-05. Por lo que puede usarse de base para la incorporación de una normativa con parámetros nacionales como el viento y los parámetros sísmicos.

RECOMENDACIONES

1. Se deberá recabar toda la información estructural de la losa, tal como la separación de las varillas longitudinales a flexión, luz entre apoyos, espesor, el grado del acero utilizado, resistencia del concreto y todos aquellos datos que se requieran para realizar una evaluación completa.
2. Se debe realizar una evaluación estructural cada vez que se realice un incremento de la carga en la torre, esto para asegurar que no se induzcan excentricidades en la base que ponga en riesgo los pernos de anclaje. Es importante tener un registro del cambio o instalación de nuevos equipos que facilite la evaluación estructural.
3. La empresa de telecomunicaciones debe realizar mantenimiento constantemente a la torre y los accesorios de anclaje, debiendo realizar inspecciones visuales en la losa en búsqueda de grietas o fisuras provocadas por la oscilación permisible de la torre. En el apartado 14 de la norma (ANSI/TIA/EIA-222H, 2018) se describe el procedimiento establecido para el mantenimiento y condiciones de evaluación, siendo responsabilidad de la empresa contratar personal calificado para esta actividad y garantizar su correcta operación y funcionamiento.

REFERENCIAS

1. American Concrete Institute (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural* (ACI 318 S). Estados Unidos: "Autor".
2. American Institute of Steel Construction (1999). Load and Resistance Factor. Estados Unidos: "Autor".
3. American Institute of Steel Construction (2005). Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360-05). Estados Unidos: "Autor".
4. American Institute of Steel Construction (2010). AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Estados Unidos. Autor.
5. American Institute of Steel Construction (2010). Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360-05 13° edition. 2010). Estados Unidos: "Autor".
6. American Institute of Steel Construction (2010). Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360-10,14 edition). Estados Unidos: "Autor".
7. American Institute of Steel Construction AISC (1989). ASD Manual 9th Edition. Estados Unidos: "Autor".
8. American National Standard (2017). ANSI/TIA/EIA (222H-2018). Estados Unidos: "Autor".

9. American Society Of Civil Engineers (2002). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-02). Estados Unidos: "Autor".
10. American Society of Civil Engineers (2005). Minimum Design Loads for Building and other Structures (ASCE/SEI 7-05). Estados Unidos: "Autor".
11. American Society of Civil Engineers (2010). Minimum Design Loads for Building and other Structures (ASCE/SEI 7-10). Estados Unidos: "Autor".
12. ANSI/TIA 222 F (1996). Structural Standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures. Estados Unidos: "Autor".
13. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (2018). *Normas de seguridad estructural de edificios (NSE 3)*. Guatemala: "Autor".
14. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (2018). *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: "Autor".
15. Boj Guare, E. A (2013). Metodología de Optimización en el Diseño de Estructuras Metálicas de Soporte Para Antenas de Telecomunicaciones en la Industria Celular (tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala.

16. Chopra, A. K. (1995). Dynamics of Structures. Estados Unidos: Prentice-Hall, Inc.
17. Cohen, E., & Perrin, H. (1957). Design of Multi-leveled Guyed Towers: Wind Loading. Estados Unidos: Journal of the Structural Division.
18. Dean, D.L. (1961). Static and Dynamic Analysis of Guy Cables. Estados Unidos: Journal of the Structural Division.
19. Fleming, J.F. (mayo 1979). Nonlinear Static Analysis of Cable-Stayed Bridge Structures. *Computers & Structures*, volume (10), 621-633.
20. Harrison, H.B. (1973). Computer Methods in Structural Analysis. Estados Unidos: Prentice-Hall, Inc.
21. McCormac R., Jack C., & Brown N. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado. Octava edición*. Estados Unidos: Editorial Alfaomega.
22. McCormac, J. J. (1987). *Diseño de estructuras metálicas*. México, Editorial Electrocomp.
23. NILSON, A. H. *Diseño de estructuras de concreto 12a ed.* Colombia: McGraw Hill.
24. Research Council on Structural Connections (2002). Specification for Structural Joint Using High-Strength Bolts. Estados Unidos: "Autor".

APÉNDICES

Apéndice 1. Factor de probabilidad de dirección del viento

Tipo de estructura	Kd
Estructuras de celosía autosoportadas de sección triangular o rectangular	0.85
Todas las demás estructuras en celosía con secciones transversales distintas de las triangulares, cuadradas o rectangulares	0.95
Estructuras de postes tubulares que soportan accesorios expuestos y para el diseño de resistencia de accesorios	0.95
Estructuras de postes tubulares que soportan antenas encerradas dentro de una cubierta cilíndrica, con o sin bandera o estructuras tubulares que no soportan accesorios	1.0

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 2. Factores de importancia

Categoría de riesgo	Espesor de hielo	Sismo
I	N/A	N/A
II	1.00	1.00
III	1.15	1.25
IV	1.25	1.50
La carga de hielo y sismo no aplican a la categoría 1		

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 3. Factor de elevación del suelo

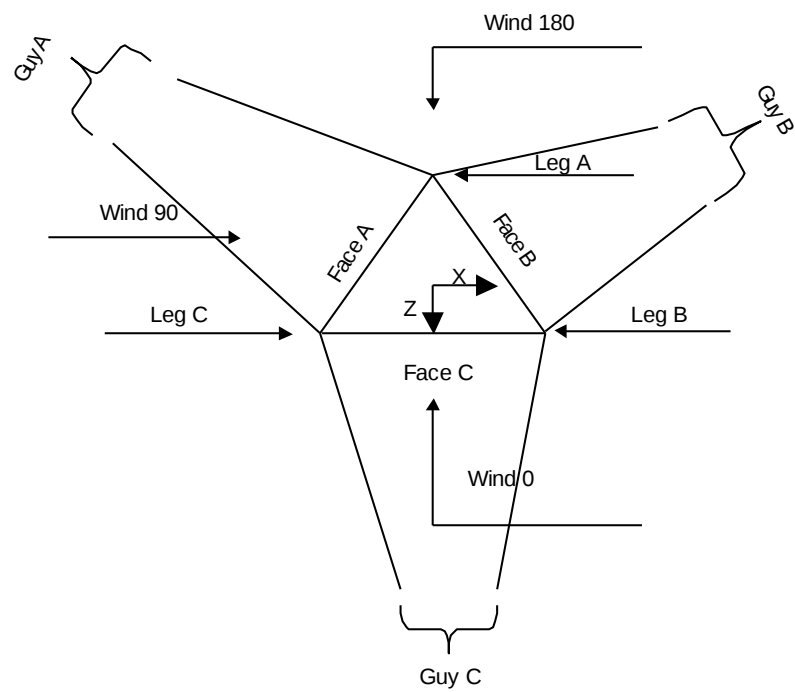
Elevación Z_s		Factor por elevación K_e
Pies	metros	
< 0	< 0	1.0
0	0	1.0
1000	305	0.96
2000	610	0.93
3000	914	0.90
4000	1219	0.86
5000	1524	0.83
6000	1829	0.80
>6000	>1829	Ver nota 2

Notas:

1. Z_s = elevación media de la base de la estructura sobre el nivel del mar (negativo bajo el nivel del mar).
2. El factor K_e se determinará a partir de la tabla mediante interpolación
3. K_e podrá ser 1.0 para toda elevación Z_s

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 4. Mapa de elementos de la torre arriostrada



Face Guyed

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 5. Resumen de fuerzas totales

Load Case	Vertical Forces <i>N</i>	Sum of Forces <i>X</i> <i>N</i>	Sum of Forces <i>Z</i> <i>N</i>	Sum of Torques <i>N-m</i>
Leg Weight	1792.76			
Bracing Weight	1841.58			
Total Member Self-Weight	3634.34			
Guy Weight	1328.75			
Total Weight	11896.38			
Wind 0 deg - No Ice		363.81	-8014.33	-41
Wind 90 deg - No Ice		8090.61	-224.00	-14
Wind 180 deg - No Ice		-46.58	7891.75	130
Total Weight	11896.38			
Wind 0 deg - Service		139.61	-3075.44	-16
Wind 90 deg - Service		3104.70	-85.96	-5
Wind 180 deg - Service		-17.88	3028.40	50

Fuente: elaboración propia..

Apéndice 6. Chequeo de arriostramiento

Section No.	Elevation <i>m</i>	Size	Initial Tension <i>N</i>	Breaking Load <i>N</i>	Actual T_u <i>N</i>	Allowable ϕT_n <i>N</i>	Required S.F.	Actual S.F.
T1	21.8850 (A) (301)	13 EHS	11965.71	119657.32	15957.41	71794.28	1.000	4.499 ✓
	21.8850 (A) (302)	13 EHS	11965.71	119657.32	16925.35	71794.28	1.000	4.242 ✓
	21.8850 (B) (295)	13 EHS	11965.71	119657.32	14077.64	71794.28	1.000	5.100 ✓
	21.8850 (B) (296)	13 EHS	11965.71	119657.32	14226.12	71794.28	1.000	5.047 ✓
	21.8850 (C) (289)	13 EHS	11965.71	119657.32	15688.56	71794.28	1.000	4.576 ✓
	21.8850 (C) (290)	13 EHS	11965.71	119657.32	16135.61	71794.28	1.000	4.449 ✓
T2	13.0000 (A) (319)	13 EHS	11965.71	119657.32	12475.21	71794.28	1.000	5.755 ✓
	13.0000 (A) (320)	13 EHS	11965.71	119657.32	12990.45	71794.28	1.000	5.527 ✓
	13.0000 (B) (313)	13 EHS	11965.71	119657.32	12193.77	71794.28	1.000	5.888 ✓
	13.0000 (B) (314)	13 EHS	11965.71	119657.32	12365.83	71794.28	1.000	5.806 ✓
	13.0000 (C) (307)	13 EHS	11965.71	119657.32	12555.32	71794.28	1.000	5.718 ✓
	13.0000 (C) (308)	13 EHS	11965.71	119657.32	12863.90	71794.28	1.000	5.581 ✓

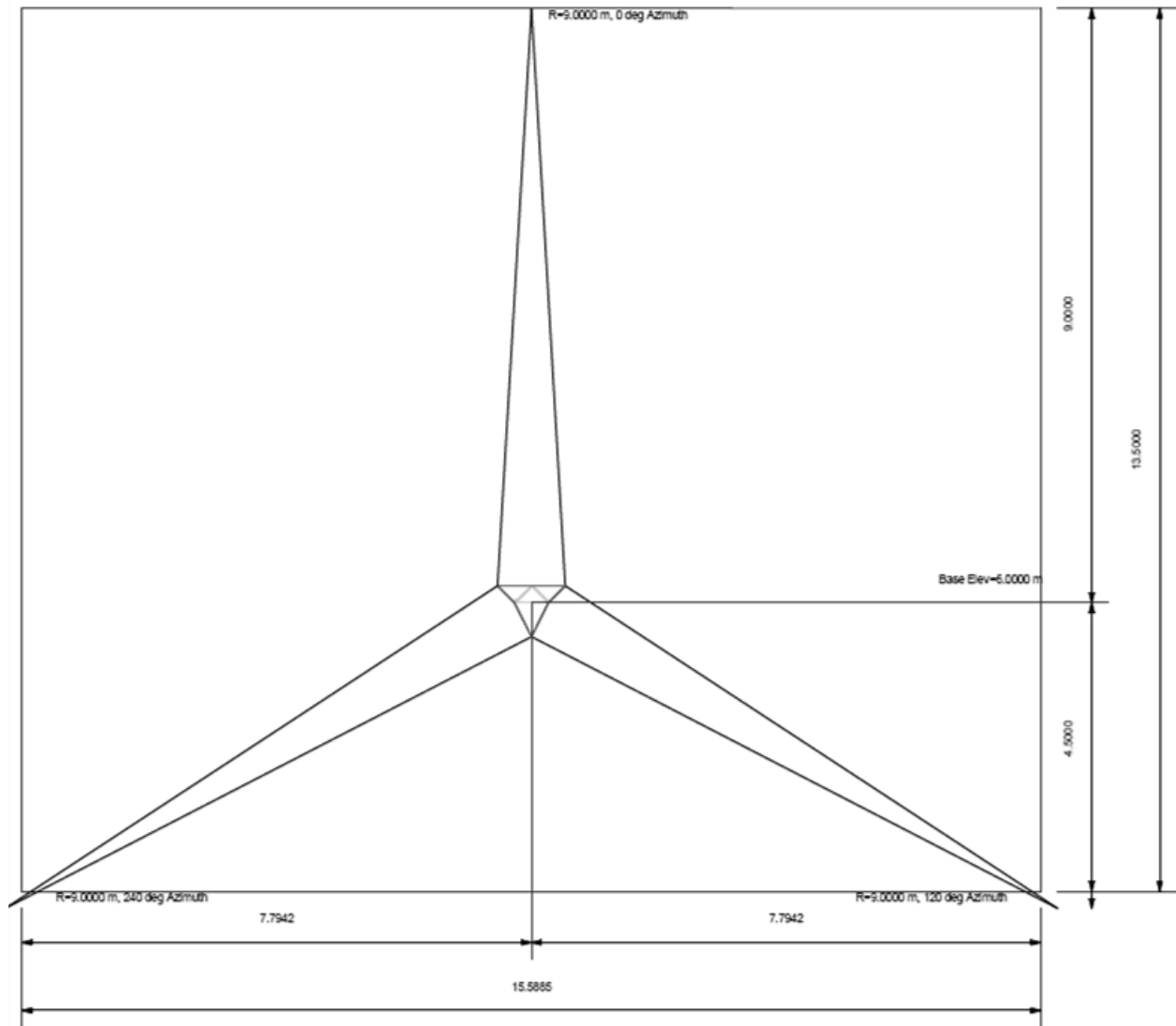
Fuente: elaboración propia.

Apéndice 7. Resumen de capacidad por elemento

Section No.	Elevation m	Component Type	Size	Critical Element	P N	ϕP_{allow} N	% Capacity	Pass Fail
T1	24 - 18	Leg	P 1 1/4 SCH40	3	-31542.64	95404.99	33.1	Pass
		Diagonal	13	52	-3812.65	7799.82	48.9	Pass
		Horizontal	13	85	-2370.08	14499.33	16.3	Pass
		Top Girt	13	5	-1326.34	14499.33	9.1	Pass
		Bottom Girt	13	8	-552.88	14499.33	3.8	Pass
		Guy A@21.885	13	302	16925.35	71794.28	23.6	Pass
		Guy B@21.885	13	296	14226.12	71794.28	19.8	Pass
		Guy C@21.885	13	290	16135.61	71794.28	22.5	Pass
		Top Guy Pull-Off@21.885	50x50x4	74	3235.51	96802.17	3.3	Pass
		Torque Arm Top@21.885	L2"x3/16"	297	12893.83	103024.79	12.5	Pass
		Torque Arm Bottom@21.885	L2"x3/16"	293	-7706.94	106867.61	7.2	Pass
		Leg	P 1 1/4 SCH40	97	-39284.50	92952.68	42.3	Pass
		Diagonal	13	106	-4813.73	7832.92	61.5	Pass
		Horizontal	13	109	3132.50	28298.38	11.1	Pass
		Top Girt	13	101	-757.71	14499.33	5.2	Pass
T2	18 - 12	Bottom Girt	13	103	1713.43	28298.38	6.1	Pass
		Guy A@13	13	320	12990.45	71794.28	18.1	Pass
		Guy B@13	13	314	12365.83	71794.28	17.2	Pass
		Guy C@13	13	308	12863.90	71794.28	17.9	Pass
		Top Guy Pull-Off@13	50x50x4	122	3005.04	96802.17	3.1	Pass
		Torque Arm Top@13	L2"x3/16"	315	9374.13	103024.79	9.1	Pass
		Torque Arm Bottom@13	L2"x3/16"	311	-5034.27	98520.53	5.1	Pass
		Leg	P 1 1/4 SCH40	195	-43747.71	106727.94	41.0	Pass
		Diagonal	13	286	-4758.84	7799.82	61.0	Pass
		Horizontal	13	283	3184.69	28298.38	11.3	Pass
		Top Girt	13	196	1708.34	28298.38	6.0	Pass
		Bottom Girt	13	199	0.00	0.00	0.0	Pass
		Summary						
		Leg (T2)					42.3	Pass
		Diagonal (T2)					61.5	Pass
		Horizontal (T1)					16.3	Pass
		Top Girt (T1)					9.1	Pass
		Bottom Girt (T2)					6.1	Pass
		Guy A (T1)					23.6	Pass
		Guy B (T1)					19.8	Pass
		Guy C (T1)					22.5	Pass
		Top Guy Pull-Off (T1)					3.3	Pass
		Torque Arm Top (T1)					12.5	Pass
		Torque Arm Bottom (T1)					7.2	Pass
		Bolt Checks					11.4	Pass
		RATING =					61.5	Pass
T3	12 - 6	Leg	P 1 1/4 SCH40	195	-43747.71	106727.94	41.0	Pass
		Diagonal	13	286	-4758.84	7799.82	61.0	Pass
		Horizontal	13	283	3184.69	28298.38	11.3	Pass
		Top Girt	13	196	1708.34	28298.38	6.0	Pass
		Bottom Girt	13	199	0.00	0.00	0.0	Pass

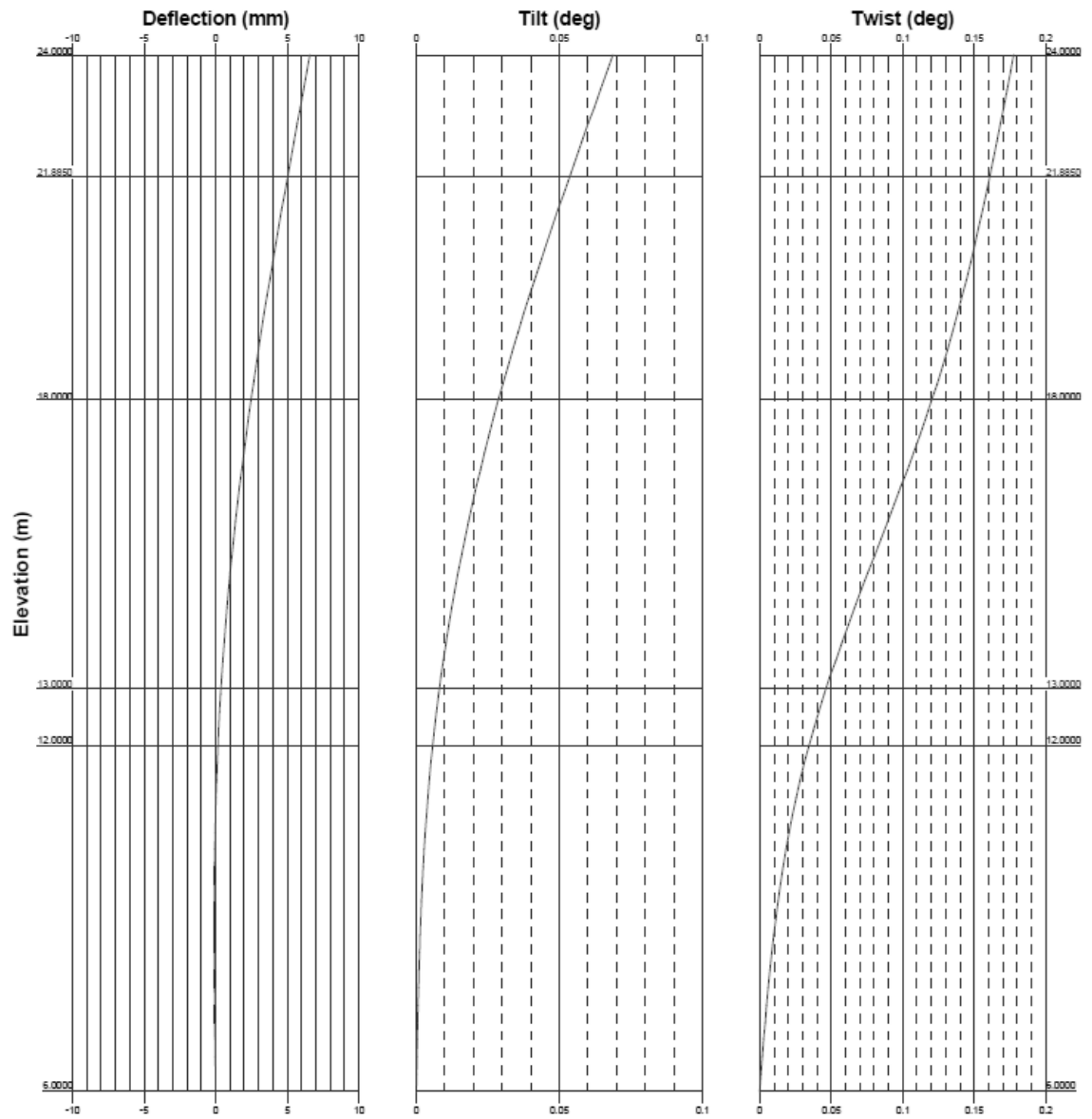
Fuente: elaboración propia.

Apéndice 8. Planta general de torre arriostrada



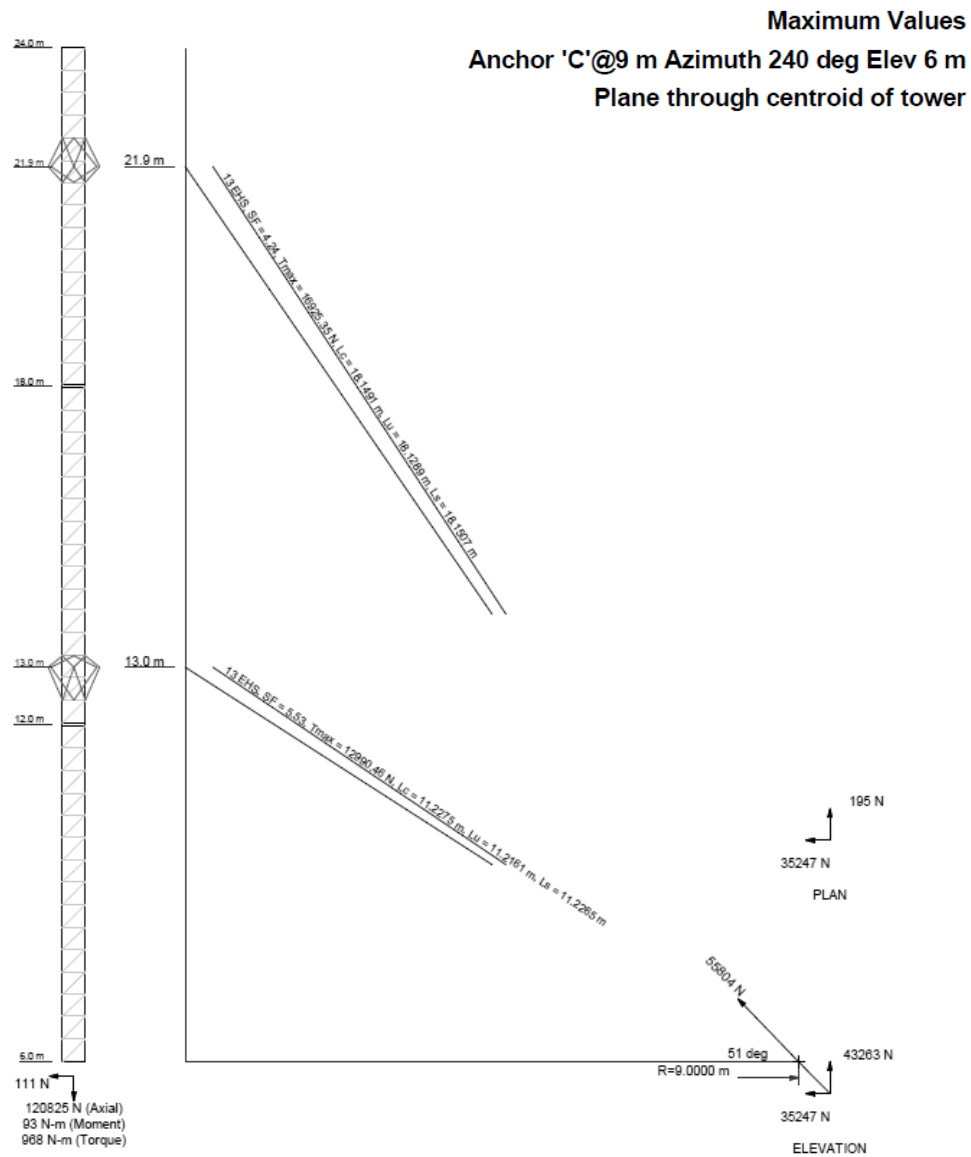
Fuente: elaboración propia.

Apéndice 9. Chequeos de servicio



Fuente: elaboración propia.

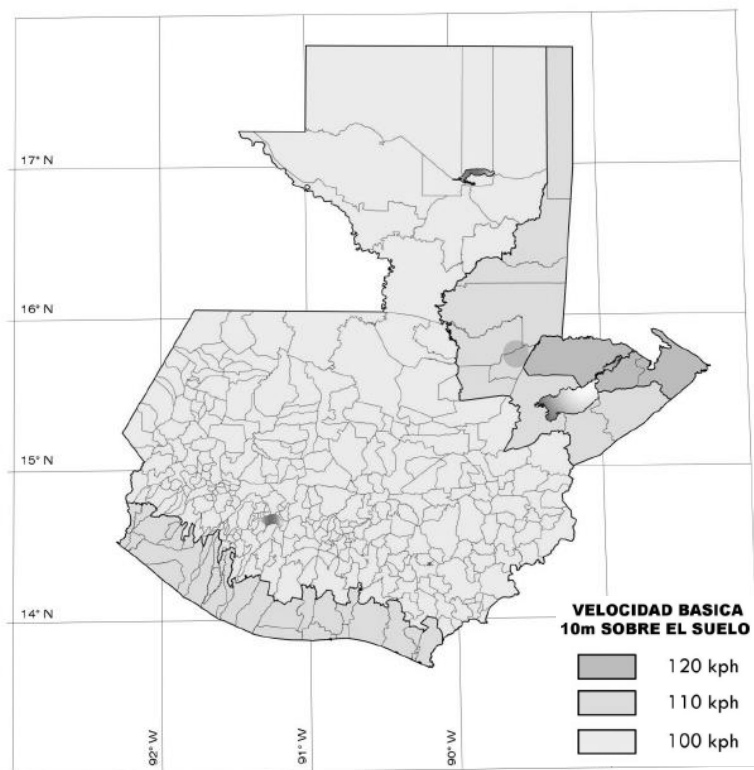
Apéndice 10. Reacciones en anclajes y arriostres



Fuente: elaboración propia.

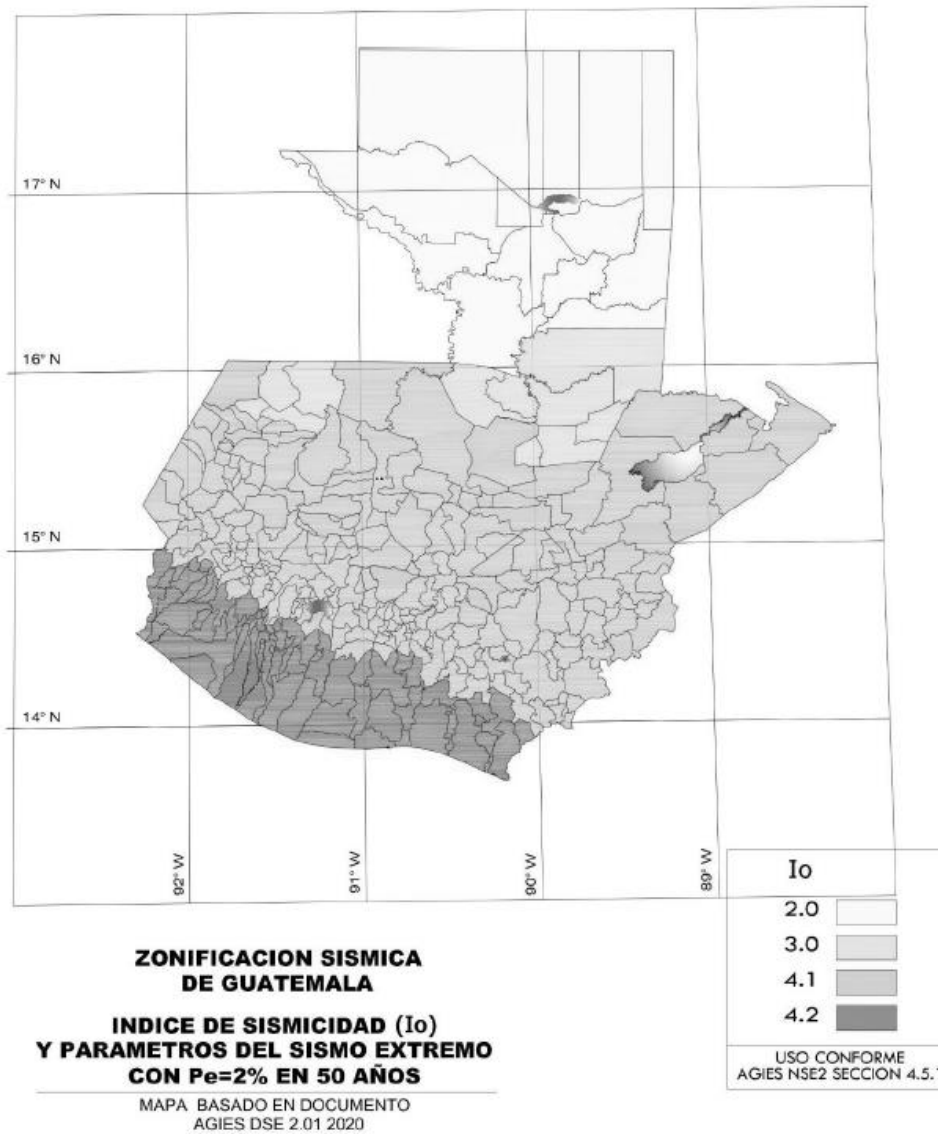
ANEXOS

Anexo 1. Mapa de velocidades básicas de viento por municipio



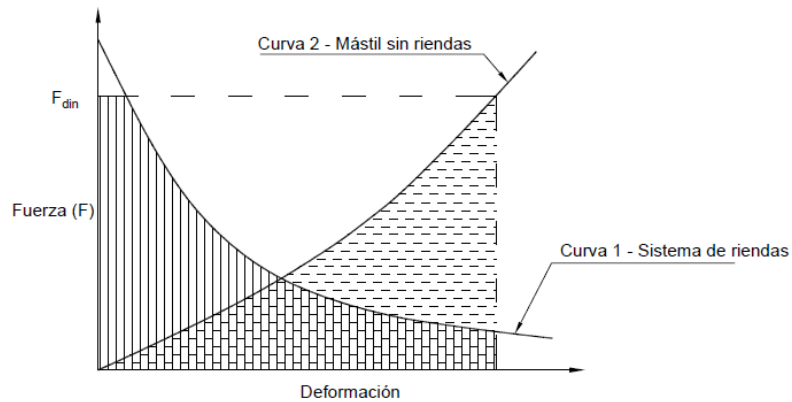
Fuente: AGIES (2018) *Norma de Seguridad Estructural 2*.

Anexo 2. Zonificación sísmica de Guatemala



Fuente: AGIES (2018) *Norma de Seguridad Estructural 2*.

Anexo 3. Curva para determinar F_{din}



Fuente: Norma ANSI/TIA/EIA 222G (2005) *Sistema de riendas y mástiles*.

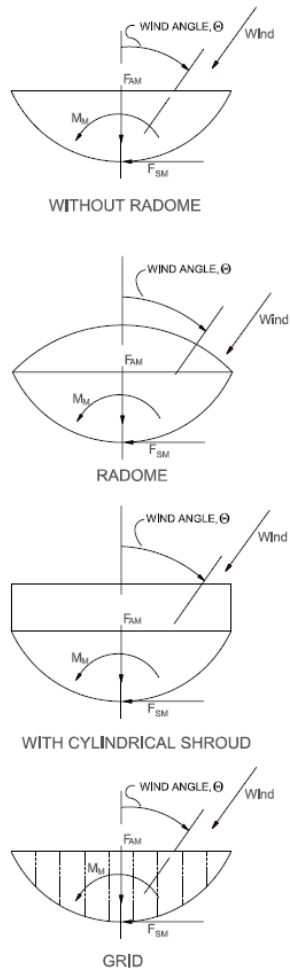
Anexo 4. Conversiones para velocidades de viento

3-sec gust (mph)	Fastest-mile		10-min avg. (mph)	Hourly mean (mph)
	Wind speed (mph)	Averaging period (sec)		
60	50	72	42	40
70	58	62	49	46
80	66	55	56	53
85	70	51	59	56
90	75	48	62	60
95	78	46	66	63
100	80	45	69	66
105	85	42	73	70
110	90	40	76	73
115	95	38	80	76
120	100	36	83	79
125	105	34	87	83
130	110	33	90	86
135	115	31	94	89
140	120	30	97	93
145	125	29	101	96
150	130	28	104	99
155	135	27	108	103
160	140	26	111	106
165	145	25	115	109
170	150	24	118	113

Notes: 1. For conversion to [m/s] multiply the above values by 0.447.
2. Linear interpolation may be used between the values shown.

Fuente: Norma ANSI/TIA/EIA 222G (2005) *Relación entre velocidades de viento*.

Anexo 5. Fuerzas de viento sobre antenas de microondas



Fuente: Norma ANSI/TIA/EIA 222H (2018) *Fuerza de viento en accesorios.*