

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE
ESTRUCTURAS EN LÍNEAS DE TRANSMISIÓN DE
ENERGÍA ELÉCTRICA DEBIDO A LA ACCIÓN DEL VIENTO”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

RENATO ALBERTO VIVANCO VALLEJOS

ASESOR

Mg. JORGE LUIS GALLARDO TAPIA

LIMA- PERÚ

2018

© 2018, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

Vivanco Vallejos, Renato Alberto

renatovivanco90@gmail.com

Cel.: 954184127

DEDICATORIA

A mi padre Juan, por ser mi ejemplo de profesional

A mi madre Mary, por alentarme constantemente

A mi hermano Marcelo, por apoyarme con su conocimiento

A Fabiola, por inspirar mi crecimiento personal

AGRADECIMIENTOS

Un agradecimiento especial para mí asesor el Mg. Jorge Gallardo Tapia por sus indicaciones, tiempo y transmisión de conocimientos tanto en la etapa de pregrado como en el desarrollo de la presente tesis.

A mi familia, por ser mi fuente de inspiración y motivación, por ser aquellos que siempre han estado y estarán presentes en cada paso de mi carrera profesional.

A mis amigos, colegas y docentes que he conocido en este tiempo y que de una u otra manera me apoyaron, aportaron e impulsaron a continuar y terminar la tesis.

A la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, por haber hecho posible mi sólida formación profesional.

A usted, por darse el tiempo de leer esta tesis y que espero sea un gran aporte.

A todos, muchas gracias.

	Pág.
RESUMEN	5
ABSTRACT	6
PRÓLOGO	7
LISTA DE TABLAS	8
LISTA DE FIGURAS	10
LISTA DE GRÁFICOS	12
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	13
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	16
1.1 GENERALIDADES	16
1.2 PLANTEAMIENTO DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA	16
1.3 OBJETIVOS	18
1.3.1 Objetivo general	18
1.3.2 Objetivos específicos	18
CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO	19
2.1 LAS LÍNEAS DE TRANSMISIÓN DE ENERGÍA	19
2.1.1 Definición	19
2.1.2 Sistema eléctrico interconectado nacional y su desarrollo	20
2.1.3 Fallas estructurales en un sistema de transmisión eléctrica	21
2.2 COMPONENTES DE LAS LÍNEAS DE TRANSMISIÓN	23
2.2.1 Cables conductores y de guarda	23
2.2.2 Aisladores	25
2.2.3 Estructuras de soporte	27
2.3 SOLICITACIONES DE CARGA SOBRE LAS ESTRUCTURAS	32
2.3.1 Generalidades	32
2.3.2 Vanos de diseño	32
2.3.3 Solicitaciones de cargas verticales	33
2.3.4 Solicitaciones de cargas longitudinales	34
2.3.5 Solicitaciones de cargas transversales	34

2.4	COMPORTAMIENTO DEL VIENTO	35
2.4.1	El viento atmosférico	35
2.4.2	El viento medio	37
2.4.3	El viento turbulento	40
2.4.4	Fuerza de arrastre del viento	46
CAPÍTULO III: CARACTERÍSTICAS Y CRITERIOS DE DISEÑO DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA		48
3.1	CARACTERÍSTICAS GENERALES	48
3.1.1	Generalidades	48
3.1.2	Normas aplicables de diseño	49
3.1.3	Parámetros ambientales	49
3.1.4	Materiales	51
3.2	REQUERIMIENTOS MÍNIMOS DE DISEÑO	53
3.2.1	Dimensiones mínimas	53
3.2.2	Control de deflexiones	53
3.2.3	Relación de esbeltez	54
3.2.4	Diseño y verificación de elementos	55
3.3	CARGAS SOBRE LOS CABLES Y LA ESTRUCTURA	62
3.3.1	Cargas de viento	62
3.3.2	Cargas en los puntos de conexión	65
3.3.3	Hipótesis de carga	66
3.4	FLECHAS Y TENSIONES MECÁNICAS SOBRE LOS CABLES	67
3.4.1	La catenaria y sus elementos	67
3.4.2	Hipótesis de carga	69
3.4.3	Procedimiento de cálculo de flechas y tensiones mecánicas	69
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS POR CARGAS ESTÁTICAS		71
4.1	CÁLCULO DE FLECHAS Y TENSIONES MECÁNICAS	71
4.2	CÁLCULO DE CARGAS EN LOS PUNTOS DE CONEXIÓN	76
4.2.1	Cargas transversales	76
4.2.2	Cargas verticales	77
4.2.3	Cargas longitudinales	79
4.3	DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL	81

4.3.1	Dimensionamiento por distancia eléctricas de seguridad	81
4.3.2	Dimensionamiento por estabilidad	84
4.3.3	Geometría definitiva de la estructura	85
4.4	CÁLCULO DE CARGAS VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA	88
4.4.1	Generalidades	88
4.4.2	Cálculo del área efectiva y relación de solidez por panel	89
4.4.3	Determinación de cargas	92
	 CAPÍTULO V: ANÁLISIS POR CARGAS DINÁMICAS	 99
5.1	GENERALIDADES	99
5.2	INFORMACIÓN MODAL ESPECTRAL	100
5.2.1	Modos de vibración	100
5.2.2	Porcentaje de amortiguamiento	106
5.2.3	Espectro de densidad de potencia	106
5.3	CAMPO DE VELOCIDADES DE VIENTO Y FUERZA	109
5.3.1	Modelamiento numérico del campo de velocidades de viento	109
5.3.2	Campo de velocidades de viento	112
5.3.3	Funciones tiempo-historia de la fuerza del viento	123
	 CAPÍTULO VI: APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON EL PROGRAMA SAP2000	 129
6.1	MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	129
6.1.1	Definición del modelo	129
6.1.2	Definición del materiales y perfiles angulares	130
6.1.3	Definición funciones para análisis dinámico	131
6.1.4	Definición de patrones de carga y combinaciones	132
6.1.5	Asignación de restricciones y liberación de momentos	136
6.2	CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA	136
6.2.1	Peso propio	136
6.2.2	Asignación de cargas externas sobre los nudos de aplicación	137
	 CAPÍTULO VII: DISEÑO Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS	 140
7.1	GENERALIDADES	140
7.2	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DE LA ESTRUCTURA	140

7.2.1	Resultados obtenidos del SAP2000	140
7.2.2	Comparación de resultados	145
7.3	FUERZAS INTERNAS Y DISEÑO DE ELEMENTOS	147
7.3.1	Resultados obtenidos del SAP2000	147
7.3.2	Comparación de resultados	152
7.4	REACCIONES PARA CIMENTACIONES	154
7.4.1	Resultados obtenidos del SAP2000	154
7.4.2	Comparación de resultados	158
7.4.3	Diseño de cimentaciones	164
	CONCLUSIONES	181
	RECOMENDACIONES	184
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	186
	ANEXOS	189

RESUMEN

El viento es un factor muchas veces preponderante en el diseño de estructuras, principalmente de aquellas de gran altura y peso ligero. Las estructuras, metálicas en su mayoría, utilizadas para las líneas de transmisión de energía eléctrica cumplen con estas características, por lo tanto, su diseño se encuentra basado en las cargas electromecánicas y las cargas de viento en los elementos componentes. Ahora bien, las cargas de viento son de naturaleza dinámica, es decir cargas que varían en el tiempo, pese a ello, las normativas tanto nacionales como internacionales utilizan diversos factores para aplicar cargas estáticas equivalentes que simulan el efecto del viento, sin embargo como todo método simplificado, estas pueden diferir del valor real que experimentarían las estructuras.

La presente tesis se enfocará en presentar la concepción de una estructura de transmisión eléctrica de 500 kV, desde establecer los criterios de diseño, su dimensionamiento a partir de características eléctricas asumidas de proyectos similares ya ejecutados en nuestro país, la obtención de las cargas en las conexiones de los cables a la estructura y el modelamiento de las cargas de viento sobre las estructuras de acuerdo a la metodología estática y dinámica.

Se realizaron modelamientos con ayuda del programa SAP2000 v19.0.0 de torres de transmisión de 500 kV desde una torre base a la cual se le fue agregando extensiones de 10 metros. Con los resultados obtenidos se pretende contribuir con una bibliografía que permita comparar, entre ambas metodologías, los principales conceptos de verificación y diseño como son el desplazamiento máximo de la estructura, las fuerzas internas para el diseño de los elementos constituyentes y las reacciones a nivel de la base de la estructura para el diseño de cimentaciones, y que sirva como fuente de consulta para proyectos futuros.

ABSTRACT

The wind is a factor often prevalent in the design of structures, mainly those high and light weight. The structures, mostly metallic, used for electric power overhead transmission lines meet these characteristics, therefore their design is based on electromechanical loads and wind loads on the component elements. However, wind loads are of dynamic nature, that is, loads that vary over time, despite this, both national and international codes use factors to apply equivalent static loads that simulate the wind effects, however as all simplified methods, this values could differ from the real value that structures will experience.

This thesis will focus on presenting the conception of an electric overhead transmission structure of 500 kV, from establishing the design criteria, its sizing from electrical characteristics assumed from similar projects already executed in our country, the obtaining of the loads in the connections of the cables to the structure and modelling of the wind loads on the structures according to static and dynamic methodologies.

Modelling of 500 kV overhead transmission towers were done with software SAP2000 v19.0.0 from a base tower to which extensions of 10 meters were added. With the results obtained, it is intended to contribute with a bibliography that allows to compare, between both methodologies, the main concepts of verification and design such as the maximum displacement of the structure, the internal forces for the design of the constituent elements and the reactions at the structure base level for the design of foundations, and that serves as a source of consultation for future projects.

PRÓLOGO

El Perú es un país que se encuentra en crecimiento, para lo cual son requeridas obras que satisfagan la necesidad de las poblaciones. El sector eléctrico es uno de los que en los últimos años ha demostrado un gran desarrollo. Las torres de transmisión son las estructuras que transmiten la energía eléctrica desde su lugar de generación hasta su lugar de utilización, para las cuales no existe una normativa nacional específica que se utilice para su diseño, es por esto que se requieren parámetros de normativas internacionales.

Estas estructuras al ser livianas, las cargas de viento serán preponderantes sobre las de sismo. Sin embargo, la mayoría de normativas establece un cálculo de las fuerzas de viento como fuerzas estáticas equivalentes sin considerar la naturaleza variable del viento. Por esto, la presente tesis hace una evaluación de estas estructuras para ambas metodologías: cargas estáticas y dinámicas. Se ha querido determinar cuál es la influencia de cada una de estas metodologías sobre la estructuras principalmente en diseño propia de la estructura y de su cimentación, lo cual puede ser preponderante para proyecto eléctricos de gran magnitud.

Dada su importancia, la presente tesis va dirigida a ingenieros, constructores y público en general que deseen ampliar sus conocimientos acerca del diseño de torres de transmisión eléctrica en mejora del país.

Mg. Jorge Gallardo Tapia

Asesor

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla N° 1 Niveles de tensión en Perú	21
Tabla N° 2 Evolución de líneas de transmisión en el Perú (km)	21
Tabla N° 3 Cantidad de aisladores por nivel de tensión	26
Tabla N° 4 Factor pico esperado	42
Tabla N° 5 Longitud de rugosidad aerodinámica	44
Tabla N° 6 Parámetros eléctricos de diseño	48
Tabla N° 7 Coordinación de aislamiento	49
Tabla N° 8 Consideraciones ambientales en área de carga 0	50
Tabla N° 9 Especificación de conductor de fase y cable de guarda	51
Tabla N° 10 Especificación de aislador	52
Tabla N° 11 Especificación de acero estructural	52
Tabla N° 12 Curvas de esbeltez	55
Tabla N° 13 Gramiles para perfiles angulares	58
Tabla N° 14 Factor de corte diferido U	59
Tabla N° 15 Especificación de pernos ASTM A394 Tipo 0	61
Tabla N° 16 Parámetros de Kz para categoría de exposición C	63
Tabla N° 17 Parámetros de G para categoría de exposición C	65
Tabla N° 18 Coeficiente de arrastre para elementos	65
Tabla N° 19 Factores de sobrecarga	66
Tabla N° 20 Ecuación de cambio de estado – Cable conductor ACAR	74
Tabla N° 21 Ecuación de cambio de estado – Cable de guarda OPGW	75
Tabla N° 22 Flechas y tensiones en conductor ACAR	75
Tabla N° 23 Flechas y tensiones en cable de guarda OPGW	76
Tabla N° 24 Oscilación de cadena de aisladores	83
Tabla N° 25 Momento en la base por cada hipótesis de carga	85
Tabla N° 26 Relación de solidez – Panel 1	90
Tabla N° 27 Relación de solidez – Panel 2	90
Tabla N° 28 Relación de solidez – Panel 3	90
Tabla N° 29 Factores de solidez – Panel 4	91
Tabla N° 30 Factores de solidez – Panel 5	91
Tabla N° 31 Coeficientes de solidez	92
Tabla N° 32 Fuerza de viento por nudo	96
Tabla N° 33 Participación de masa – Torre T±0	101
Tabla N° 34 Participación de masa – Torre T+10	102
Tabla N° 35 Participación de masa – Torre T+20	103
Tabla N° 36 Participación de masa – Torre T+30	105
Tabla N° 37 Propiedades dinámicas de estructuras de transmisión	106
Tabla N° 38 Características simulación - Torre T±0	114
Tabla N° 39 Características simulación NatHaz - Torre T+10	117
Tabla N° 40 Características simulación NatHaz - Torre T+20	119

Tabla N° 41 Características simulación NatHaz - Torre T+30	122
Tabla N° 42 Comparación de desplazamiento máximo – Torre T±0	145
Tabla N° 43 Comparación de desplazamiento máximo – Torre T+10	145
Tabla N° 44 Comparación de desplazamiento máximo – Torre T+20	146
Tabla N° 45 Comparación de desplazamiento máximo – Torre T+30	146
Tabla N° 46 Comparación de esfuerzos axiales – Torre T±0	148
Tabla N° 47 Comparación de esfuerzos axiales – Torre T+10	149
Tabla N° 48 Comparación de esfuerzos axiales – Torre T+20	150
Tabla N° 49 Comparación de esfuerzos axiales – Torre T+30	151
Tabla N° 50 Reacciones estáticas para cimentación – Torre T±0	159
Tabla N° 51 Reacciones dinámicas para cimentación – Torre T±0	159
Tabla N° 52 Reacciones estáticas para cimentación – Torre T+10	160
Tabla N° 53 Reacciones dinámicas para cimentación – Torre T+10	160
Tabla N° 54 Reacciones estáticas para cimentación – Torre T+20	161
Tabla N° 55 Reacciones dinámicas para cimentación – Torre T+20	162
Tabla N° 56 Reacciones estáticas para cimentación – Torre T+30	163
Tabla N° 57 Reacciones dinámicas para cimentación – Torre T+30	163

LISTA DE FIGURAS

	Pág.	
Figura N° 1	Línea de transmisión de energía eléctrica	20
Figura N° 2	Colapso de estructura de transmisión	23
Figura N° 3	Sección de cable conductor trenzado ACAR	24
Figura N° 4	Sección de cable de guarda OPGW	25
Figura N° 5	Cadena de aisladores en suspensión y accesorios, en (mm)	26
Figura N° 6	Tipos de torres según su función	28
Figura N° 7	Disposición de circuitos	29
Figura N° 8	Elementos componentes de una torre de transmisión	31
Figura N° 9	Vanos de diseño	32
Figura N° 10	Falla en cascada	34
Figura N° 11	Solicitaciones de carga	35
Figura N° 12	Anemograma	38
Figura N° 13	Curva de Durst para obtener velocidad de ráfaga	38
Figura N° 14	Capa límite y perfil de velocidades	39
Figura N° 15	PSD normalizada de una serie de tiempo	43
Figura N° 16	Zonas de carga en el Perú	50
Figura N° 17	Esquema de perno de conexión	53
Figura N° 18	Condición de conexión de elementos	54
Figura N° 19	Determinación de la relación w/t	56
Figura N° 20	Secciones de posible falla en elementos	58
Figura N° 21	Cálculo del área neta efectiva, caso 1	59
Figura N° 22	Cálculo del área neta efectiva, caso 2	59
Figura N° 23	Falla por corte en conexión	60
Figura N° 24	Falla por aplastamiento en conexión	61
Figura N° 25	Falla por bloque de cortante en conexión	62
Figura N° 26	Parámetros de la catenaria	68
Figura N° 27	Resultante de cargas sobre el cable	71
Figura N° 28	Árboles de cargas no factorizados (kN)	80
Figura N° 29	Árboles de cargas factorizadas (kN)	81
Figura N° 30	Altura mínima de la estructura	82
Figura N° 31	Distancias mínimas de seguridad conductor - estructura	84
Figura N° 32	Geometría definitiva de estructura T±0 (mm)	86
Figura N° 33	Geometría definitiva de estructura T+10 (mm)	86
Figura N° 34	Geometría definitiva de estructura T+20 (mm)	87
Figura N° 35	Geometría definitiva de estructura T+30 (mm)	87
Figura N° 36	División de paneles de estructura T±0 (izq.) y T+10 (der.) (mm)	88
Figura N° 37	División de paneles de estructura T+20 (izq.) y T+30 (der.) (mm)	89
Figura N° 38	Distribución de cargas T±0 (izq.) y T+10 (der.) (kN)	97
Figura N° 39	Distribución de cargas T+20 (izq.) y T+30 (der.) (kN)	97
Figura N° 40	Torre T±0 – Modos de vibración	101

Figura N° 41 Torre T+10 – Modos de vibración	102
Figura N° 42 Torre T+20 – Modos de vibración	103
Figura N° 43 Torre T+30 – Modos de vibración	105
Figura N° 44 Interfaz online del NatHaz On-line Wind Simulator	110
Figura N° 45 Ingreso de datos en NatHaz On-line Wind Simulator	111
Figura N° 46 Obtención de series de velocidad con NatHaz Online	112
Figura N° 47 Torre T±0 - Simulación de velocidad de viento	114
Figura N° 48 Torre T+10 - Simulación de velocidad de viento	116
Figura N° 49 Torre T+20 - Simulación de velocidad de viento	119
Figura N° 50 Torre T+30 - Simulación de velocidad de viento	122
Figura N° 51 Torre T±0 – Función Tiempo-Historia de Fuerza	124
Figura N° 52 Torre T+10 – Función Tiempo-Historia de Fuerza	125
Figura N° 53 Torre T+20 – Función Tiempo-Historia de Fuerza	126
Figura N° 54 Torre T+30 – Función Tiempo-Historia de Fuerza	128
Figura N° 55 Modelo en SAP2000 de torre T±0	129
Figura N° 56 Definición de las propiedades del acero	130
Figura N° 57 Definición y propiedades de perfiles estructurales	131
Figura N° 58 Definición de las funciones “tiempo – historia” para torre T±0	132
Figura N° 59 Definición de patrones de carga	133
Figura N° 60 Caracterización de caso de carga por peso propio (PP)	134
Figura N° 61 Caracterización de caso de carga por viento dinámico (WT)	134
Figura N° 62 Definición de combinaciones de carga	136
Figura N° 63 Peso de la torre T±0 del SAP2000	136
Figura N° 64 Peso de la torre T+10 del SAP2000	136
Figura N° 65 Peso de la torre T+20 del SAP2000	137
Figura N° 66 Peso de la torre T+30 del SAP2000	137
Figura N° 67 Árboles de cargas: Casos de cargas no factorizadas	138
Figura N° 68 Árboles de cargas: Casos de cargas factorizadas	139
Figura N° 69 Desplazamientos máximos por viento - Torre T±0	141
Figura N° 70 Desplazamiento máximos por viento - Torre T+10	142
Figura N° 71 Desplazamiento máximos por viento - Torre T+20	143
Figura N° 72 Desplazamiento máximos por viento - Torre T+30	144
Figura N° 73 Esfuerzo axial máximo (kN/m ²) por viento - Torre T±0	148
Figura N° 74 Esfuerzo axial máximo (kN/m ²) por viento - Torre T+10	149
Figura N° 75 Esfuerzo axial máximo (kN/m ²) por viento - Torre T+20	150
Figura N° 76 Esfuerzo axial máximo (kN/m ²) por viento - Torre T+30	151
Figura N° 77 Reacciones máximas por viento - Torre T±0	155
Figura N° 78 Reacciones máximas por viento - Torre T+10	156
Figura N° 79 Reacciones máximas por viento - Torre T+20	157
Figura N° 80 Reacciones máximas por viento - Torre T+30	158
Figura N° 81 Dimensiones de cimentación	165

LISTA DE GRÁFICOS

	Pág.
Gráfico N° 1 Perfil de velocidad del viento máximo	64
Gráfico N° 2 Espectro de densidad de potencia Torre T±0	107
Gráfico N° 3 Espectro de densidad de potencia Torre T+10	107
Gráfico N° 4 Espectro de densidad de potencia Torre T+20	107
Gráfico N° 5 Espectro de densidad de potencia Torre T+30	108
Gráfico N° 6 Desplazamiento de estructuras	147
Gráfico N° 7 Esfuerzos axiales en montantes	152
Gráfico N° 8 Esfuerzos axiales en diagonales	153
Gráfico N° 9 Esfuerzos axiales en patas	153
Gráfico N° 10 Esfuerzos axiales en crucetas	153
Gráfico N° 11 Esfuerzos axiales en viga	154

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

z	:	Altura, en m
z_g	:	Altura gradiente, en m
B	:	Ancho de la base, en m
b	:	Ancho del cuerpo recto, en m
α	:	Ángulo de deflexión de la línea, en °
\varnothing_n	:	Ángulo de fase
θ	:	Ángulo de inclinación de cadena de aisladores, en °
A_t	:	Área bruta o área total en tracción, en m ²
A_k	:	Área de la cadena, en m ²
A	:	Área efectiva, en m ²
A_n	:	Área neta, en m ²
A_{nt}	:	Área neta en corte, en m ²
A_{nt}	:	Área neta en tracción, en m ²
A_o	:	Área total del panel, en m ²
A_c	:	Área total en corte, en m ²
L	:	Carga longitudinal, en kN
L_{CGR}	:	Carga longitudinal en cable de guarda roto, en kN
L_{CR}	:	Carga longitudinal en conductor roto, en kN
T	:	Carga transversal, en kN
T_{CGR}	:	Carga transversal en cable de guarda roto, en kN
T_{CGS}	:	Carga transversal en cable de guarda sano, en kN
T_{CR}	:	Carga transversal en conductor roto, en kN
T_{CS}	:	Carga transversal en conductor sano, en kN
V	:	Carga vertical, en kN
V_{CGR}	:	Carga vertical en cable de guarda roto, en kN
V_{CGS}	:	Carga vertical en cable de guarda sano, en kN
V_{CR}	:	Carga vertical en conductor roto, en kN
V_{CS}	:	Carga vertical en conductor sano, en kN
C_f	:	Coefficiente de arrastre
\varnothing	:	Coefficiente de solidez

$Coh(f)$:	Coherencia espacial
Q	:	Constante numérica de presión
σ_u	:	Desviación estándar, en m/s
d_k	:	Diámetro de cadena de aisladores, en m
d_c	:	Diámetro del conductor, en m
d_s	:	Distancia de seguridad eléctrica, en m
F_y	:	Esfuerzo de fluencia, en MPa
F_u	:	Esfuerzo de rotura, en MPa
σ_{oi}	:	Esfuerzo máximo en el punto "i", en MPa
$S_{jk}(f)$:	Espectro cruzado del punto "j" respecto a "k", en m^2/s
$S_u(z,f)$:	Espectro de densidad de potencia, en m^2/s
$R_N(z,f)$:	Espectro normalizado
t	:	Espesor, en mm
β	:	Exponente de ley potencial
Y_w	:	Factor de carga
K_z	:	Factor de exposición
G	:	Factor de respuesta de ráfaga
k_1, k_2, k_3, k_4	:	Factor de sobrecarga
g	:	Factor pico
K_{zt}	:	Factor topográfico
f	:	Frecuencia, en Hz
F	:	Fuerza de viento, en kN
I_u	:	Intensidad de turbulencia
w	:	Lado efectivo del perfil, en mm
L	:	Longitud, en m
L_k	:	Longitud de cadena de aisladores, en m
L_z	:	Longitud de escala integral, en m
L_m	:	Longitud de cruceta, en m
z_o	:	Longitud de rugosidad de la superficie, en m
E	:	Módulo de elasticidad, en MPa
M_o	:	Momento en la base, en ton-m
n	:	Número de conductores o filas de pernos
N_{pc}	:	Número de pernos de conexión
p_k	:	Peso de cadena de aisladores, en kN

p_h	:	Peso de montajistas, en kN
w_c	:	Peso del conductor por metro lineal, en kN/m
q_u	:	Presión de viento, en kN/m ²
r	:	Radio de giro, en m
P_{nc}	:	Resistencia a compresión, en kN
P_{nt}	:	Resistencia a tracción, en kN
T_n	:	Resistencia a tracción en pernos, en kN
V_n	:	Resistencia al corte en pernos, en kN
θ_i	:	Temperatura, en °C
T_i	:	Tensión de cable para una hipótesis de carga "i", en kN
V_p	:	Vano peso, en m
V_v	:	Vano viento, en m
$u(t)$:	Velocidad fluctuante respecto al tiempo, en m/s
U_g	:	Velocidad geostrófica, en m/s
$U_{máx}$:	Velocidad máxima, en m/s
$U(z)$:	Velocidad media a una altura "z", en m/s
U_{10}	:	Velocidad media a 10 metros de altura, en m/s
V_{50}	:	Velocidad básica de ráfaga de 3 segundos para 50 años
ACI	:	American Concrete Institute
ASCE	:	American Society of Civil Engineers
CNE	:	Código Nacional de Electricidad
IEC	:	International Electrotechnical Commission
RNE	:	Reglamento Nacional de Edificaciones
SEIN	:	Sistema Eléctrico Interconectado Nacional

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

Un proyecto de transmisión eléctrica es aquel en donde se transporta energía desde lugares muy alejados donde se genera, de distintas fuentes, hasta las ciudades o centros industriales, pasando previamente por distintos puntos donde es transformada. Las líneas de transmisión consisten en cientos de kilómetros donde la energía es transportada a una tensión elevada a través de cables, los cuales son soportados por grandes estructuras colocadas a lo largo del trazo de la línea, que dan estabilidad y seguridad al sistema, cumpliendo con las normas establecidas en la región. Las estructuras de alta tensión son principalmente de celosía, las que soportarán, según su utilización, cargas verticales, longitudinales y transversales como consecuencia de efectos producidos sobre la línea de transmisión y sobre la propia estructura.

El Perú ha ido creciendo exponencialmente en el sector eléctrico: De acuerdo al COES SINAC (Comité de Operaciones del Sistema Interconectado Nacional), al año 2007 se contaba con centrales hidroeléctricas, térmicas y líneas de transmisión de 220 kV, ahora al año 2017 se cuenta adicionalmente con centrales solares, eólicas y líneas de transmisión de 500 kV a lo largo y ancho del territorio nacional, lo cual conlleva a diseñar estructuras de mayor envergadura.

El agente preponderante en el diseño de estructuras de transmisión eléctrica es el viento. El cálculo de estas cargas realizado mediante el Reglamento Nacional de Edificaciones, como su nombre lo menciona, se encuentra enfocado a edificaciones y no toma en cuenta los factores de forma necesarios para este tipo de estructuras. Por otro lado, el Código Nacional de Electricidad sería la normativa aplicable para el cálculo del viento en este tipo de estructuras, sin embargo, considera un cálculo de cargas estático muy general en donde no se tiene en cuenta conceptos

importantes que permitirían una mejor idealización del comportamiento estructural como son la topografía, rugosidad del terreno y efectos de ráfaga del viento. Esto conlleva a recurrir a normativas extranjeras que complementen la evaluación; por ejemplo, países como Estados Unidos, México, Chile, Brasil o Colombia han desarrollado el análisis de este tipo de estructuras, llegando a presentar normas específicas para el cálculo de cargas de viento para cualquier tipo de estructura.

Sin embargo, las normativas mencionadas no contemplan el efecto dinámico de la fuerza del viento, ya sean intensas ráfagas de viento, huracanes o tornados, los cuales han sido los causantes, por ejemplo, de la falla de aproximadamente el 80% de torres de transmisión en Norte América, Australia y Sudáfrica generando grandes pérdidas económicas.

1.2 PLANTEAMIENTO DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA

Se propone plantear una metodología de análisis para este tipo de estructuras estableciendo criterios de diseño a seguir y metodologías de cálculo de las cargas de viento con respecto a las normativas nacionales, teniendo en cuenta las normativas internacionales, comparando así la influencia de estos en los resultados del diseño de la propia estructura y en los diseños asociados como es el caso de sus cimentaciones.

Como parte esencial de esta propuesta, se modelarán torres de diferentes alturas considerando la acción del viento según el Código Nacional de Electricidad y ASCE 74. Las estructuras serán sometidas a cargas estáticas y dinámicas de viento, verificando así la influencia de las fuerzas dinámicas de viento y a partir de que altura se puede comenzar a notar cambios relevantes con respecto a las estructuras analizadas estáticamente con las metodologías usualmente utilizadas.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo general

Determinar el comportamiento estático y dinámico de torres de transmisión eléctrica debido a cargas de viento establecidas en nuestras normas nacionales, teniendo en cuenta las normas internacionales, utilizando el concepto del espectro de densidad de potencia para la obtención de las series de velocidad de viento y aplicarlos a un análisis dinámico en estructuras de altura variable, con la finalidad de poder comparar las deformaciones y esfuerzos generados con respecto a un análisis estático.

1.3.2 Objetivos específicos

- Establecer criterios generales de diseño para torres de transmisión eléctrica según las condiciones establecidas y utilizar los conceptos mecánicos del cálculo de cables para establecer las flechas y tensiones de estos que influirán tanto en la geometría como en el diseño de las estructuras.
- Establecer una metodología para el cálculo de cargas estáticas y dinámicas de viento sobre cables, aisladores y la propia estructura aplicando las series de velocidad de viento simuladas sobre las torres de celosía de transmisión eléctrica.
- Determinar un análisis comparativo de la resistencia, capacidad de deformación y reacciones a nivel de la base de las torres de celosía de transmisión eléctrica debido a ambas metodologías propuestas.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 LAS LÍNEAS DE TRANSMISIÓN DE ENERGÍA

2.1.1 Definición

En nuestros tiempos es difícil concebir la idea de vivir sin energía eléctrica ya que ésta forma parte importante del desarrollo y progreso de la sociedad. La tasa demográfica ha ido aumentando de manera exponencial lo que genera un incremento proporcional en la demanda energética; por lo tanto, las metodologías de diseño de líneas de transmisión han ido evolucionando en el tiempo tanto así que el diseño, fabricación, construcción y mantenimiento requiere de un análisis minucioso de equipos de profesionales especialistas en cada rubro.

La energía eléctrica está sujeta a tres principales procesos antes de ser consumida por los usuarios finales: generación, transmisión y distribución. En un inicio, la electricidad es generada en centrales eléctricas para después ser transmitida y distribuida casi instantáneamente a los distintos puntos de una región que requiere de electricidad a través de una extensa red de cables interconectados a lo largo y ancho de una región; esto debido a que la electricidad, en las cantidades requeridas por una población, no puede ser almacenada, por lo tanto, debe ser generada y utilizada casi instantáneamente.

Las líneas de transmisión, así como las centrales eléctricas, forman parte del sistema eléctrico de potencia de una región. En las centrales se eleva la tensión hasta valores normados y se transmite a tensiones muy elevadas a lo largo de muchos kilómetros hasta subestaciones eléctricas que reducirán la tensión y continuar así con el proceso de distribución de la energía eléctrica.



Figura N° 1 Línea de transmisión de energía eléctrica

2.1.2 Sistema eléctrico interconectado nacional y su desarrollo

Es el eje principal de electrificación del Perú, representa la red de líneas de transmisión y subestaciones eléctricas que permiten el transporte y transformación de energía eléctrica a lo largo de todo el país desde las centrales eléctricas. El SEIN abastece de energía al 85% de la población peruana; el otro 15% corresponde a sistemas aislados de electrificación rural, principalmente en ciudades de la selva. El SEIN se encuentra administrado por el Comité de Operación Económica del Sistema Interconectado Nacional (COES SINAC), el cual está conformado por cuatro bloques definidos según la ubicación geográfica y aspectos propios de la red de transmisión de sus principales ciudades, industrias y centros mineros, dividiendo al país en zona norte, centro, sur oeste y sur este.

Los niveles de tensión promedio utilizados para el transporte de energía eléctrica en el Perú en extra alta, alta, media y baja tensión se encuentran establecidos por el Código Nacional de Electricidad en el ítem 017.A. (ver Tabla N° 1).

Tabla N° 1 Niveles de tensión en Perú

Concepto	Tensión
Muy alta tensión	500 kV
Alta tensión	60; 138; 220 kV
Media tensión	20; 22,9; 33; 22,9/13,2; 33/19 kV
Baja tensión	380/220; 440/220 V

Fuente: Código Nacional de Electricidad – Suministro 2011

Entre el año 2005 y el 2015, el SEIN presentó un notable crecimiento en el país. En la Tabla N° 2 se presenta dicha evolución para la longitud total de líneas de transmisión por nivel de tensión nominal.

Tabla N° 2 Evolución de líneas de transmisión en el Perú (km)

Año	500 kV	220 kV	138 kV	< 69 kV
2005	-	5845,3	2670,6	1220,7
2006	-	5924,5	2870,9	1220,7
2007	-	6381,4	2890,8	1244,4
2008	-	6381,4	2890,8	1336,1
2009	-	8153,8	3212,6	1698,8
2010	-	8265,9	3738,5	1884,4
2011	89,8	9661,6	4381,0	7020,2
2012	611,8	9770,9	4386,2	7219,4
2013	1509,8	10058,9	4417,9	7366,1
2014	1832,3	10740,6	4540,5	7698,9
2015	1832,3	11621,1	4554,1	7802,2

Fuente: Comité de Operación Económica del SEIN – COES SINAC

2.1.3 Fallas en estructuras de un sistema de transmisión eléctrica

Como toda estructura, una torre de transmisión eléctrica se encuentra sometida a cargas debido a factores externos. Puesto que una línea de transmisión puede tener una longitud de cientos de kilómetros se conforman de una gran cantidad de estructuras; la línea atravesará por zonas de diferentes condiciones climáticas, sísmicas, topográficas y geotécnicas. Teniendo en cuenta esto, sería antieconómico e impráctico realizar el diseño de cada una de las estructuras de la línea, por consiguiente se debe realizar un diseño único por tipo (ver clasificación en 2.2.3.1) para la condición más crítica, pero sin afectar la optimización de costos. Sin embargo, es importante tener en consideración casos especiales debido a algún efecto local que pudiera afectar la vulnerabilidad estructural.

El fallo de una estructura de transmisión, por ende, el fallo del sistema eléctrico, genera un gran impacto en la sociedad, no solo grandes pérdidas económicas sino perturbación en la vida diaria de las personas. A continuación, se mencionan los tipos de falla comunes que se presentan en una torre de transmisión:

- Fallas debido al diseño estructural: Falla por elementos sobre esforzados o en una conexión debido a una incorrecta consideración en el diseño o mala interpretación de una normativa.
- Fallas debido a la fabricación: Falla por errores o baja calidad en la fabricación de los materiales y dimensiones de elementos.
- Fallas debido a la cimentación: Falla por una mala consideración de los parámetros geotécnicos y por ende una mala determinación de la capacidad admisible del suelo o por no considerar los efectos de arrancamiento de la cimentación como consecuencia de las cargas de tracción en las patas de la torre.
- Fallas debido al montaje: Falla por la falta de detalles de los planos de montaje o debido a que algunos elementos pueden verse forzados en su colocación.
- Fallas debido a fenómenos eventuales: Fallas por los efectos dinámicos del viento que generan esfuerzos mayores a los de diseño, efectos de lluvia que generen la erosión del suelo, efectos del hielo que generen un recubrimiento en los elementos estructurales y cables aumentando las cargas muertas y pudiendo producir un efecto conocido como “galope” en el proceso de deshielo. Meseguer (2013) hace hincapié en que el galope se trata de oscilaciones de gran amplitud para cuerpos excitados por el viento que no tengan sección circular; esto ocurre debido a que el hielo crece de forma asimétrica en los cables.



Figura N° 2 Colapso de estructura de transmisión

2.2 COMPONENTES DE LAS LÍNEAS DE TRANSMISIÓN

2.2.1 Cables conductores y de guarda

Los cables conductores corresponden a los elementos encargados de transportar la corriente eléctrica entre dos puntos. Se utilizan conductores de aluminio debido a su bajo costo y peso; un menor peso implica un menor esfuerzo en las estructuras de soporte.

Consecuencia del cambio de transmisión de corriente continua a corriente alterna, obligó a la utilización de cables conductores compuestos por hilos de aluminio trenzados debido a la baja resistencia a la ruptura del aluminio duro, en comparación al cobre, aluminio aleado o reforzado en su núcleo.

A continuación, se presentan los conductores de fase de aluminio más utilizados:

- ACSR: Conductor de aluminio con refuerzo de acero (Aluminium Conductor Steel Reinforced)
- AAC: Conductor de aluminio (All Aluminium Conductor)
- AAAC: Conductor de aluminio con aleación (All Aluminium Alloy Conductor)

- ACAR: Conductor de aluminio con refuerzo de aleación (Aluminium Conductor Alloy Reinforced)

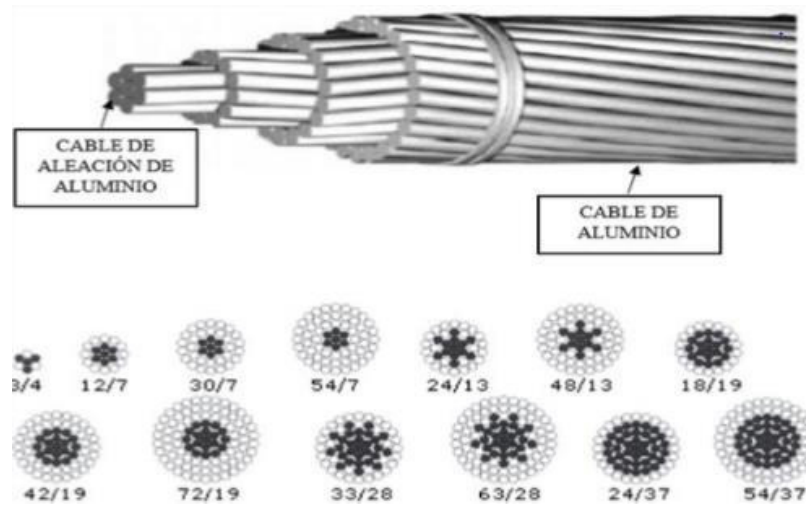


Figura N° 3 Sección de cable conductor trenzado ACAR

Los cables de guarda instalados en las líneas de transporte de energía son cables sin tensión que se colocan en la parte más alta de las estructuras de soporte. Se utilizan para realizar la conexión a tierra de las estructuras adyacentes, protegiéndolas de las descargas atmosféricas reduciendo así el riesgo eléctrico de las personas que tengan contacto con las estructuras y protegiendo también a los cables conductores.

Hay que considerar que otra de las funciones de los cables de guarda es la de comunicación. Como ejemplo tenemos el cable tipo OPGW (Optical Ground Wire), este contiene una estructura con una o más fibras ópticas en el mismo, rodeadas por hilos de aluminio o acero trenzados.



Figura N° 4 Sección de cable de guarda OPGW

2.2.2 Aisladores

Los aisladores corresponden al punto mecánico de conexión entre la estructura de soporte y los cables conductores proporcionando una distancia que permite el aislamiento entre ambos elementos evitando así el paso de la corriente eléctrica. Son de fibra de vidrio, plástico o porcelana en su mayoría en forma de platos aislantes en serie que constituyen cadenas de aisladores. Los platos tienen adherido cemento y elementos metálicos que les permitirán encajar uno con otro formando cadenas flexibles.

Según Bautista (2004), en la Tabla N° 3 se muestra la cantidad de aisladores típicos que formarán la cadena para cada nivel de tensión tanto para líneas de media, alta y extra alta tensión.

Tabla N° 3 Cantidad de aisladores por nivel de tensión

Tensión nominal (kV)	Cantidad de aisladores
13,2	1
22,9 o 33	2 - 3
66	5 - 6
138	10 - 13
220	18 - 20
500	24 - 26
750	30 - 35

Fuente: Líneas de Transmisión de Potencia - Bautista Ríos, J.

En la Figura N° 5 se muestra la configuración de una cadena de aisladores con sus respectivos accesorios de fijación y la dimensión típica de un plato de aislador a utilizar que debe cumplir con la norma IEC 60305.

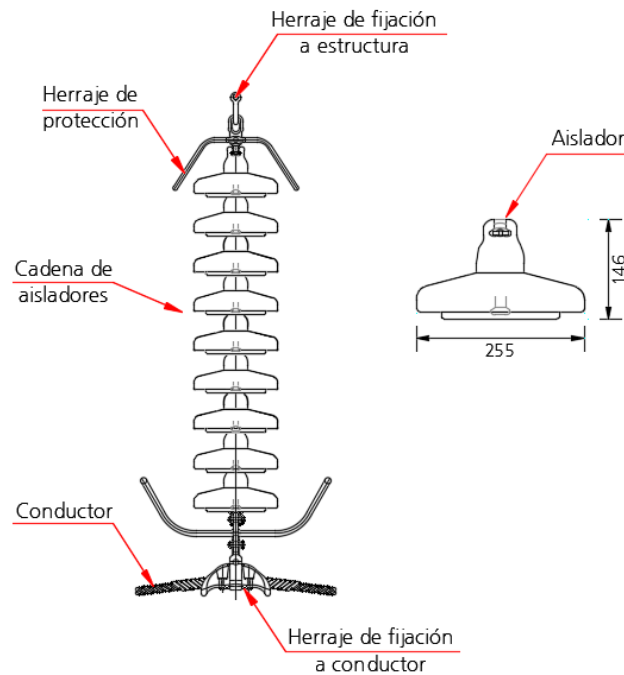


Figura N° 5 Cadena de aisladores en suspensión y accesorios, en (mm)

Los aisladores son complementados por un conjunto de elementos que son utilizados como puntos de amarre uniendo a estos con los cables conductores y con las estructuras de soporte, los cuales se muestran en la Figura N° 5 dando así continuidad a la línea de transmisión, mayor protección y seguridad adicional.

2.2.3 Estructuras de soporte

Las estructuras para transmisión de energía eléctrica forman parte fundamental de las líneas de transmisión siendo su función principal la de proporcionar soporte a los cables conductores y cables de guarda. Normalmente se utilizan estructuras tipo poste o torre dependiente de su utilización y sitio de emplazamiento, las mismas que pueden ser construidas con diferentes materiales que pueden ser de acero, madera o concreto de acuerdo al requerimiento del proyecto.

A continuación, se presenta la clasificación de las estructuras según su función dentro de la línea, número de circuitos, disposición de circuitos y tipo de fijación. En el presente trabajo nos enfocaremos en las estructuras tipo torre.

2.2.3.1 Clasificación

a) Según su función dentro de la línea

La función de una torre de transmisión dependerá básicamente del trazo de la línea, el cual consiste en tramos rectos que van cambiando de dirección. Los diseños se limitan generalmente a tres familias de torres que se presentan en la Figura N° 6:

- Estructuras de suspensión (S): Se utilizan en tramos rectos o en ángulos de deflexión muy pequeños, menores a los 5°.
- Estructuras de anclaje (A): Conocidas también como estructuras de deflexión o ángulo, se utilizan cuando la línea cambia de dirección presentando un ángulo de deflexión entre los 30° hasta los 60°.
- Estructuras terminales (T): Conocidas también como estructuras de remate, se utilizan a la llegada y salida de las subestaciones eléctricas; los ángulos de deflexión de la línea pueden variar entre 0 y 90°.

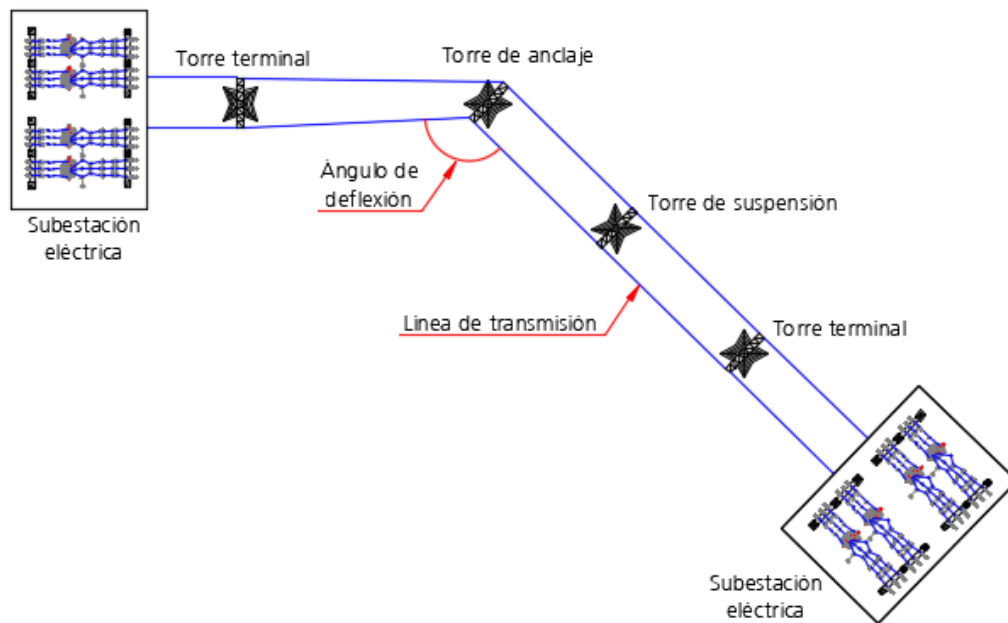


Figura N° 6 Tipos de torres según su función

b) Según el número de circuitos

Las estructuras de transmisión eléctrica distribuirán la energía mediante diferentes disposiciones de circuitos. Los más utilizados en nuestro medio son de simple terna y doble terna. Un circuito (terna) se encuentra conformado de tres fases (R, S y T). Generalmente las líneas de extra alta tensión se transmiten en simple terna, mientras que a tensiones menores se transmiten a simple y/o doble terna, dependiendo del requerimiento.

c) Según la disposición de los circuitos

Las configuraciones más típicas de disposición de fases (ver Figura N° 7) en el espacio son la horizontal, vertical y en delta. La disposición horizontal produce estructuras de menor peso, la disposición vertical genera estructuras que demandan menor franja de servidumbre (ancho de seguridad normado a lo largo de una línea de transmisión), y la configuración delta minimiza las pérdidas eléctricas y efectos de campo magnético para estructuras de un solo circuito.

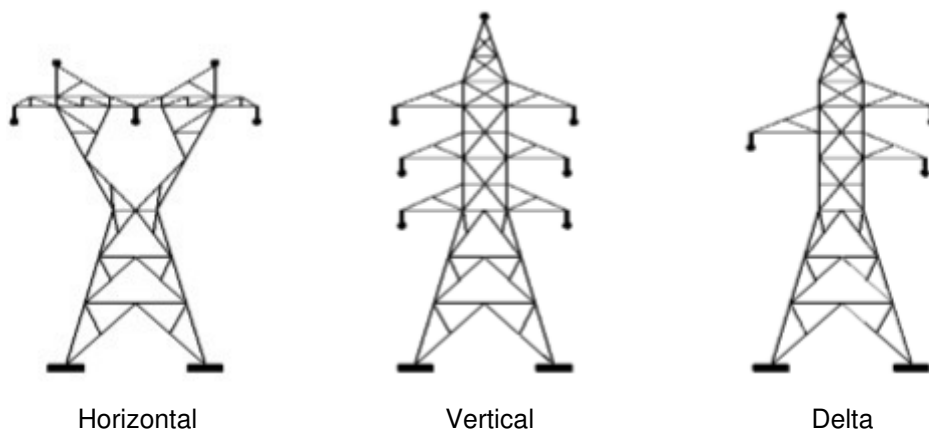


Figura N° 7 Disposición de circuitos

d) Según el tipo de fijación

- Torres auto soportadas: Este tipo de estructuras son aquellas que se pueden soportar por sí misma a través de sus cimentaciones. Son las más comunes en las líneas de transmisión debido a su adaptabilidad a todo tipo de terreno y su fácil montaje. Pueden ser utilizadas para todas las funciones de las torres en la línea y diversas configuraciones de varios circuitos. Corresponden al tipo de torre a tener en cuenta en el presente trabajo.
- Torres atirantadas: Este tipo de estructuras son aquellas que requieren de cables anclados al terreno denominados “retenidas” para sostenerse. Este tipo de estructura es menos costosa, pero más difícil de montar debido a la inestabilidad que presentará hasta que sean colocadas las retenidas. Suele ser utilizada sólo para la función de suspensión en la línea.

2.2.3.2 Geometría básica

La geometría de una torre de transmisión auto soportada dependerá de la definición de la estructura en planta y elevación debido a los requerimientos eléctricos de distancia de seguridad entre cables, distancia de seguridad de los cables conductores al terreno, flechas, separación de patas, etc. Es recomendable que las estructuras mantengan sencillez,

simetría en planta, simetría en elevación, rigidez, ductilidad y distribución uniforme de esfuerzos. A continuación, se presentan los elementos de una estructura “tipo gato” auto soportada, simple terna y configuración horizontal utilizada principalmente en líneas de transmisión de 500 kV en nuestro país (ver Figura N° 8).

- Castillete: Soporte donde se fija el cable de guarda.
- Crucetas: Soporte donde se fijan las cadenas de aisladores y garantizan la distancia de seguridad a tierra para las fases exteriores.
- Viga: Soporte de función similar a las crucetas, pero para la fase central.
- Cuerpo común: Parte de la torre que soporta al castillete, viga y crucetas.
- Cuerpo tronco-piramidal: Parte de la torre en forma tronco-piramidal con una pendiente que se basará en conceptos de estabilidad y economía.
- Extensiones: Son cuerpos tronco-piramidales adicionales que se ensamblan al cuerpo tronco-piramidal de la torre con el fin de aumentar su altura debido a requerimientos de distancia de seguridad para terrenos muy irregulares.
- Patas: Sección más baja de la torre donde se acumulan los esfuerzos que serán transmitidos a la cimentación. Las cuatro patas no necesariamente poseen la misma altura ya que estas se adecuarán al terreno.
- Stubs: Ángulo de anclaje entre la torre y su cimentación. Este se introduce en el pedestal de la cimentación y permite la transmisión de esfuerzos a partir de garras o cleats. Los stubs son perfiles angulares de lados iguales de igual o mayor dimensión que el montante más bajo de la torre.
- Cimentación: Sub-estructura que recibe las cargas provenientes de la torre y transmiten los esfuerzos al terreno.

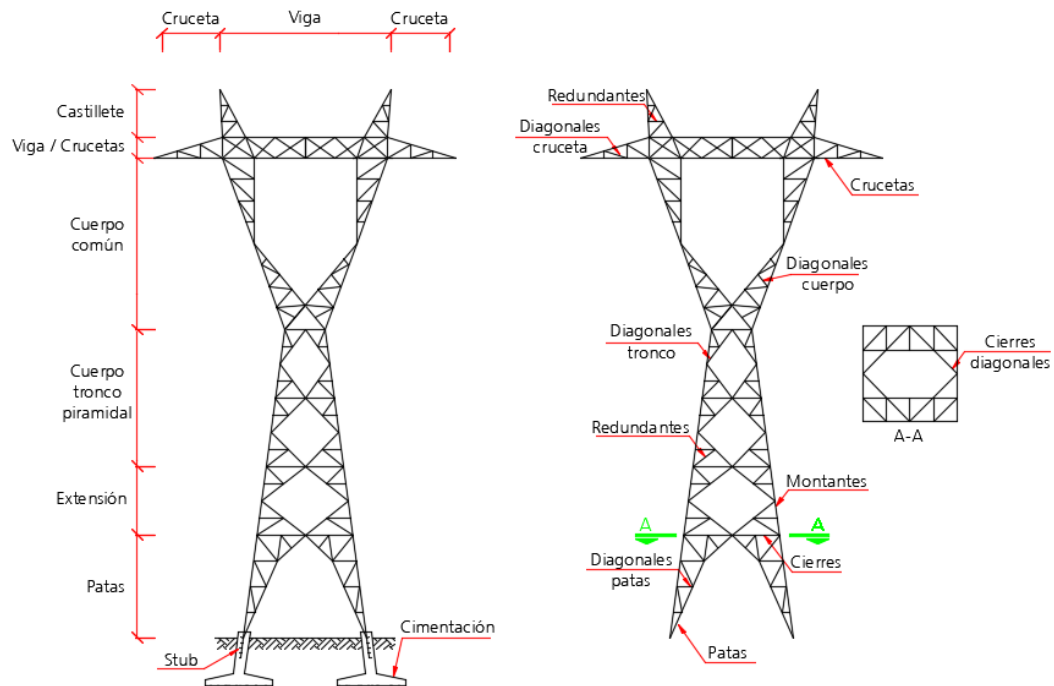


Figura N° 8 Elementos componentes de una torre de transmisión

Con fines de análisis y de acuerdo al ASCE 10-97, una estructura en celosía está representada por un modelo compuesto de elementos interconectados en nudos. Los elementos son clasificados como primarios y redundantes.

- Elementos primarios: Forman el sistema triangular (armadura en tres dimensiones) que transmite las cargas desde su punto de aplicación hasta la cimentación.
- Elementos redundantes: Son elementos utilizados para proporcionar nodos intermedios de refuerzo para los elementos primarios que reducen su longitud no arriostrada. Estos elementos pueden ser fácilmente identificados como aquellos que se encuentran dentro de los triángulos formados por los elementos primarios.

2.3 SOLICITACIONES DE CARGA SOBRE LAS ESTRUCTURAS

2.3.1 Generalidades

Toda estructura es calculada para resistir efectos dinámicos distintos a su peso propio, este es el caso de las cargas por viento, sismo y cargas debido a la línea de transmisión. Este tipo de estructuras, al ser livianas, el efecto sísmico no es considerado tan relevante. De acuerdo al ASCE 74, las estructuras de transmisión no requieren ser diseñadas por cargas sísmicas porque históricamente se ha demostrado un adecuado comportamiento ante movimientos sísmicos mientras no se presenten problemas geotécnicos, siendo estas cargas menores que las establecidas por el viento o la rotura de un cable.

2.3.2 Vanos de diseño

Con la finalidad de determinar las cargas que actuarán sobre las estructuras en una línea de transmisión se debe realizar un estudio de cada tramo para poder establecer el vano de diseño para determinar los diferentes casos de carga. Se establecen principalmente dos vanos de diseño para cada tramo, los cuales se muestran en la Figura N° 9.

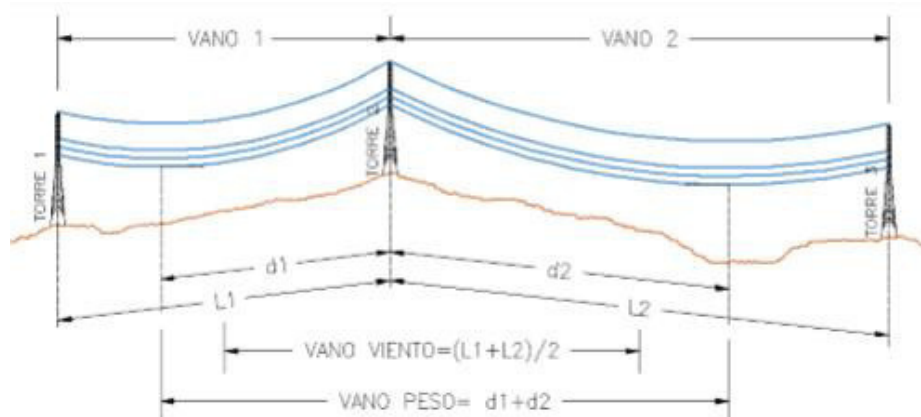


Figura N° 9 Vanos de diseño

- Vano viento: Corresponde a la semisuma de los vanos adyacentes a una estructura. Se utiliza para calcular las cargas transversales en los cables.
- Vano peso: Corresponde a la suma de la distancia entre el eje de la estructura y el punto más bajo de la catenaria que forman los cables de los vanos adyacentes a las estructuras en análisis. Se utiliza para calcular las cargas verticales en los cables.

2.3.3 Solicitaciones de cargas verticales

Las cargas verticales son las que se originan por el peso propio de los cables conductores, de guarda, cadenas de aisladores, herrajes, otros accesorios y el peso de la estructura. Adicionalmente se considerarán las cargas de la etapa de construcción, montaje y mantenimiento. Por lo tanto, las cargas verticales se clasificarán como:

- Cargas verticales permanentes: Peso propio de la estructura, peso de los cables y el peso de los accesorios.
- Sobrecargas verticales: Cargas de construcción, montaje y mantenimiento. Consideran el peso del personal especializado, ya sea al inicio del montaje como para el mantenimiento de la estructura. De acuerdo al ASCE 74, se considera esta carga igual a 1,50 kN que corresponde aproximadamente igual al peso de un liniero (personal de montaje y mantenimiento de líneas de transmisión) más sus herramientas. Esta carga se aplicará a cada uno de los puntos de conexión de los cables y aisladores a la estructura.

En los modelamientos de las estructuras se considerará un peso adicional aproximado de 25% debido a todos los elementos que no son considerados en el modelamiento como son las platinas (11%), pernos (9%) y galvanizado (5%); los porcentajes mostrados han sido estimados de planos de fabricación de estructuras similares. El peso de la estructura se obtendrá del modelamiento en el software SAP2000 v19.0.0, el cual se muestra en el ítem 6.2.1. Las cargas verticales en los puntos de conexión

cable-estructura serán definidas de acuerdo a lo mostrado en la siguiente ecuación:

$$V = (w_c * n * V_p + p_k + p_h) * k_3 \quad (1)$$

2.3.4 Solicitaciones de cargas longitudinales

Las cargas longitudinales son las que se originan por la componente longitudinal de la tensión de los cables debido al ángulo de deflexión o por la rotura de algún cable conductor o cable de guarda. Para estructuras terminales o de anclaje se considera la hipótesis de carga de rotura de todos los cables conductores y cables de guarda de uno de los vanos adyacentes con la finalidad de evitar daños en las estructuras de transmisión contiguas ya sea de la línea o la subestación. Esta hipótesis es conocida como “caída en cascada” de las estructuras y aplica principalmente en líneas de transmisión muy largas.

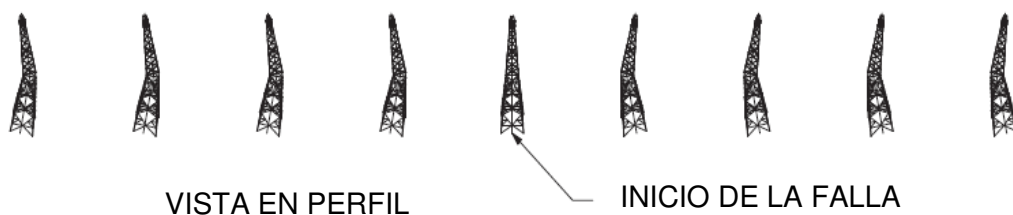


Figura N° 10 Falla en cascada

Las cargas longitudinales en los puntos de conexión cable-estructura serán definidas de acuerdo a lo mostrado en la siguiente ecuación:

$$L = T_i * n * \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) * k_4 \quad (2)$$

2.3.5 Solicitaciones de cargas transversales

Las cargas transversales son las que se originan por la componente transversal de la tensión de los cables debido al ángulo de deflexión y/o por la presión que el viento ejerce sobre los cables, aisladores, accesorios

y estructura. Según el CNE – Suministro 2011, en el ítem 251.B.2, la presión de viento horizontal será aplicada en ángulo recto hacia la dirección de la línea. Las cargas transversales en los puntos de conexión cable-estructura serán definidas de acuerdo a lo mostrado en la siguiente ecuación:

$$T = k_1 * n * d_c * q_u * G_w * V_v * \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) + k_2 * 2 * n * T_i * \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) + k_1 * q_u * A_k \quad (3)$$

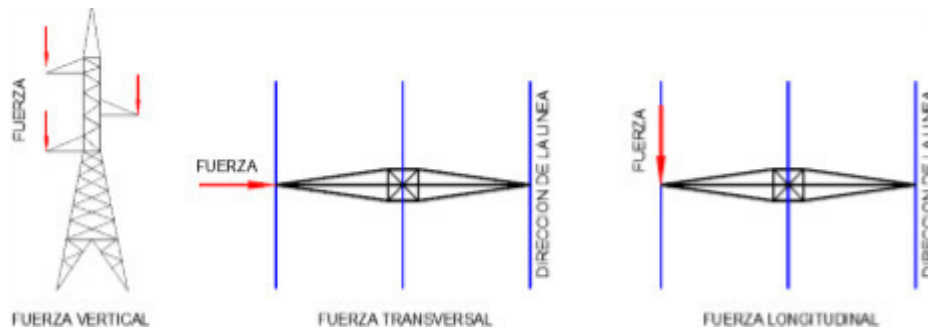


Figura N° 11 Solicitaciones de carga

La metodología de cálculo de las cargas de viento sobre los cables y la estructura se establecen en el ítem 3.3.

2.4 COMPORTAMIENTO DEL VIENTO

2.4.1 El viento atmosférico

Los procesos meteorológicos que se dan en la Tierra tienen su origen en la radiación del Sol a la superficie terrestre. El viento se define como el movimiento relativo de la masa de aire respecto a la superficie terrestre de un punto a otro. El movimiento es generado por el calentamiento no uniforme de la superficie terrestre, donde el Ecuador recibe mayor calor que las zonas alejadas como los polos produciendo dos zonas cuyo desequilibrio térmico genera un gradiente de presión que produce el movimiento de la masa de aire.

Naturalmente el viento es turbulento, especialmente cerca de la superficie terrestre en donde ocurre fricción con el flujo de aire generando la turbulencia. La turbulencia es un fenómeno que ocurre de forma compleja y de forma aleatoria en tiempo y espacio por lo que resulta casi imposible realizar un modelamiento exacto de su comportamiento.

El viento es un fenómeno natural variable que experimenta un proceso aleatorio o estocástico debido a que no sigue una cierta ley y los resultados se pueden aproximar solo en términos de probabilidades para un tiempo específico. Caso contrario sería un proceso determinista.

Según Meseguer (2013) y Simiu & Scanlan (1996), el viento puede ser tratado como un proceso aleatorio estacionario y ergódico. Es estacionario porque sus propiedades estadísticas son invariables en el tiempo independientemente del periodo elegido para el análisis y ergódico porque los parámetros estadísticos coinciden tanto para una muestra como para un conjunto de muestras.

El viento atmosférico se compone de una velocidad de viento promedio (parte estática) a la cual se le añaden las fluctuaciones (parte dinámica) que tendrán una media igual a cero.

- Velocidad en la dirección del flujo de viento

$$U(z,t) = U(z) + u(x,y,z,t) \quad (4)$$

- Velocidad en la dirección transversal al flujo de viento

$$V(z,t) = v(x,y,z,t) \quad (5)$$

- Velocidad en la dirección vertical al flujo de viento

$$W(z,t) = w(x,y,z,t) \quad (6)$$

Como se puede apreciar el flujo del viento se encuentra compuesta en tres direcciones, sin embargo, con fines ingenieriles se emplea únicamente la velocidad de viento en la dirección del flujo.

Entre las propiedades más importantes de la masa de aire que forma el viento tenemos:

- Densidad: Condiciona la magnitud de las fuerzas aerodinámicas inerciales. El aire es un fluido poco denso ($\rho = 1,225 \text{ kg/m}^3$).
- Viscosidad dinámica: Responsable de la resistencia al deslizamiento entre dos capas con distintas velocidades de un fluido. El aire es un fluido poco viscoso ($\mu = 1,78 \times 10^{-5} \text{ Pa.s}$, viscosidad dinámica).
- Presión y temperatura: En condiciones normales se considera $T = 15^\circ \text{ C}$ y $P = 1 \text{ atm}$.
- Número de Reynolds: Que establece una relación entre los términos inerciales y los viscosos. Meseguer (2013) menciona que el número de Reynolds nos permite identificar un flujo como laminar (número de Reynolds pequeño) o como turbulento (número de Reynolds grande).

2.4.2 El viento medio

De acuerdo a la ecuación de Bernoulli, se establece una dependencia entre la presión ejercida por el viento y su velocidad. Meseguer (2013) define la velocidad básica como el valor promediado a lo largo de un periodo de tiempo de 10 minutos para un periodo de retorno de 50 años, medida a una altura de referencia de 10 metros sobre el nivel de superficie terrestre sobre el nivel de terreno y en campo abierto donde, si hubiera obstrucciones, estas tengan una altura menor a 10 metros de modo que no alteren los datos obtenidos. La velocidad básica se determina a partir de registros históricos de velocidades medidas en una estación meteorológica para una localidad en particular a través de un instrumento llamado anemómetro, el cual mide la velocidad instantánea del viento y su dirección a través de una gráfica llamada anemograma (ver Figura N° 12).

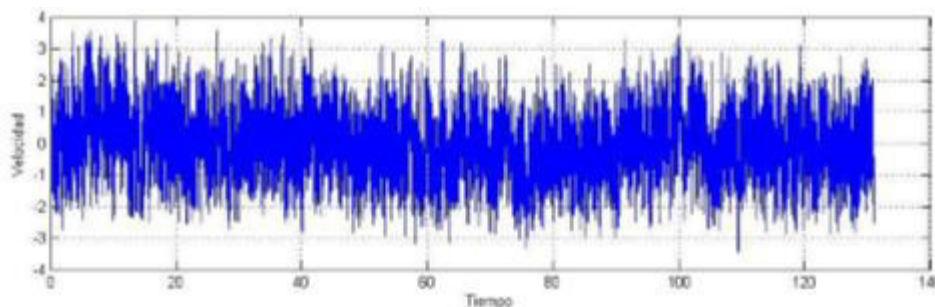


Figura N° 12 Anemograma

Por otro lado, las normativas recomiendan utilizar una velocidad de ráfaga promediada en un intervalo de 3 segundos que se definirá como la máxima velocidad que podrá ocurrir en el intervalo de tiempo considerado. La velocidad máxima de ráfagas considera un factor de ráfaga que es la relación entre la velocidad máxima y la velocidad media para un cierto periodo de retorno. Esto se realiza debido a que se encontró que las ráfagas de corta duración son las que tienen mayor potencial de provocar daños a las estructuras.

Durst (1960) determinó que, bajo las mismas condiciones de viento y periodo de observación, las velocidades de ráfaga tienden a presentar valores más altos conforme sea menor el intervalo promedio elegido. A continuación, se presenta el gráfico de Durst que nos permite con facilidad obtener la velocidad del viento en diferentes intervalos de medición.

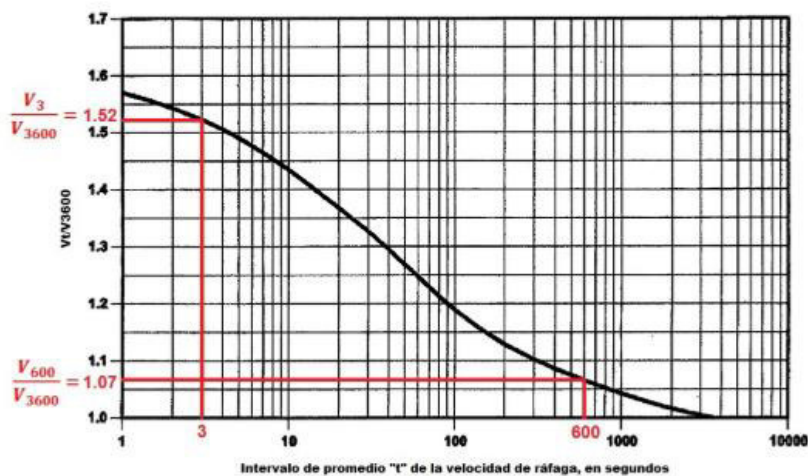


Figura N° 13 Curva de Durst para obtener velocidad de ráfaga

Por otro lado, es importante mencionar que así como la velocidad varía con el tiempo, también varía con la altura y se representa a partir de un perfil de velocidades que dependerá de los parámetros característicos relacionados a la rugosidad de un terreno. Se pueden diferenciar dos zonas sobre la superficie terrestre para un perfil de velocidades:

- **Atmosfera libre o región geostrófica:** zona en la cual el rozamiento con respecto a la superficie terrestre es despreciable por lo cual el flujo del aire se torna un movimiento horizontal de velocidad constante (flujo laminar).
- **Capa límite atmosférica:** zona que se encuentra limitada entre la superficie terrestre y la atmosfera libre, con un espesor (ver Figura N° 14) que depende de la rugosidad del terreno. La velocidad del viento en esta zona es turbulenta con la característica de que la turbulencia decrece con la altura desde un valor máximo en la superficie terrestre hasta un valor prácticamente nulo en la atmosfera libre.

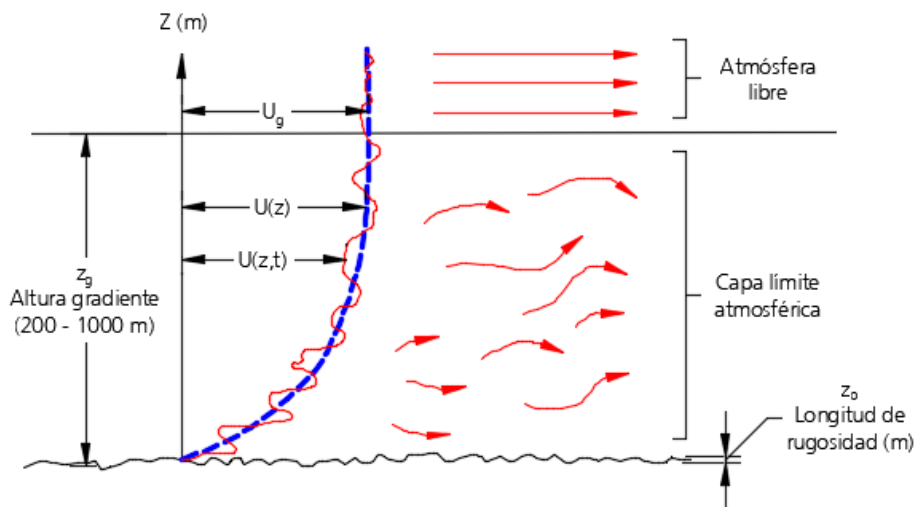


Figura N° 14 Capa límite y perfil de velocidades

Existen dos leyes aceptadas que son aplicables para la obtención de la variación de la velocidad con la altura: la ley logarítmica y la ley potencial.

Holmes (2015) recomienda la ley potencial como la más adecuada a utilizar con fines ingenieriles. Esta ley no tiene una base teórica, como si la tiene

la ley logarítmica, solo empírica a partir de simulaciones reales, sin embargo, tiene como ventaja la sencillez de su expresión matemática y su buena aproximación. Meseguer (2013) define la ley potencial de variación de la velocidad media con la altura en la capa límite:

$$U(z) = U_g * \left(\frac{z}{z_g} \right)^\alpha \quad (7)$$

2.4.3 El viento turbulento

Ribeiro de Oliveira (2006) indica que la componente turbulenta de la velocidad del viento al ser variable en espacio y tiempo deberá ser definida por parámetros estadísticos como desviación estándar (raíz cuadrática media), la función densidad espectral de potencia, la función de densidad espectral cruzada y la función de coherencia.

2.4.3.1 Función de densidad espectral cruzada y de coherencia

El modelamiento del viento se hace más complicado cuanto se tiene que realizar el modelamiento para más de un punto en el espacio, para lo cual se debe tener coherencia espacial, es decir debe existir una correlación entre las velocidades del viento para los diferentes puntos del espacio. El espectro cruzado representa la correlación entre dos series temporales en el dominio de la frecuencia.

$$S_{jk}(f) = S_{jk}^C(f) + i * S_{jk}^Q(f) \quad (8)$$

Dónde $i = \sqrt{-1}$. La parte real e imaginaria de la ecuación son conocidos como el co-espectro y espectro en cuadratura respectivamente.

Deodatis (1996) propone un método para determinar la función de coherencia para un proceso estocástico considerando únicamente la velocidad del viento en la dirección longitudinal para tres puntos distintos en el espacio. Para “n” puntos en el espacio de velocidades fluctuantes de

media cero iguales a $u_1(t)$, $u_2(t)$, $u_3(t)$, ..., $u_n(t)$, la matriz del espectro cruzado de densidad queda definida como:

$$\mathbf{S}(f) = \begin{bmatrix} S_{11}(f) & S_{12}(f) & S_{13}(f) & \cdots & S_{1n}(f) \\ S_{21}(f) & S_{22}(f) & S_{23}(f) & \cdots & S_{2n}(f) \\ S_{31}(f) & S_{32}(f) & S_{33}(f) & \cdots & S_{3n}(f) \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{n1}(f) & S_{n2}(f) & S_{n3}(f) & \cdots & S_{nn}(f) \end{bmatrix} \quad (9)$$

Simiu & Scanlan (1996) establecen que para una turbulencia homogénea el espectro en cuadratura (parte imaginaria) desaparece. En la atmósfera se puede demostrar que la relación entre el espectro en cuadratura y el co-espectro es muy pequeño, por lo tanto, para fines de ingeniería el espectro cruzado de densidad entre dos puntos en el espacio se define como:

$$S_{jk}(f) = \sqrt{S_j(f) * S_k(f) * Coh(f)} \quad (10)$$

La coherencia espacial de la turbulencia representa el grado de correlación entre las historias temporales de dos puntos separados en el espacio. Simiu & Scanlan (1996) proponen un modelo para obtener la función de coherencia entre las velocidades fluctuantes para dos puntos en el espacio.

$$Coh(f) = \exp\left(-f * \left(\frac{C_z^2 * \Delta z^2 + C_x^2 * \Delta x^2}{0,5 * (U(z_i) + U(z_j))}\right)^{1/2}\right) \quad (11)$$

Dónde $U(z_i)$ y $U(z_j)$ representan a la velocidades medias a las alturas z_i y z_j respectivamente, $\Delta z = |z_i - z_j|$, $\Delta x = |x_i - x_j|$ y los coeficientes de decaimiento vertical C_z y lateral C_x iguales a 10 y 16 respectivamente para fines de diseño estructural.

2.4.3.2 Desviación estándar

Describe a la componente fluctuante y proporciona una medida del promedio de las desviaciones elevadas al cuadrado con respecto a la velocidad media. Es el valor medio cuadrático de la componente fluctuante. La raíz cuadrada de este valor corresponde a la desviación estándar o raíz cuadrática media.

$$\sigma_u^2 = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T (U(z,t) - U(z))^2 * dt = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T u(x,y,z,t)^2 * dt \quad (12)$$

Se puede demostrar que si un proceso estocástico es estacionario y gaussiano (variables de media igual a cero), entonces su valor máximo es proporcional a su desviación estándar.

$$U_{\text{máx}} = U(z) + g * \sigma_u \quad (13)$$

Según Holmes (2015), la velocidad máxima de ráfagas de viento es utilizada por muchos códigos de diseño por fuerzas de viento. En este caso, de igual manera que el ítem 2.4.2, el factor pico esperado “g” depende del tiempo promedio de medición de ráfagas (τ) así como del periodo de tiempo muestra considerado (T).

Tabla N° 4 Factor pico esperado

Tiempo promedio [τ] (s)	Tiempo muestra [T] (s)	Factor pico [g]
3	3600	3,0
3	600	2,5
1	3600	3,4
1	600	2,9
0,2	3600	3,8
0,2	600	3,4

Fuente: Wind Loading of Structures – Holmes, John D.

2.4.3.3 Espectro de densidad de potencia

Conocido como PSD (según sus siglas en inglés “Power Spectral Density”) o espectro de turbulencia. Meseguer (2013) hace referencia que el PSD

corresponde a la aplicación de la transformada de Fourier a la serie de registro de la velocidad del viento en el anemograma.

El PSD describe la distribución de la turbulencia con la frecuencia de la velocidad del viento. Es base de cualquier método de simulación de la turbulencia atmosférica del viento y se considera así porque corresponde al modelo matemático más conveniente debido a que el número de incógnitas decrecen considerablemente sin perder mucha información. Se expresa en m^2/s .

Según Meseguer (2013) y Holmes (2015) se obtiene la relación de la función de densidad espectral con el proceso meteorológico del viento de tal forma que su varianza corresponde al área bajo la curva de la función de densidad espectral de potencia.

$$\sigma_u^2 = \int_{-\infty}^{\infty} S_u(f) * df \quad (14)$$

La forma como la presentan las distintas normativas es a partir de la densidad espectral de potencia normalizada $R_N(z,f)$. A continuación, se presenta la expresión matemática del espectro utilizado por el ASCE 7, conocido también como factor de respuesta resonante:

- Espectro ASCE 7:

$$R_N(z,f) = \frac{f * S_u(z, f)}{\sigma_u^2} = \frac{7,47 * \left(\frac{f * L_z}{U(z)}\right)}{\left(1 + 10,3 * \left(\frac{f * L_z}{U(z)}\right)\right)^{5/3}} \quad (15)$$

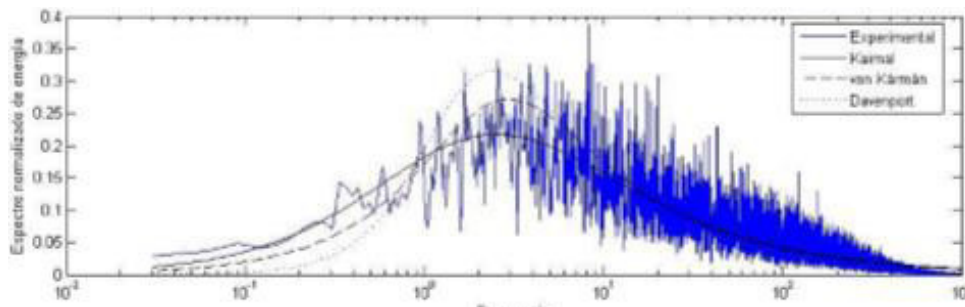


Figura N° 15 PSD normalizada de una serie de tiempo

En la Figura N° 15 se presentan graficadas funciones de densidad espectral de potencia normalizada de acuerdo a información experimental, espectro de Davenport, espectro de Kaimal y espectro de Von Karman. El espectro del ASCE 7 está basado en el espectro de Kaimal.

2.4.3.4 Intensidad de turbulencia

La varianza de la componente fluctuante cuantifica la intensidad de la turbulencia. Holmes (2015) indica que para medir la intensidad de turbulencia se debe primero sustraer la velocidad media a la serie de tiempo para proceder a la cuantificación. La turbulencia corresponde a las fluctuaciones indicadas en 2.4.1.

$$I_u = \frac{\sigma_u}{U(z)} \quad (16)$$

Holmes (2015) sugirió que para zonas cercanas al terreno, la intensidad de turbulencia se puede determinar en función de la altura y la longitud de rugosidad de la superficie.

$$I_u = \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (17)$$

En la Tabla N° 5 se muestran los valores de z_0 sugeridos por Holmes (2015).

Tabla N° 5 Longitud de rugosidad aerodinámica

Tipo de terreno	Longitud de rugosidad (m)
Llano (nieve, desierto)	0,001 – 0,005
Abierto (pradera, pocos árboles)	0,01 – 0,05
Periferia de las ciudades (Edificaciones 3 – 5 m)	0,1 – 0,5
Ciudades (Edificaciones 10 – 30 m)	1 – 5

Fuente: Wind Loading of Structures – Holmes, John D.

2.4.3.5 Modelamiento de serie temporal del viento

Para realizar un análisis dinámico de un proceso aleatorio en el dominio del tiempo es necesario la generación de series temporales de la velocidad fluctuante, las cuales pueden ser obtenidas a través de la superposición de funciones armónicas de amplitudes y frecuencias variables de acuerdo al espectro de densidad de potencia elegido. La PSD contiene información acerca de las amplitudes de varias frecuencias para una señal, sin embargo, no cuenta con información del ángulo de fase; para esto se elige un ángulo de fase inicial entre 0 y 2π .

Las fluctuaciones de la velocidad del viento correlacionada pueden simularse iniciando por la matriz de espectro cruzado de densidad, el cual debe ser descompuesto por el método de Cholesky:

$$\mathbf{S}(f) = \mathbf{H}(f) * \mathbf{H}^T(f) \quad (18)$$

$$\mathbf{H}(f) = \begin{bmatrix} H_{11}(f) & 0 & 0 & \dots & 0 \\ H_{21}(f) & H_{22}(f) & 0 & \dots & 0 \\ H_{31}(f) & H_{32}(f) & H_{33}(f) & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ H_{n1}(f) & H_{n2}(f) & H_{n3}(f) & \dots & H_{nn}(f) \end{bmatrix} \quad (19)$$

Dónde T representa a la matriz traspuesta de H. En general para que una matriz **H** pueda ser descompuesta por el método de Cholesky, esta debe ser simétrica y positiva.

De todo lo anteriormente mencionado se pueden obtener las series tiempo-historia del viento como se muestra a continuación:

$$U(t) = \sqrt{2} * \sum_{n=0}^{N-1} A_n * \cos(f_n * t + \emptyset_n) \quad (20)$$

$$A_n = \sqrt{2 * \Delta f * |\mathbf{H}(f)|} \quad (21)$$

\emptyset_n representa un ángulo de fase aleatorio e independiente distribuido uniformemente en el intervalo $[0, 2\pi]$.

2.4.4 Fuerza de arrastre del viento

Los fundamentos para el cálculo de estructuras sometidas a la acción del viento se basan en determinar la respuesta dinámica de estructuras esbeltas según las simulaciones de las serie de velocidad del viento que caracterizan estadística y espectralmente al viento turbulento. Según Meseguer (2013), las distintas estructuras que conocemos y que forman parte de nuestro día a día (desde edificaciones, puentes hasta torres de transmisión) no son cuerpos cuya geometría se encuentre adaptada para que la interacción con el flujo del viento sea suave, por lo tanto, lo que se pretende de un ingeniero es garantizar la integridad de la estructura y sus partes componentes.

López (2013) establece que, para estructuras de varios grados de libertad sometidas a cargas de viento, las fuerzas que inciden sobre esta y hay que tomar en cuenta son:

- Inerciales: Proporcionales a la masa en la dirección de la aceleración.
- Amortiguamiento: Proporcionales a la viscosidad interna de la estructura en dirección contraria a las fuerzas externas actuantes.
- Elásticas: Proporcionales a la rigidez de la estructura, en dirección contraria al desplazamiento.
- Aerodinámicas: Consecuencia de la interacción fluido-estructura.
- Externas: En este caso debidas al viento, determinadas por la presión actuante y el coeficiente de arrastre.

Estas fuerzas se encuentran relacionadas en la ecuación general de movimiento para sistemas de varios grados de libertad:

$$[M] * [\ddot{x}] + [C] * [\dot{x}] + [K] * [x] = F(t) \quad (22)$$

Aplicando el principio de Bernoulli, la presión dinámica del viento es proporcional al cuadrado de la velocidad y se expresa de la siguiente forma:

$$q_u(t) = \frac{1}{2} * \rho * (U(t))^2 \quad (23)$$

Para el cálculo de las fuerzas de arrastre, es común utilizar coeficientes adimensionales de fuerza. Siguiendo la definición de Meseguer (2013): “Los coeficientes de fuerza se definen como el cociente entre la fuerza considerada y el producto de la presión dinámica por una superficie de referencia, que en cuerpos romos suele ser el área frontal del cuerpo”.

$$c_D = \frac{F(t)}{q_u(t) * A} \quad (24)$$

$$F(t) = \frac{1}{2} * \rho * (U(t))^2 * c_D * A \quad (25)$$

Las formulaciones para el cálculo de la fuerza de arrastre varían dependiendo a la normativa a utilizar, ya que se agregan factores topográficos, direccionales, de respuesta, etc. Sin embargo, todos se basan en el mismo concepto. La ecuación (25) será utilizada para el cálculo de la fuerza dinámica de viento a partir de las series de velocidad de viento simuladas.

CAPÍTULO III: CARACTERÍSTICAS Y CRITERIOS DE DISEÑO DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA

3.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES

3.1.1 Generalidades

En la presente tesis se evaluará una torre de transmisión eléctrica de celosía en suspensión con vanos adyacentes iguales a 500 metros y un ángulo de deflexión nulo, a la cual se le agregarán extensiones cada 10 metros para evaluar la acción del viento. Como premisa se deberá tener en cuenta que la torre se localizará dentro del área de carga 0 (ver Figura N° 16) establecida por el Código Nacional de Electricidad – Suministro 2011, por lo que deberán ser considerados sus efectos ambientales.

Para la estructura a analizar se asumirá el siguiente nivel de tensión y los parámetros establecidos por los criterios de diseño de líneas de transmisión del COES SINAC:

Tabla N° 6 Parámetros eléctricos de diseño

Descripción	Valor
Máxima tensión de servicio (kV)	550
Tensión nominal (kV)	500
Rango de tensión en operación (kV)	475 – 525 kV
Frecuencia (Hz)	60
Número de circuitos	1
Número de cables conductores	4
Número de cables de guarda	2

Fuente: Propia

Adicionalmente se asumirán, con la finalidad de establecer un ejemplo, los siguientes parámetros eléctricos para poder verificar la oscilación de la cadena de aisladores.

Tabla N° 7 Coordinación de aislamiento

Descripción	Valor
Tensión impulso rayo (kV)	1175
Tensión impulso maniobra (kV)	950
Tensión frecuencia industrial 60 Hz (kV)	550

Fuente: IEC 60071-1 Insulation Co-ordination

3.1.2 Normas aplicables de diseño

En la presente tesis se utilizarán las siguientes normas para las solicitaciones de cargas, análisis estructural y diseño de elementos:

- American Society of Civil Engineers - ASCE 10-97 Design of Latticed Steel Transmission Structures.
- ANSI/AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings.
- American Society of Civil Engineers - ASCE Manual No. 74 Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading.
- IEC 60826 Design Criteria of Overhead Transmission Lines.
- Ministerio de Energía y Minas - Código Nacional de Electricidad Suministro 2011.

Los criterios de diseño de líneas de transmisión del COES SINAC señalan como referencias a consultar las 3 últimas mencionadas, sin embargo, establece que el Código Nacional de Electricidad tiene mayor jerarquía y precede a cualquier criterio o recomendación de las referencias indicadas.

3.1.3 Parámetros ambientales

El Código Nacional de Electricidad establece en el ítem 250.C las condiciones de viento, hielo y viento con hielo combinados para cada una de las áreas de carga (ver Figura N° 16). Adicionalmente deben tenerse en cuenta otras condiciones como temperatura máxima de operación de los cables, temperaturas ambientales media y mínima. A continuación, se presentan las condiciones de temperatura consideradas y los casos establecidos por el CNE para el área de carga mencionada; es importante aclarar que las temperaturas ambientales y de operación, que no son

establecidas por norma, han sido asumidas según proyectos similares para el área de carga. La temperatura máxima ambiental no será considerada debido a que la temperatura de operación de los cables posee valores mayores.

Tabla N° 8 Consideraciones ambientales en área de carga 0

Caso	Temperatura (°C)	Viento (m/s)	Hielo (mm)
Temperatura ambiental media	18	-	-
Temperatura ambiental mínima	0	-	-
Temperatura máxima de operación del conductor	55	-	-
Temperatura máxima de operación del cable de guarda	40	-	-
Viento máximo	10	26	-

Fuente: Código Nacional de Electricidad – Suministro 2011



Figura N° 16 Zonas de carga en el Perú

Debido a que el Código Nacional de Electricidad no establece para que periodo de tiempo se ha promediado la velocidad mostrada en la Tabla N° 8, asumiremos que dicha velocidad corresponde a la velocidad máxima de ráfagas de viento con un periodo de promedio de 3 segundos tal y como se presentan en otra normativas a través de las curvas isótacas (líneas que unen puntos con viento de la misma intensidad).

3.1.4 Materiales

3.1.4.1 Cables conductores de fase y de guarda

La elección de los cables a utilizar, tanto conductor como cable de guarda, se han obtenido a partir de cables similares utilizados en proyectos de líneas de transmisión de 500 kV en nuestro país.

Tabla N° 9 Especificación de conductor de fase y cable de guarda

Elemento	Conductor	Cable de guarda
Denominación	ACAR	OPGW
Calibre / Material	750 MCM	AA
Diámetro (mm)	25,32	14,40
Sección (mm ²)	380,20	120,00
Peso (kg/m)	1,046	0,7000
Tensión de ruptura (kgf)	8616	11310
Coefficiente de dilatación lineal (1/°C)	23x10 ⁻⁶	14x10 ⁻⁶
Módulo de elasticidad (kgf/mm ²)	6000	13100

Fuente: Propia

3.1.4.2 Aisladores de vidrio templado

Los aisladores serán conformados por platos individuales que formarán las cadenas de aisladores según la cantidad establecida en la Tabla N° 3. De igual manera las especificaciones de los aisladores también serán consideradas de proyectos de líneas de transmisión de 500 kV realizados en nuestro país.

Tabla N° 10 Especificación de aislador

Aislador Estándar	
Clase	U120B
Material	Vidrio templado
Diámetro (mm)	255
Paso (Altura) (mm)	146
Carga de rotura (kN)	120
Peso por unidad (kg)	4,20

Fuente: Propia

3.1.4.3 Acero estructural

La torre de transmisión será una estructura tipo celosía auto soportada, empernada y conformada por perfiles angulares de acero estructural y platinas de unión en los puntos de la estructura en donde concurren dos perfiles o más. Se utilizarán dos tipos de acero estructural: normal ASTM A36 y de alta resistencia ASTM A572 Gr. 50. El acero normal se utilizará en platinas de unión, mientras que el acero de alta resistencia se utilizará para elementos primarios y redundantes.

Tabla N° 11 Especificación de acero estructural

Esfuerzo	ASTM A36	ASTM A572 Gr.50
Fluencia F_y (MPa)	250	345
Rotura F_u (MPa)	400	450

Fuente: Propia

3.1.4.4 Pernos de conexión

Los pernos serán utilizados para unir los perfiles de acero estructural entre sí o con las platinas de unión. Están especificados bajo la norma ASTM A394 tipo 0 según lo establece el ASCE 10-97. Las normas AISC 360-10 y ASCE 10-97 recomiendan que las perforaciones estándar para los pernos sean iguales a 1/16" más del diámetro del perno.

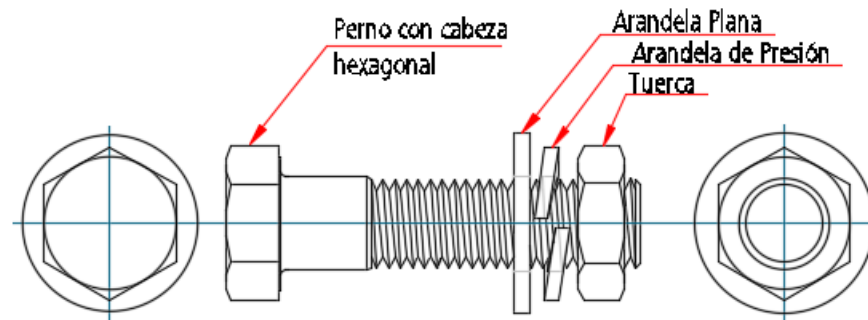


Figura N° 17 Esquema de perno de conexión

3.2 REQUERIMIENTOS MÍNIMOS DE DISEÑO

3.2.1 Dimensiones mínimas

La norma ASCE 10-97, establece que el espesor mínimo a considerar para perfiles de acero estructural será de 1/8" mientras que para las platinas de unión será de 3/16".

3.2.2 Control de deflexiones

Las normativas ASCE no especifican límites permisibles de deflexión para estructuras de transmisión, por lo tanto, se recurre a la bibliografía de referencia. Murthy y Santhakumar (1990) establecen que no se cuenta con suficiente información acerca de los límites de deflexión de torres de transmisión, sin embargo, pueden utilizarse los siguientes límites para la verificación de la deflexión de la parte más alta de la estructura:

- Torres de suspensión y de ángulos pequeños : (1/100) H
- Torre terminales y de ángulos grandes : (1/120) H
- Torres con alturas mayores a 160 metros : (1/140) H

Además, establecen también la deflexión para las crucetas o brazos de las torres a partir de las siguientes relaciones para torres de suspensión:

- Porción de la cruceta más allá del montante : (1/50) A
- Porción de la cruceta entre dos montantes : (1/150) L

3.2.3 Relación de esbeltez

La relación de esbeltez L/r se encuentra modificada por el factor K considerando el tipo de conexión de un elemento en sus extremos y el tipo de elemento que se está analizando dentro de la estructura, esto quiere decir, si el mismo es un elemento largo o un elemento corto y dependiendo de esto se clasifican de la siguiente manera:

- Elementos cortos: Son definidos por su relación de esbeltez L/r menor o igual a 120 y su clasificación viene dada por el efecto de excentricidad en la conexión.
- Elementos largos: Son definidos por su relación de esbeltez L/r mayor a 120 y su clasificación viene dada por el efecto de restricción en la conexión.

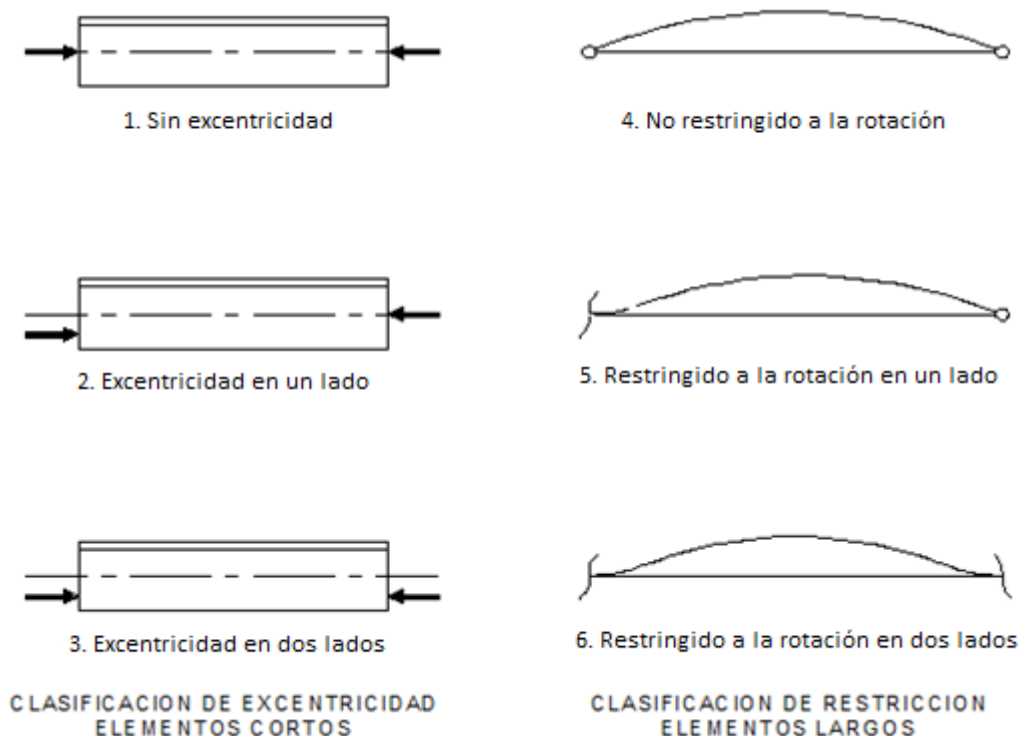


Figura N° 18 Condición de conexión de elementos

Tabla N° 12 Curvas de esbeltez

Curva	Descripción	Elemento	KL/r
1	Sin excentricidad (Elemento empernado en ambas cara en ambos extremos)	Corto	L/r
2	Excentricidad en un lado (Elemento empernado en ambas caras en un extremo y en otro extremo empernado en una cara)	Corto	30+0,75*(L/r)
3	Excentricidad en ambos lados (Elemento empernado en una cara en ambos extremos)	Corto	60+0,50*(L/r)
4	No restringido a la rotación (un perno en cada extremo)	Largo	L/r
5	Restringido a la rotación en un lado (dos o más pernos en un extremo y un perno en el otro)	Largo	28,6+0,762*(L/r)
6	Restringido a la rotación en dos lados (dos o más pernos en ambos extremos)	Largo	46,2+0,615*(L/r)

Fuente: Design of Latticed Steel Transmission Structures - ASCE 10-97

La condición de falla por esbeltez se evidenciará cuando un elemento se encuentre sometido a fuerzas de compresión axial debido a que la longitud del elemento es muy grande en comparación con las dimensiones de su sección transversal. La norma ASCE 10-97, establece los siguientes rangos aceptables de la esbeltez para los siguientes elementos:

- Montantes y crucetas : $KL/r \leq 150$
- Diagonales y cierres : $KL/r \leq 200$
- Redundantes : $KL/r \leq 250$

3.2.4 Diseño y verificación de elementos

La fuerza predominante en este tipo de estructuras es la axial (compresión y/o tracción). Para el análisis se debe considerar que todos los nudos sean articulados. En el diseño a considerar de torres de transmisión se aplicará la metodología de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) como lo establece el ASCE 10-97.

3.2.4.1 Capacidad a compresión

La verificación a compresión de un elemento consiste en dos partes esenciales: la verificación de la esbeltez de la sección transversal (pandeo local del elemento) y la verificación del esfuerzo de compresión.

$$F_{cr} = F_y \quad \text{para } \frac{w}{t} < \frac{80 * \psi}{\sqrt{F_y}} \quad (26)$$

$$F_{cr} = \left[1,677 - 0,677 \frac{w/t}{(w/t)_{lim}} \right] * F_y \quad \text{para } \frac{80 * \psi}{\sqrt{F_y}} < \frac{w}{t} < \frac{144 * \psi}{\sqrt{F_y}} \quad (27)$$

$$F_{cr} = \frac{0,332 * \pi^2 * E}{(w/t)^2} \quad \text{para } \frac{w}{t} > \frac{144 * \psi}{\sqrt{F_y}} \quad (28)$$

El coeficiente $\psi = 1$ cuando F_y está en Ksi y 2,62 cuando F_y está en MPa.

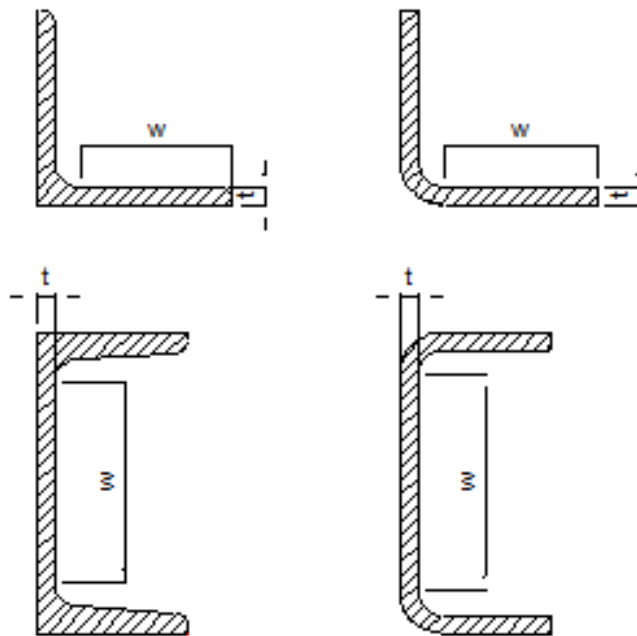


Figura N° 19 Determinación de la relación w/t

De tal forma se obtiene el esfuerzo crítico o pandeo de Euler.

$$F_a = \left[1 - 0,5 * \left(\frac{KL/r}{C_c} \right)^2 \right] * F_{cr} \quad \text{para } \frac{KL}{r} \leq C_c \quad (29)$$

$$F_a = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{para } \frac{KL}{r} > C_c \quad (30)$$

$$C_c = \pi * \sqrt{\left(\frac{2 * E}{F_{cr}}\right)} \quad (31)$$

Finalmente, la verificación del esfuerzo a compresión del elemento será calculado de la siguiente forma:

$$\phi P_{nc} = \phi F_a * A_t \quad \text{para } \phi = 0,90 \quad (32)$$

3.2.4.2 Capacidad a tracción

La verificación a tracción de un elemento se realiza para el estado de fluencia sobre el área total del perfil y el estado de ruptura sobre su área neta, es decir sobre el área del perfil menos el área correspondiente a las perforaciones de los pernos de conexión. Para este caso, los elementos no se verán sometidos a fenómenos de inestabilidad críticos como el pandeo local. De todas formas, se recomienda que la relación de esbeltez para elementos sometidos a tracción no exceda de 300 de acuerdo al AISC 360-10.

- Fluencia en la sección bruta

$$\phi P_t = \phi F_y * A_t \quad \text{para } \phi = 0,90 \quad (33)$$

El área bruta es el área total de la sección transversal de cada elemento sin considerar perforaciones.

- Ruptura de la sección neta

$$\phi P_u = \phi F_u * A_e \quad \text{para } \phi = 0,75 \quad (34)$$

El área neta es el área bruta de la sección transversal al cual se le deduce el área de los agujeros de las perforaciones de acuerdo a lo mencionado en 3.1.4.4. Se puede considerar igual a la suma de los productos de los

espesores y el ancho neto de cada componente de la sección; se tendrá en cuenta que si las perforaciones están distribuidas en forma de zig-zag el área neta de esta parte será obtenida deduciendo el ancho total de la suma de todas las perforaciones más la cantidad $s^2/4g$ donde s (paso) es la distancia longitudinal centro a centro entre dos perforaciones y g (gramil) es la distancia centro a centro entre líneas de perforaciones, si es requerido. Se utilizará únicamente la disposición de pernos mostrada a continuación:

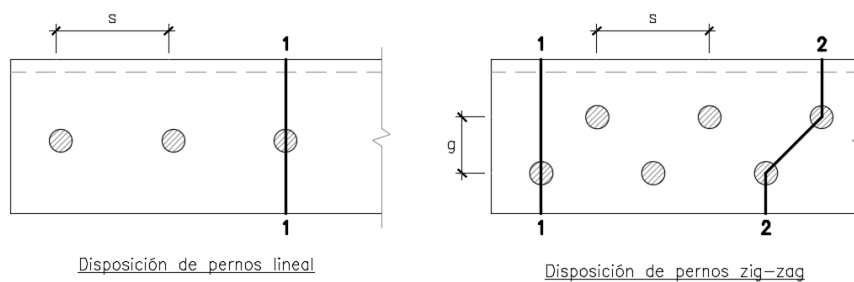


Figura N° 20 Secciones de posible falla en elementos

Cuando se realizan las perforaciones para los pernos, estas se realizan a distancias estandarizadas conocidas como gramiles.

Tabla N° 13 Gramiles para perfiles angulares

Lado ala	Gramil (pulg)		
	g1	g2	g3
8	4 1/2	3	3
7	4	2 1/2	3
6	3 1/2	2 1/4	2 1/2
5	3	2	1 3/4
4	2 1/2	-	-
3 1/2	2	-	-
3	1 3/4	-	-
2 1/2	1 3/8	-	-
2	1 1/8	-	-
1 3/4	1	-	-
1 1/2	7/8	-	-
1 3/8	7/8	-	-
1 1/4	3/4	-	-
1	5/8	-	-

Fuente: Specification for Structural Steel Buildings – AISC 360-10

El área efectiva neta depende del tipo de conexión a realizar:

- Caso 1: Si la carga se transmite uniformemente a todos elementos transversales por medio de pernos o soldadura (ver Figura N° 21), el área efectiva será igual al área neta o total respectivamente.
- Caso 2: Si la carga no se transmite uniformemente a lo largo del perfil debido principalmente a que solo se ha realizado la conexión por una de las alas (ver Figura N° 22), el área efectiva corresponde al área neta multiplicada por un factor de reducción.

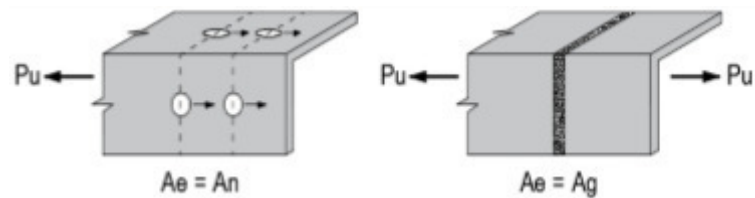


Figura N° 21 Cálculo del área neta efectiva, caso 1

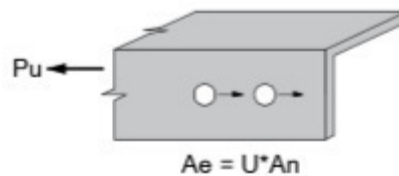


Figura N° 22 Cálculo del área neta efectiva, caso 2

El valor de U no debe ser menor que los valores establecidos por el AISC 360-10 definidos a continuación:

Tabla N° 14 Factor de corte diferido U

Descripción	Factor de corte diferido U
4 o más pernos por línea en la dirección de carga	0,80
2 o 3 pernos por línea en la dirección de carga	0,60
1 solo perno	0,75

Fuente: Specification for Structural Steel Buildings – AISC 360-10

Por último, la capacidad a tracción del perfil se definirá como:

$$\emptyset P_{nt} = \text{máx}(\emptyset P_t ; \emptyset P_u) \quad (35)$$

3.2.4.3 Capacidad al corte en pernos

La verificación de la capacidad de corte de los pernos nos permite determinar cuántos son los pernos necesarios para una sección. Depende de las propiedades de resistencia del perno de acuerdo a la norma ASTM A394 Tipo 0.

$$\emptyset R_{nc} = \emptyset V_n * n * N_{pc} \quad \text{para } \emptyset = 0,75 \quad (36)$$

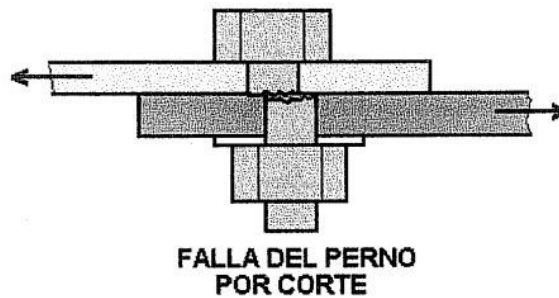
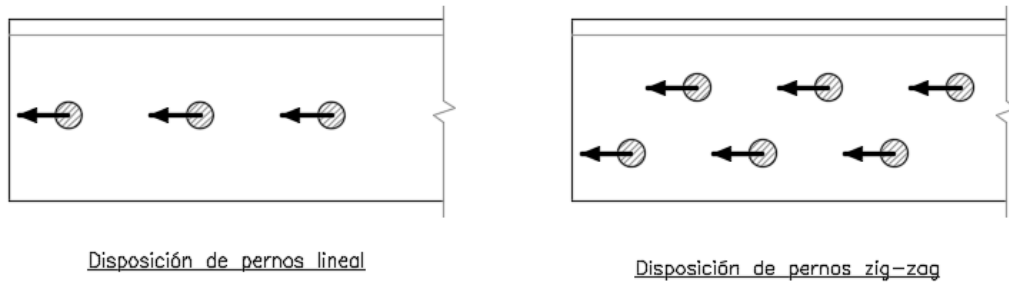


Figura N° 23 Falla por corte en conexión

A continuación, se presenta la Tabla N° 15 en donde se muestra resistencia a la tracción y al corte de los mencionados pernos.

Tabla N° 15 Especificación de pernos ASTM A394 Tipo 0

Diámetro (pulg)	Diámetro perforación estándar (pulg)	Resistencia al corte Vn (kN)		Resistencia a tracción Tn (kN)
		Rosca incluida	Rosca excluida	
1/2	9/16	30,92	40,03	46,71
5/8	11/16	49,60	62,72	74,29
3/4	13/16	74,06	90,08	109,87
7/8	15/16	102,98	122,77	152,13
1	1 1/16	135,23	160,36	199,50

Fuente: ASTM A394 - Standard Specification for Steel Transmission Tower Bolts, Zinc-Coated and Bare

3.2.4.4 Capacidad al aplastamiento en pernos

La verificación por aplastamiento no se obtiene a partir de las propiedades de resistencia del perno sino de la distribución de pernos y las propiedades de resistencia de los elementos conectados. Se utilizará el menor de los dos valores que se obtienen a continuación:

$$\phi R_{na} = \phi 1,2 * L_c * t * F_u \quad \text{para } \phi = 0,75 \quad (37)$$

$$\phi R_{na} = \phi 2,4 * \phi_{\text{perf}} * n * t * F_u \quad \text{para } \phi = 0,75 \quad (38)$$

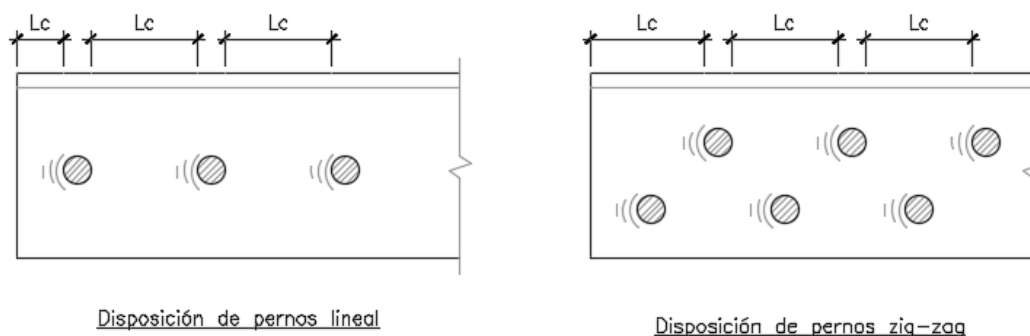


Figura N° 24 Falla por aplastamiento en conexión

3.2.4.5 Capacidad al bloque de cortante

La verificación es realizada únicamente para ángulos que se encuentran conectados por una sola ala de acuerdo al ASCE 10-97.

- Fractura por tracción y cedencia por corte

$$\phi R_{nbc} = \phi (0,6 * F_y * A_c + F_u * A_{nt}) \quad \text{para } \phi = 0,75 \quad (39)$$

- Fractura por corte y cedencia por tracción

$$\phi R_{nbc} = \phi (F_y * A_t + 0,6 * F_u * A_{nc}) \quad \text{para } \phi = 0,75 \quad (40)$$

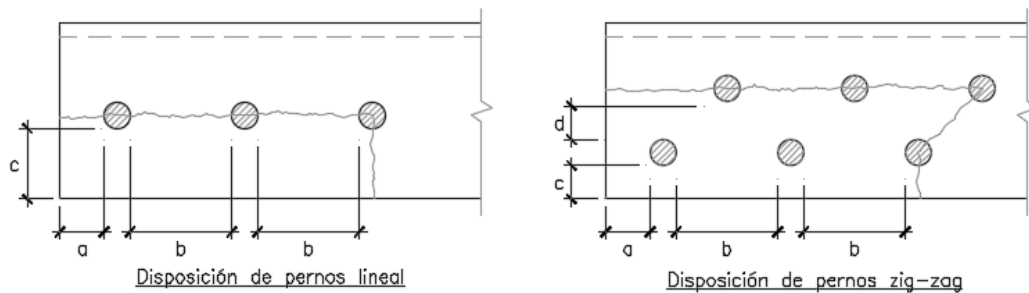


Figura N° 25 Falla por bloque de cortante en conexión

3.3 CARGAS SOBRE LOS CABLES Y LA ESTRUCTURA

3.3.1 Cargas de viento

Las cargas debidas a la presión del viento sobre los cables conductores, cables de guarda, aisladores y estructura tendrán en consideración los parámetros y metodología del CNE – Suministro 2011 y el manual ASCE 74 “Guidelines for Electrical Transmission Lines Structural Loading”.

$$F = \gamma_w * Q * K_z * K_{zt} * (V_{50})^2 * G * C_f * A \quad (41)$$

3.3.1.1 Parámetros de diseño

- Constante numérica de presión Q: Es un factor que depende principalmente de la temperatura y densidad del viento. De acuerdo a la altitud, el CNE establece un factor $Q = 0,613$ para zonas hasta los 3000 m.s.n.m. y $Q = 0,455$ para zonas mayores a 3000 m.s.n.m.

- Factor de exposición K_z : Es un factor que modifica la velocidad básica del viento con la altura para diferentes categorías de exposición. El coeficiente de exposición se describe a continuación:

$$K_z = 2,01 * \left(\frac{z_h}{z_g} \right)^{\frac{2}{\alpha}} \quad 10 \leq z_h \leq z_g \quad (42)$$

De acuerdo con la ASCE 74 asumiremos una categoría de exposición C debido a que no se cuenta con una descripción detallada del terreno de emplazamiento de la estructura. Para dicha categoría de exposición tenemos los siguientes parámetros:

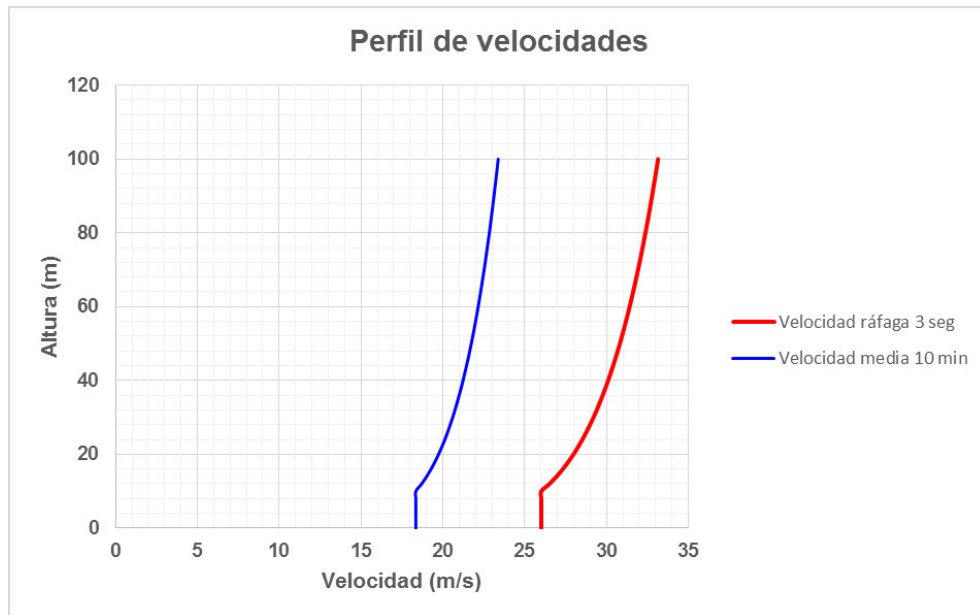
Tabla N° 16 Parámetros de K_z para categoría de exposición C

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Exponente ley potencial	α	9,5	
Altura gradiente	z_g	274,32	m

Fuente: Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading
- ASCE Manual No. 74

- Factor topográfico K_{zt} : Es un factor que modifica la velocidad básica del viento dependiendo de los accidentes topográficos de la zona de emplazamiento de la estructura. Por ejemplo es importante considerar este factor en zonas cercanas a montañas, cañones, valles, etc. De acuerdo al ASCE 74 este valor no debe ser menor a 1, por lo tanto para nuestro caso asumiremos este valor $K_{zt} = 1$ al no tener información sobre una zona en específico.
- Velocidad básica del viento V_{50} : Es la velocidad básica máxima de ráfagas para un periodo de medición de 3 segundos y un periodo de retorno de 50 años. Ésta velocidad será variable con la altura teniendo en cuenta el coeficiente K_z .

Gráfico N° 1 Perfil de velocidad del viento máximo



- Factor de respuesta a ráfaga G : Es un factor que comprende los efectos dinámicos y la baja correlación de las ráfagas sobre la respuesta al viento de los componentes de una línea de transmisión. Dicho factor se describe a continuación tanto para cables como para la estructura:

$$G_w = \frac{1 + 2,7 * E * \sqrt{B_w}}{K_v^2} \quad (43)$$

$$G_t = \frac{1 + 2,7 * E * \sqrt{B_t}}{K_v^2} \quad (44)$$

Dónde:

$$E = 4,9 * \sqrt{k} * \left(\frac{10}{z_h}\right)^{\frac{1}{\alpha_{FM}}} \quad (45)$$

$$B_w = \frac{1}{1 + \frac{0,8 * S}{L_s}} \quad (46)$$

$$B_t = \frac{1}{1 + \frac{0,56 * z_h}{L_s}} \quad (47)$$

Tabla N° 17 Parámetros de G para categoría de exposición C

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Exponente ley potencial	α_{FM}	7,0	
Coefficiente de rugosidad	k	0,005	
Escala de turbulencia	L_s	67,06	m
Factor de conversión	K_v	1,43	

Fuente: Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading - ASCE Manual No. 74

Éste factor también será variable con la altura.

- Coeficiente de arrastre C_f : Es un factor que considera la forma, tamaño, orientación, etc. de los miembros que se encuentran sometidos a la carga de viento. Para obtener dicho valor es importante definir el coeficiente de solidez que es la relación del área efectiva sometida a la fuerza de viento entre el área total de un panel.

$$\emptyset = \frac{A_e}{A_o} \quad (48)$$

Tabla N° 18 Coeficiente de arrastre para elementos

Elemento	Solidez \emptyset	Coeficiente de arrastre C_f
Cables	1,00	1,0
Estructura	< 0,025	4,0
	0,025 – 0,44	4,1 – 5,2 \emptyset
	0,45 – 0,69	1,8
	0,70 – 1,00	1,3 – 0,7 \emptyset

Fuente: Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading - ASCE Manual No. 74

3.3.2 Cargas en los puntos de conexión

Las cargas verticales, transversales y longitudinales definidas en 2.3 se representan en los árboles de carga de la estructura. Los árboles de carga corresponden a esquemas gráficos que muestran todas las cargas en el a las que será sometida la estructura durante su vida útil. Usualmente se presentan dos tipos de árboles de cargas:

- Cargas de trabajo o servicio: Corresponden a las cargas no factorizadas que soportará la estructura durante su vida útil. Estas

cargas serán utilizadas para el dimensionamiento estructural, el control de deformaciones y las reacciones para la verificación de la estabilidad de la cimentación.

- Cargas de diseño o últimas: Corresponden a las cargas factorizadas. Estas cargas corresponden a las máximas que soportará la estructura en un determinado momento y serán utilizadas para el diseño estructural de los elementos de la torre y para el diseño estructural de la cimentación.

Las cargas que se calcularán con fines de diseño se verán amplificadas por los factores establecidos en la tabla 253-1 del Código Nacional de Electricidad. Para el nivel de tensión y el tipo de estructura adoptada en este trabajo, el Código Nacional de Electricidad recomienda un grado de construcción "C", el cual establece los factores de amplificación mostrados en la siguiente tabla para las cargas transversales, verticales y longitudinales.

Tabla N° 19 Factores de sobrecarga

Cargas	Símbolo	Factorizada	No factorizada
Transversales de viento	k1	2,2	1,0
Transversales de tensión de cables	k2	1,3	1,0
Verticales	k3	1,9	1,0
Longitudinales en los amarres	k4	1,3	1,0

Fuente: Código Nacional de Electricidad – Suministro 2011

3.3.3 Hipótesis de carga

Una hipótesis de carga se considerará como un estado probable al cual será sometido un elemento o una estructura determinada por la acción simultánea de factores mecánicos y ambientales. Se presentan las mínimas recomendadas para estructuras tipo suspensión:

- Hipótesis I: Viento máximo transversal sobre conductor y cable de guarda, viento máximo transversal sobre la estructura. Conductores y cable de guarda sanos.

- Hipótesis II: Rotura de cable de guarda en condición de templado (EDS), viento nulo sobre conductor, cable de guarda y estructura. Conductores sanos.
- Hipótesis III y IV: Rotura de una fase de conductor (uno a la vez) en la condición de templado (EDS), viento nulo sobre conductor, cable de guarda y estructura. Cable de guarda sano
- Hipótesis V: Montaje y mantenimiento en la condición de templado (EDS), viento nulo sobre conductor, cable de guarda y estructura. Condición de falla por caída en cascada.

3.4 FLECHAS Y TENSIONES MECÁNICAS SOBRE LOS CABLES

3.4.1 La catenaria y sus elementos

En líneas de transmisión de energía se considera que los cables forman una curva llamada catenaria a partir de la siguiente premisa establecida: los cables se consideran como perfectamente flexibles e inextensibles. Es perfectamente flexible porque no posee resistencia a la flexión y es inextensible porque la longitud es constante antes y después de aplicarse las cargas por lo que puede ser idealizado como un cuerpo rígido. Es importante mencionar que la fuerza de tracción en cada punto será tangente a la curva en ese punto.

Para el cálculo de la flecha de un cable se considerará, en este trabajo, que es soportado por estructuras que se encuentran a un mismo nivel y con vanos adyacentes iguales.

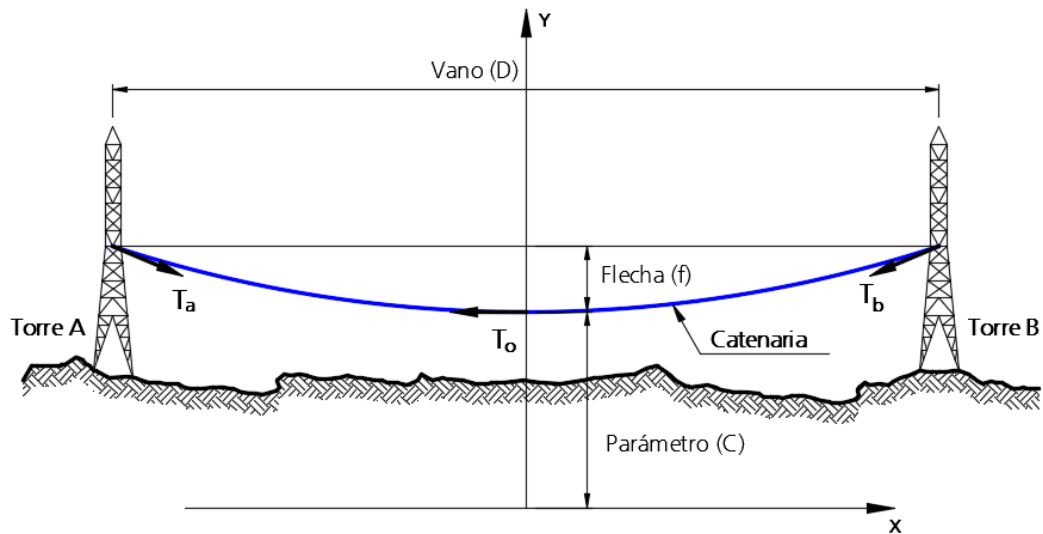


Figura N° 26 Parámetros de la catenaria

Teniendo en cuenta lo establecido por Bautista (2004) en el ítem 1.1, se presenta la ecuación de la catenaria y demás elementos:

- Parámetro C:

$$C = \frac{T_o}{w_r} \quad (49)$$

- Ecuación de la catenaria:

$$y = C * \cosh \frac{x}{C} \quad (50)$$

- Longitud de la catenaria:

$$L = 2 * C * \sinh \frac{D}{2C} \quad (51)$$

- Ecuación de la flecha:

$$f = C * \left(\cosh \frac{D}{2C} - 1 \right) \quad (52)$$

- Tensión máxima:

$$T_a = T_b = T_{\text{máx}} = T_o * \cosh \frac{D}{2C} \quad (53)$$

- Esfuerzo máximo:

$$\sigma_a = \sigma_b = \sigma_{\text{máx}} = \sigma_o * \cosh \frac{D}{2C} \quad (54)$$

- Parámetro C en función de la tensión máxima:

$$C = \frac{1}{2} * \left(\frac{T_{\text{máx}}}{w_r} + \sqrt{\left(\frac{T_{\text{máx}}}{w_r} \right)^2 - \frac{D^2}{2}} \right) \quad (55)$$

3.4.2 Hipótesis de carga

A continuación, se muestran las hipótesis mínimas necesarias para el cálculo de las flechas y tensiones sobre los cables conductores de fase y cables de guarda según los criterios de diseño de proyectos de líneas de transmisión realizados en nuestro país para torres de suspensión de 500 kV y los criterios de diseño de líneas de transmisión del COES SINAC:

- Hipótesis I: Templado a temperatura media EDS (Every Day Stress), sin presencia de viento, tracción inicial máxima EDS = 20% para conductores y tracción inicial correspondiente a una flecha de 90% de la flecha del conductor para el cable de guarda OPGW.
- Hipótesis II: Viento transversal máximo a la temperatura coincidente, tracción máxima de 60% del tiro de rotura para conductores y 50% para el cable de guarda OPGW.
- Hipótesis III: Temperatura mínima sin presencia de viento ni hielo, con tracción máxima de 33% del tiro de rotura para conductores y cables de guarda OPGW.
- Hipótesis IV: Temperatura máxima de operación, sin presencia de viento, con tracción máxima de 60% del tiro de rotura para conductores y 50% para el cable de guarda OPGW.

3.4.3 Procedimiento de cálculo de flechas y tensiones mecánicas

Para el cálculo se aplicará la ecuación de cambio de estado. Una vez tendido el conductor en condiciones de servicio, este se verá afectado por los cambios de temperatura, presión del viento y peso de los cables, por lo tanto, sus parámetros cambian. Se puede deducir que para una temperatura baja, la flecha será baja y la tensión será alta, en caso de temperatura alta ocurrirá todo lo contrario.

$$\sigma_{o2}^2 * (\sigma_{o2} + \alpha * E * (\theta_1 - \theta_2) + \frac{w_{r1}^2 * D^2 * E}{24 * A^2 * \sigma_{o1}^2} - \sigma_{o1}) = \frac{w_{r2}^2 * D^2 * E}{24 * A^2} \quad (56)$$

Es posible el cálculo de las flechas y tensiones de cada hipótesis partiendo de un estado inicial, el cual corresponderá a la condición de templado (EDS) y un estado final debido a la hipótesis de la cual se quieren obtener sus parámetros. Se verificará que la tracción calculada sea menor a la establecida para cada hipótesis. De no cumplirse esto deberá realizarse el cálculo inverso hasta encontrar la tracción de la hipótesis de templado que haga cumplir las tracciones máximas para el resto de hipótesis. Para esto se deben tener en cuenta las propiedades del conductor y cable de guarda Tabla N° 9.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS POR CARGAS ESTÁTICAS

4.1 CÁLCULO DE FLECHAS Y TENSIONES MECÁNICAS

Se procede entonces a realizar el ejemplo del cálculo de las flechas y tensiones de los cables teniendo en cuenta como estado inicial la hipótesis I y como final la hipótesis II por cable.

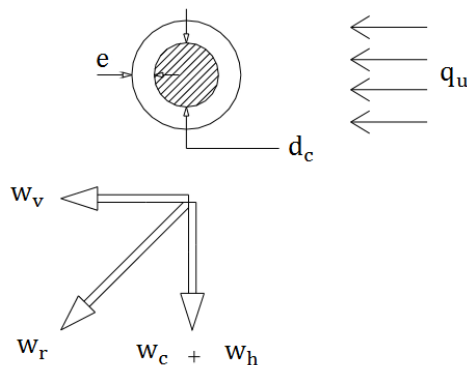


Figura N° 27 Resultante de cargas sobre el cable

Para el cálculo de la fuerza de viento sobre cables debemos calcular el factor de respuesta a ráfaga G_w especificado en 3.3.1.1 para conductores y cables de guarda. Para esto se consideraron alturas de conexión de estos a 35 m y 40 m respectivamente. Finalmente tomaremos la mayor altura para el cálculo.

Aplicado la ecuación (46):

$$B_w = \frac{1}{1 + \frac{0,8 * 500}{67,06}}$$

$$B_w = 0,14$$

Aplicado la ecuación (47):

$$E = 4,9 * \sqrt{0,005} * \left(\frac{10}{40}\right)^{\frac{1}{7}}$$

$$E = 0,28$$

Aplicado la ecuación (43):

$$G_w = \frac{1 + 2,7 * 0,28 * \sqrt{0,14}}{1,43^2}$$

$$G_w = 0,63$$

Se realizó el cálculo de las flechas y tensiones mecánicas del cable conductor para las hipótesis I y II. Se debe considerar que las tensiones máximas no superen lo establecido en 3.4.2 para cada hipótesis.

Estado inicial: Hipótesis I

$$\begin{aligned} \theta_1 &= 18 \text{ }^\circ\text{C} \\ U_1 &= 0,0 \text{ m/s} \\ e_1 &= 0,0 \text{ mm} \\ q_{u1} &= 0,0 \text{ kN/m}^2 \\ w_{c1} &= 0,041 \text{ kN/m} \\ w_{v1} &= 0,0 \text{ kN/m} \\ w_{h1} &= 0,0 \text{ kN/m} \\ w_{r1} &= 0,041 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Estado final: Hipótesis II

$$\begin{aligned} \theta_2 &= 10 \text{ }^\circ\text{C} \\ U_2 &= 29,68 \text{ m/s} \\ e_2 &= 0,0 \text{ mm} \\ q_{u2} &= 0,54 \text{ kN/m}^2 \\ w_{c2} &= 0,041 \text{ kN/m} \\ w_{v2} &= 0,034 \text{ kN/m} \\ w_{h2} &= 0,0 \text{ kN/m} \\ w_{r2} &= 0,0536 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$T_{\text{máx}} = 20\% * T_r$$

$$T_{\text{máx}} = 20\% * 4 * 84,52$$

$$T_{\text{máx}} = 67,62 \text{ kN}$$

Aplicando la ecuación (55):

$$C = \frac{1}{2} * \left(\frac{67,62}{0,041} + \sqrt{\left(\frac{67,62}{0,041} \right)^2 - \frac{500^2}{2}} \right)$$

$$C = 1628,23 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación (53):

$$T_o = \frac{67,62}{\cosh \frac{500}{2 * 1628,23}}$$

$$T_o = 66,83 \text{ kN}$$

Para obtener el esfuerzo dividimos la tensión entre el área total de los subconductores:

$$\sigma_{o1} = \frac{1000 * 66,83}{4 * 380,2}$$

$$\sigma_{o1} = 43,94 \text{ MPa}$$

Aplicando la ecuación (52) para obtener la flecha:

$$f = 1628,23 * (\cosh \frac{500}{2 * 1628,23} - 1)$$

$$f = 19,23 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la ecuación (56) en kg, mm y °C:

$$\sigma_{o2}^2 * (\sigma_{o2} - 1,104 + 377,74 - 4,48) = 12911,05$$

$$\sigma_{o2} = 57,33 \text{ MPa}$$

Para obtener los parámetros de la hipótesis II realizamos el proceso inverso a partir del esfuerzo calculado:

$$T_o = \frac{57,33 * 4 * 380,2}{1000}$$

$$T_o = 87,19 \text{ kN}$$

Aplicando la ecuación (49):

$$C = \frac{87,19}{0,0536}$$

$$C = 1626,95 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación (53):

$$T_{\text{máx}} = 87,19 * \cosh \frac{500}{2 * 1626,95}$$

$$T_{\text{máx}} = 88,22 \text{ kN}$$

Aplicando la ecuación (52) para obtener la flecha:

$$f = 1626,95 * (\cosh \frac{500}{2 * 1626,95} - 1)$$

$$f = 19,25 \text{ m}$$

Se realizará el mismo procedimiento para calcular los parámetros para las hipótesis III, IV y V de los conductores y las hipótesis II, III, IV y V del cable de guarda. Es importante recalcar que según 3.4.2, la flecha para el cable de guarda en el estado EDS es el 90% de la flecha del conductor. Se presenta a continuación un resumen de los cálculos obtenidos:

Tabla N° 20 Ecuación de cambio de estado – Cable conductor ACAR

Parámetro	Estado inicial (1)	Estado final (2)			
	Hipótesis I	Hipótesis II	Hipótesis III	Hipótesis IV	Hipótesis V
Temperatura θ [°C]	18	10	0	55	5
Velocidad viento U [m/s]	0	29,68	0	0	15,98
Presión viento q_u [kN/m ²]	0	0,540	0	0	0,157
Fuerza viento w_v [kN/m]	0	0,034	0	0	0,010
Fuerza resultante w_r [kN/m]	0,041	0,054	0,041	0,041	0,042
Tensión T_o [kN]	66,83	87,19	67,02	66,36	68,91
Esfuerzo σ_o [MPa]	43,94	57,33	44,07	43,64	45,31
Parámetro C [m]	1628,23	1626,95	1632,95	1616,76	1631,22
Flecha f [m]	19,23	19,25	19,17	19,37	19,19
Tensión máxima $T_{m\acute{a}x}$ [kN]	67,62	88,22	67,81	67,16	69,72

Fuente: Propia

Tabla N° 21 Ecuación de cambio de estado – Cable de guarda OPGW

Parámetro	Estado inicial (1)	Estado final (2)			
	Hipótesis I	Hipótesis II	Hipótesis III	Hipótesis IV	Hipótesis V
Temperatura θ [°C]	18	10	0	40	5
Velocidad viento U [m/s]	0	30,10	0	0	16,21
Presión viento q_u [kN/m ²]	0	0,555	0	0	0,161
Fuerza viento w_v [kN/m]	0	0,005	0	0	0,010
Fuerza resultante w_r [kN/m]	0,007	0,009	0,007	0,007	0,007
Tensión T_o [kN]	12,40	18,27	12,85	11,89	12,97
Esfuerzo σ_o [MPa]	103,32	152,27	107,08	99,11	108,07
Parámetro C [m]	1805,59	1733,43	1871,18	1731,92	1847,15
Flecha f [m]	17,31	18,06	16,73	18,07	16,94
Tensión máxima $T_{m\acute{a}x}$ [kN]	12,52	18,46	12,96	12,02	13,09

Fuente: Propia

En la siguiente tabla se muestran la tensión máxima, el porcentaje de uso y la flecha, verificándose que se cumplen con los límites establecidos.

Tabla N° 22 Flechas y tensiones en conductor ACAR

Estructura	Hipótesis	Tensión máxima [kN]	Uso [%]	Uso máximo [%]	Flecha [m]
Torre	I	67,62	20,00	20,00	19,23
	II	88,22	26,09	60,00	19,25
	III	67,81	20,06	33,00	19,17
	IV	67,16	19,86	60,00	19,37
	V	69,72	20,62	60,00	19,19

Fuente: Propia

Tabla N° 23 Flechas y tensiones en cable de guarda OPGW

Estructura	Hipótesis	Tensión máxima [kN]	Uso [%]	Uso máximo [%]	Flecha [m]
Torre	I	12,52	11,07	20,00	17,31
	II	18,46	16,32	50,00	18,06
	III	12,96	11,46	33,00	16,73
	IV	12,02	10,63	50,00	18,07
	V	13,09	11,57	60,00	16,94

Fuente: Propia

Del resumen presentado se puede establecer que los cables cumplen con las condiciones máximas de operación según cada hipótesis de carga, por lo tanto, estos parámetros serán utilizados para obtener las cargas en el punto de conexión con la estructura y definir su geometría.

4.2 CÁLCULO DE CARGAS EN LOS PUNTOS DE CONEXIÓN

Se utilizarán los valores de las tensiones calculadas en el capítulo anterior para determinar las cargas en los puntos de conexión de las crucetas y castilletes con los cables.

4.2.1 Cargas transversales

- Conductor sano (CS)

- ✓ Hipótesis I

Para las fases extremas:

$$T_{CS} = k_1 * 0,540 * 0,63 * 1 * (4 * 0,0253 * 500 * 1 + 0,255 * 4,25) + 0$$

- No factorizada: $T_{CS} = 17,58 \text{ kN}$
- Factorizada: $T_{CS} = 38,68 \text{ kN}$

Para la fase media:

$$T_{CS} = k_1 * 0,540 * 0,63 * 1 * (4 * 0,0253 * 500 * 1 + 0,255 * 2 * 4,30) + 0$$

- No factorizada: $T_{CS} = 17,96 \text{ kN}$
- Factorizada: $T_{CS} = 39,51 \text{ kN}$

✓ Hipótesis II, III, IV y V

Al no presentarse presión de viento en las hipótesis, la fuerza transversal será nula: $T_{CS} = 0$ kN para cargas factorizadas y no factorizadas.

• Conductor roto (CR)

✓ Hipótesis III y IV

Al no presentarse presión de viento en las hipótesis, la fuerza transversal será nula: $T_{CR} = 0$ kN para cargas factorizadas y no factorizadas.

• Cable de guarda sano (CGS)

✓ Hipótesis I

$$T_{CGS} = k_1 * 0,555 * 0,63 * 1 * (1 * 0,0144 * 500 * 1 + 0) + 0$$

○ No factorizada: $T_{CGS} = 2,52$ kN

○ Factorizada: $T_{CGS} = 5,54$ kN

✓ Hipótesis II, III, IV y V

Al no presentarse presión de viento en las hipótesis, la fuerza transversal será nula: $T_{CGS} = 0$ kN para cargas factorizadas y no factorizadas.

• Cable de guarda roto (CGR)

✓ Hipótesis II

Al no presentarse presión de viento en la hipótesis, la fuerza transversal será nula: $T_{CGR} = 0$ kN para cargas factorizadas y no factorizadas.

4.2.2 Cargas verticales

• Conductor sano (CS)

✓ Hipótesis I, II, III y IV

Para las fases extremas:

$$V_{CS} = (0,01 * 4 * 500 + 1,42 + 0) * k_3$$

- No factorizada: $V_{CS} = 21,42 \text{ kN}$
- Factorizada: $V_{CS} = 40,70 \text{ kN}$

Para la fase media:

$$V_{CS} = (0,01 * 4 * 500 + 2 * 1,42 + 0) * k3$$

- No factorizada: $V_{CS} = 22,84 \text{ kN}$
- Factorizada: $V_{CS} = 43,40 \text{ kN}$

✓ Hipótesis V

Para las fases extremas:

$$V_{CS} = (0,01 * 4 * 500 + 1,42 + 1,50) * k3$$

- No factorizada: $V_{CS} = 22,92 \text{ kN}$
- Factorizada: $V_{CS} = 43,55 \text{ kN}$

Para la fase media:

$$V_{CS} = (0,01 * 4 * 500 + 2 * 1,42 + 1,50) * k3$$

- No factorizada: $V_{CS} = 24,34 \text{ kN}$
- Factorizada: $V_{CS} = 46,25 \text{ kN}$

• Conductor roto (CR)

✓ Hipótesis III

$$V_{CR} = (0,01 * 4 * 500/2 + 1,42 + 0) * k3$$

- No factorizada: $V_{CR} = 11,42 \text{ kN}$
- Factorizada: $V_{CR} = 21,70 \text{ kN}$

✓ Hipótesis IV

$$V_{CR} = (0,01 * 4 * 500/2 + 2 * 1,42 + 0) * k3$$

- No factorizada: $V_{CR} = 12,84 \text{ kN}$
- Factorizada: $V_{CR} = 24,40 \text{ kN}$

- Cable de guarda sano (CGS)
- ✓ Hipótesis I, II, III y IV

$$V_{CGS} = (0,007 * 1 * 500 + 0,10 + 0) * k3$$

- No factorizada: $V_{CGS} = 3,60 \text{ kN}$
- Factorizada: $V_{CGS} = 6,84 \text{ kN}$

- ✓ Hipótesis V

$$V_{CGS} = (0,007 * 1 * 500 + 0,10 + 1,50) * k3$$

- No factorizada: $V_{CGS} = 5,10 \text{ kN}$
- Factorizada: $V_{CGS} = 9,69 \text{ kN}$

- Cable de guarda roto (CGR)
- ✓ Hipótesis II

$$V_{CGR} = (0,007 * 1 * 500/2 + 0,10 + 0) * k3$$

- No factorizada: $V_{CGR} = 1,85 \text{ kN}$
- Factorizada: $V_{CGR} = 3,52 \text{ kN}$

4.2.3 Cargas longitudinales

- Conductor roto (CR)
- ✓ Hipótesis III y IV

$$L_{CR} = 67,62 * 1 * k4$$

- No factorizada: $L_{CR} = 67,62 \text{ kN}$
- Factorizada: $L_{CR} = 87,91 \text{ kN}$

- Cable de guarda roto (CGR)
- ✓ Hipótesis II

$$L_{CGR} = 12,52 * 1 * k4$$

- No factorizada: $L_{CGR} = 12,52 \text{ kN}$
- Factorizada: $L_{CGR} = 16,28 \text{ kN}$

4.2.3.1 Árboles de carga

A continuación, se presentan las cargas para cada hipótesis en condiciones no factorizadas y factorizadas. Estas cargas serán utilizadas para la verificación de estabilidad y diseño de los elementos constituyentes de las estructuras respectivamente. Adicionalmente, se debe considerar la fuerza del viento y el peso de la estructura.

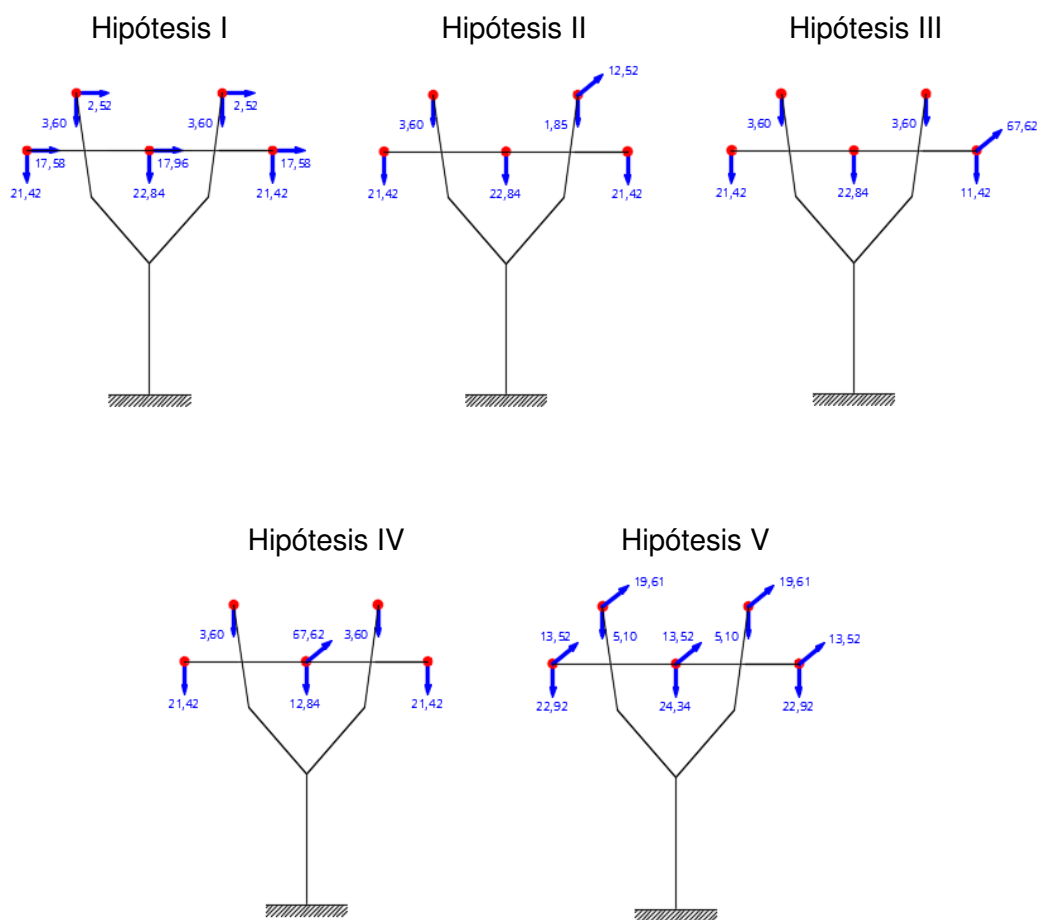


Figura N° 28 Árboles de cargas no factorizados (kN)

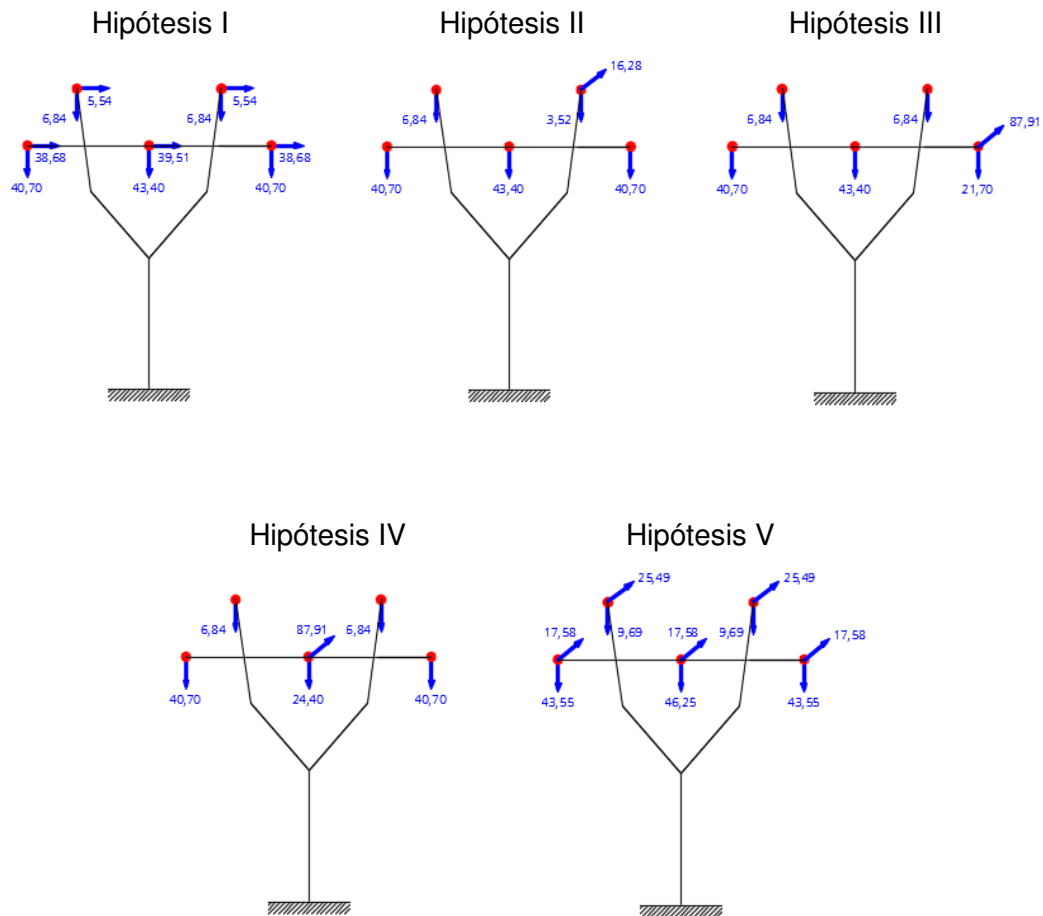


Figura N° 29 Árboles de cargas factorizadas (kN)

4.3 DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

4.3.1 Dimensionamiento por distancia eléctricas de seguridad

La altura total y longitud de las crucetas de la estructura dependerán de todas las distancias verticales y horizontales mínimas de seguridad establecidas en las diferentes normas eléctricas. La altura total de la torre será definida según los siguientes parámetros:

- Distancia de seguridad de los conductores al terreno (h_1): De acuerdo a lo establecido por el Código Nacional de Electricidad en la tabla 232-1a y asumiendo que la línea de transmisión atravesará zonas de caminos rurales, la distancia de seguridad de los conductores al terreno para una línea de transmisión de 500 kV será:

$$h_1 = 11,00 \text{ m}$$

- Flecha máxima del conductor inferior (h_2): De acuerdo a lo establecido en la Tabla N° 22, la flecha máxima para los conductores es:

$$h_2 = 19,37 \text{ m}$$

- Longitud de la cadena de aisladores (h_3): La cantidad de aisladores será igual a 25 platos de acuerdo a la Tabla N° 3. Por lo tanto, la longitud total de la cadena de aisladores, teniendo en cuenta los herrajes de 20 cm cada uno en los extremos de la cadena y las dimensiones de la Tabla N° 10, será:

$$h_3 = 25 * 0,146 + 2 * 0,20 = 4,25 \text{ m}$$

Por lo tanto, la altura total aproximada (ver Figura N° 30) desde el terreno hasta la parte inferior de la cruceta de la torre será igual a:

$$H = h_1 + h_2 + h_3 = 34,62 \approx 35,00 \text{ m}$$

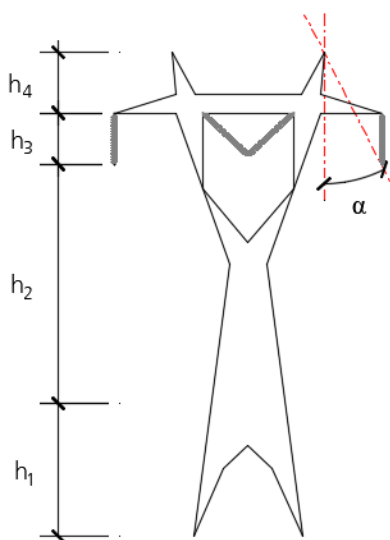


Figura N° 30 Altura mínima de la estructura

La dimensión de las crucetas dependerá básicamente de la distancia eléctrica teniendo en cuenta el ángulo de inclinación de la cadena de

aisladores. Para esto, la norma IEC 60071-1 y la publicación técnica CIGRÉ 348 establecen tres casos en los que debe verificarse esta distancia (ver Tabla N° 7). De acuerdo a Murthy & Santhakumar (1990), utilizarán los siguientes valores de velocidad:

- Impulso rayo: Se considera el 40% de la velocidad máxima sobre la cadena.
- Impulso maniobra: Se considera el 60% de la velocidad máxima sobre la cadena.
- Frecuencia industrial 60 Hz: Se considera la velocidad máxima sobre la cadena.

El ángulo máximo que forma la cadena de aisladores con la vertical se obtiene de la relación entre la carga de viento y la carga debida al peso de los conductores y cadenas de aisladores. En la Tabla N° 24 se muestra la velocidad de viento según el caso para la altura de conexión de los conductores, la presión correspondiente, el ángulo que forma la cadena de aisladores con la vertical y distancia correspondiente de acuerdo a las tablas 3 y A.2 de la IEC 60071-1 y 3.1 y 3.3 de la CIGRÉ 348. Se debe tener en cuenta las propiedades del conductor y cadena de aisladores en la Tabla N° 9 y la Tabla N° 10.

$$\theta = \arctan\left(\frac{n \cdot d_c \cdot q_u \cdot V_v + q_u \cdot d_k \cdot L_k}{w_c \cdot n \cdot V_p + p_k}\right) \quad (57)$$

Tabla N° 24 Oscilación de cadena de aisladores

Caso	Impulso rayo	Impulso maniobra	Frecuencia industrial 60 Hz
Velocidad viento (m/s)	11,87	17,81	29,68
Presión viento (kN/m ²)	0,086	0,194	0,540
Ángulo inclinación (°)	11,68	24,98	52,30
Distancia seguridad (m)	3,10	2,20	1,68

Fuente: Propia

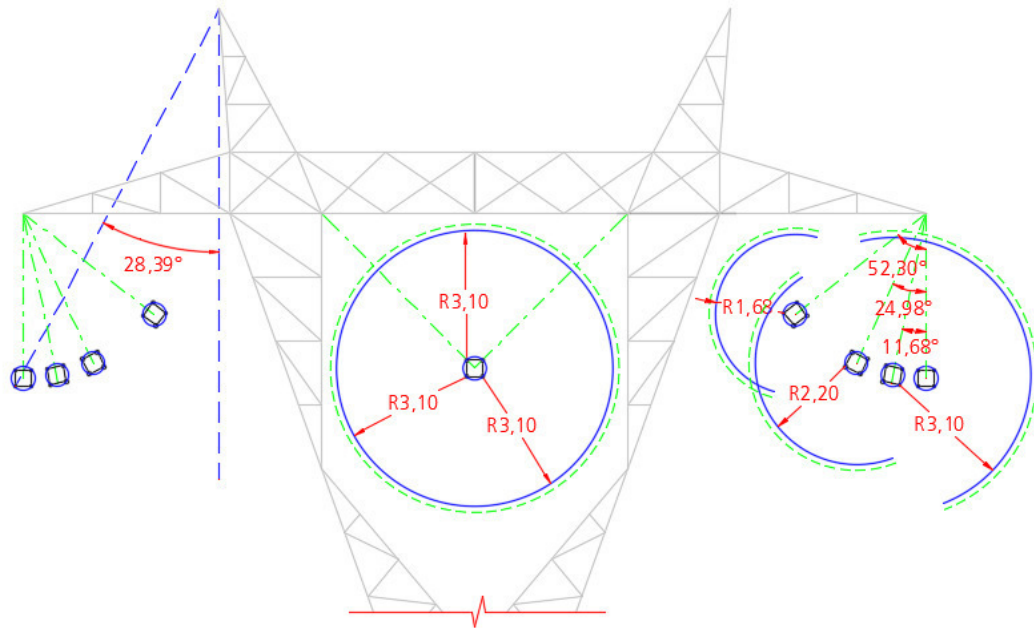


Figura N° 31 Distancias mínimas de seguridad conductor - estructura

De la figura podemos definir la longitud de la cruceta como sigue a continuación:

$$L_m = L_k * \text{sen}(\theta) + d_s \quad (58)$$

$$L_m = 4,25 * \text{sen}(52,30) + 1,68 = 5,04 \text{ m} \approx 5,05 \text{ m}$$

Por otro lado, la dimensión del castillete que soportará el cable de guarda dependerá del ángulo de apantallamiento o de protección a considerar según Murthy y Santhakumar (1990) que señalan como recomendación considerar este ángulo entre los 25 – 30 °. Para nuestro caso se consideró un ángulo de 28,39° y la altura del castillete desde la cruceta de 3,50 m.

4.3.2 Dimensionamiento por estabilidad

Murthy y Santhakumar (1990) establecen una formulación para el cálculo del ancho de la base que da el menor costo para la torre y sus cimentaciones. El ancho de la base se encuentra correlacionado al momento en la base de las cargas externas actuantes sobre la torre, es decir, los árboles de carga.

Tabla N° 25 Momento en la base por cada hipótesis de carga

Hipótesis	# Nodos	Altura (m)	T (kN)	L (kN)	Momento (kN-m)
I	2	35,00	38,68	0,00	2707,60
	1	35,00	39,51	0,00	1382,85
	2	40,00	5,54	0,00	443,20
					4533,65
II	1	40,00	0,00	16,28	651,20
III	1	35,00	0,00	87,91	3076,85
IV	1	35,00	0,00	87,91	3076,85
V	3	35,00	0,00	17,58	1845,90
	2	40,00	0,00	25,49	2039,20
					3885,10

Fuente: Propia

Para obtener el ancho de la base se utilizará la fórmula de Ryle, para la cual se requiere que el momento en la base se encuentre en unidades de toneladas-metro.

$$B = 0,42 * \sqrt{Mo} \quad (59)$$

$$B = 0,42 * \sqrt{455,00}$$

$$B = 8,95 \text{ m} \approx 9,00 \text{ m}$$

El ancho de la sección de intersección entre el cuerpo común y cuerpo tronco-piramidal se calculará en función al ancho de la base de la torre y se considerará como la tercera parte de esta.

$$b = \frac{9,00}{3} = 3,00 \text{ m}$$

4.3.3 Geometría definitiva de la estructura

A partir de todos los cálculos presentados en los ítems anteriores con respecto a distancias de seguridad y estabilidad, se presenta a continuación la geometría definitiva de la estructura T±0 a modelar y diseñar. Se procederá a agregar extensiones de 10 metros bajo la estructura T±0 para obtener la geometría de las otras estructuras:

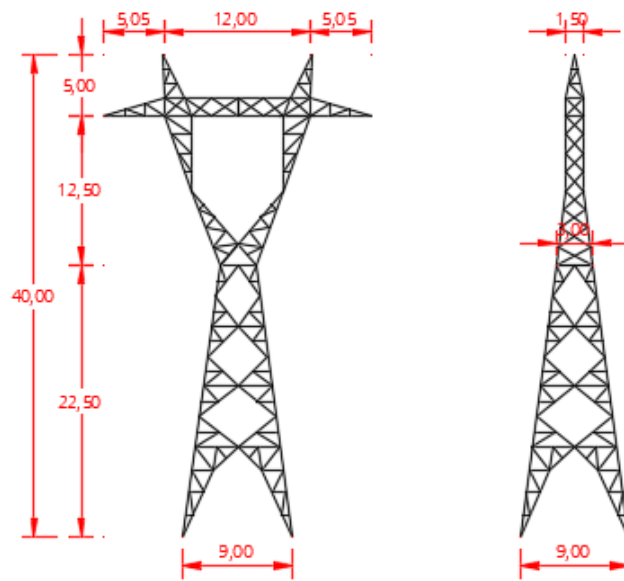


Figura N° 32 Geometría definitiva de estructura T±0 (mm)

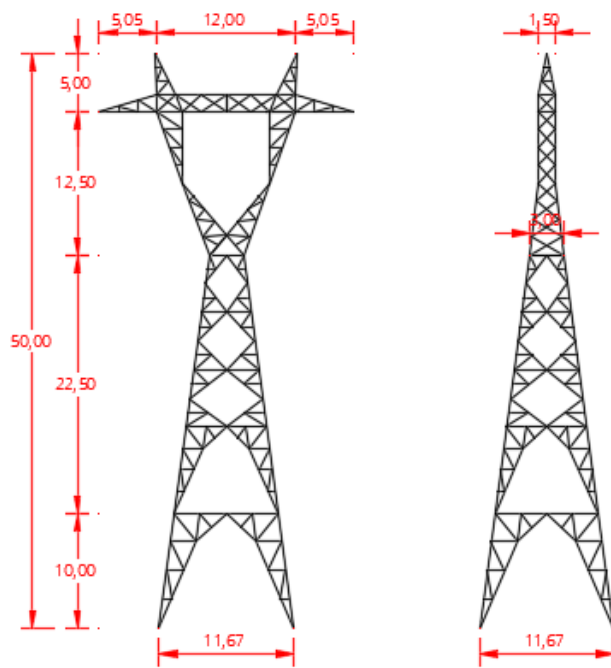


Figura N° 33 Geometría definitiva de estructura T+10 (mm)

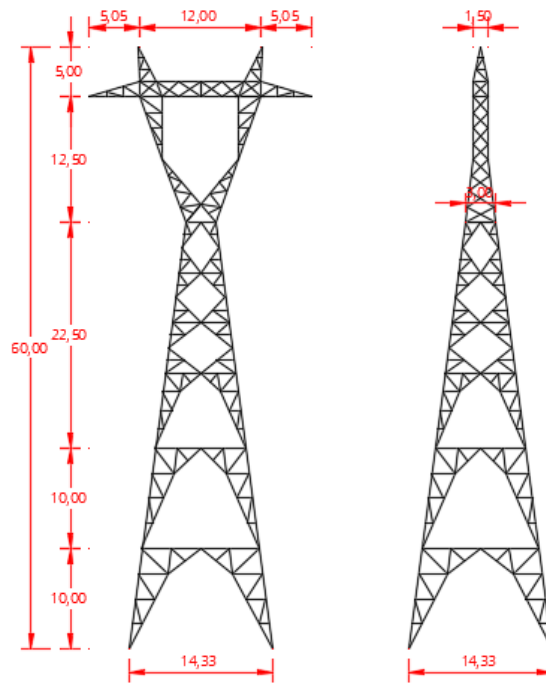


Figura N° 34 Geometría definitiva de estructura T+20 (mm)

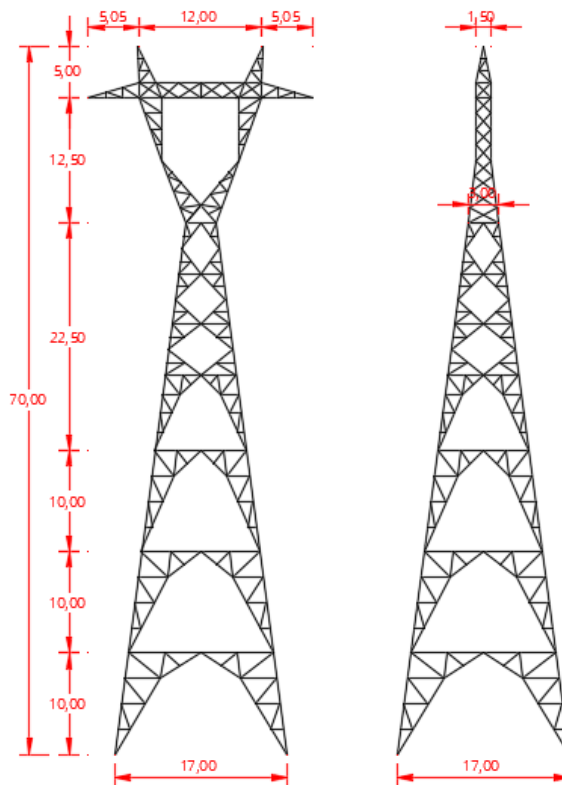


Figura N° 35 Geometría definitiva de estructura T+30 (mm)

4.4 CÁLCULO DE CARGAS VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA

4.4.1 Generalidades

Para el cálculo y mejor distribución de las cargas de viento sobre la estructura, esta se dividirá en paneles debido a que esta fuerza variará con la altura, las dimensiones del panel y el área expuesta efectiva al viento, los cuales no serán constantes a lo largo de la estructura. Las cargas calculadas se aplicarán en cuatro nodos ubicados a la mitad de cada panel: Dos nodos en la cara de barlovento y dos nodos en la cara de sotavento.

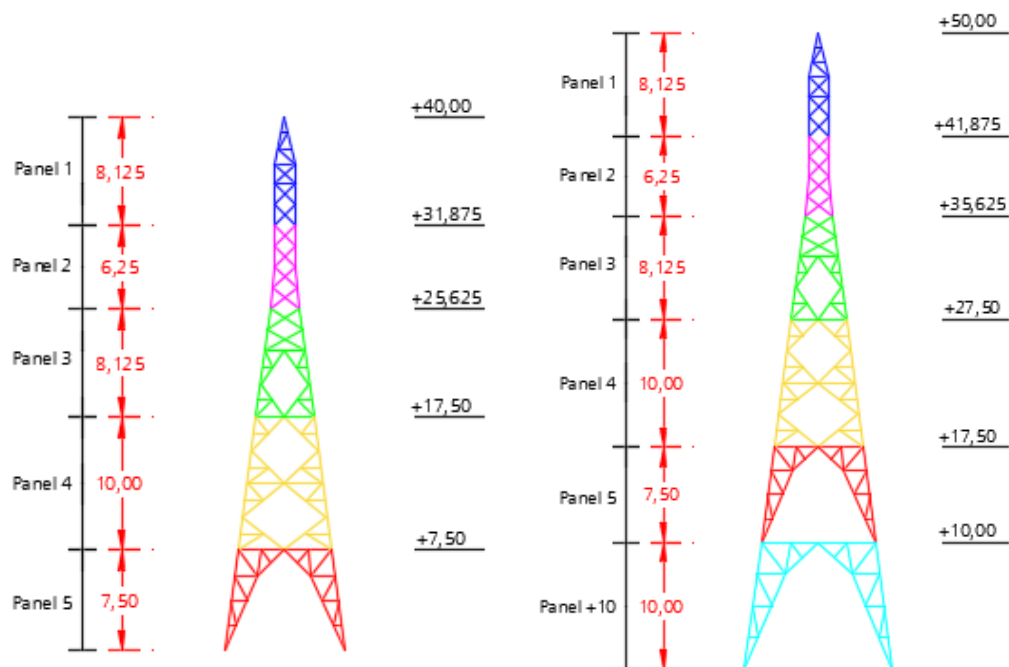


Figura N° 36 División de paneles de estructura T±0 (izq.) y T+10 (der.) (mm)

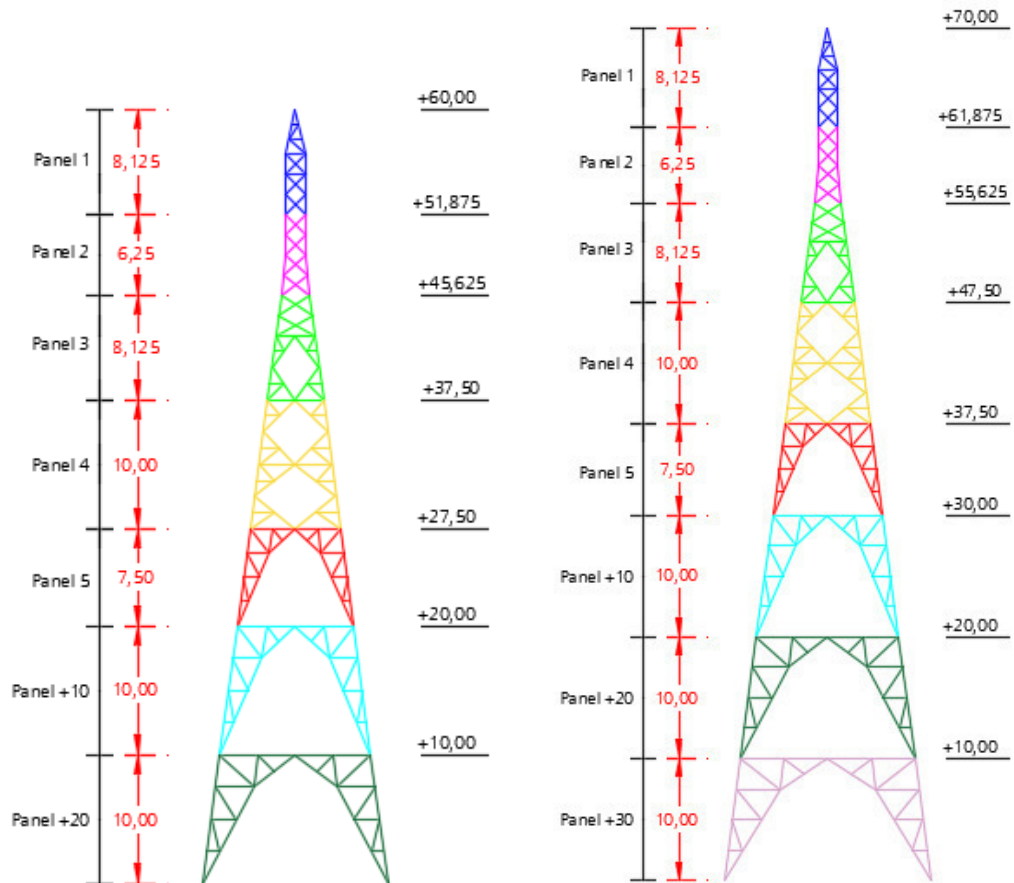


Figura N° 37 División de paneles de estructura T+20 (izq.) y T+30 (der.) (mm)

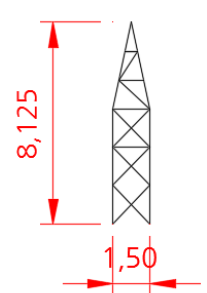
4.4.2 Cálculo del área efectiva y relación de solidez por panel

Se procede a calcular el área efectiva y el coeficiente de solidez para cada uno de los paneles de la cara transversal de la estructura T±0. Para el área efectiva de cada panel se asumirán los anchos de perfiles utilizados en estructuras similares de proyectos realizados en el país.

- Panel 1

Tabla N° 26 Relación de solidez – Panel 1

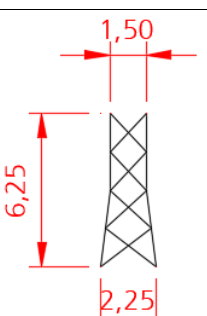
Elemento	Ancho perfil (m)	Longitud total (m)	Área total (m ²)
Montante	0,127	16,41	2,084
Diagonal cuerpo	0,102	8,66	0,883
Cierre diagonal	0,051	4,24	0,216
Redundante	0,064	3,10	0,198
Cierre	0,051	4,50	0,230
Total			3,611
Área panel			9,56
Solidez (Ø)			0,378



- Panel 2

Tabla N° 27 Relación de solidez – Panel 2

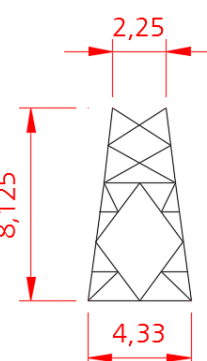
Elemento	Ancho perfil (m)	Longitud total (m)	Área total (m ²)
Montante	0,127	12,54	1,593
Diagonal cuerpo	0,102	18,44	1,881
Total			3,474
Área panel			10,54
Solidez (Ø)			0,330



- Panel 3

Tabla N° 28 Relación de solidez – Panel 3

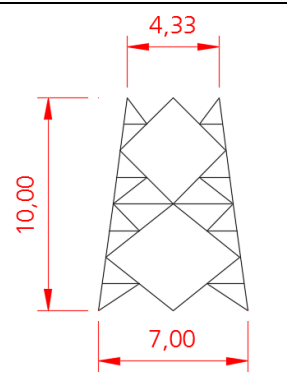
Elemento	Ancho perfil (m)	Longitud total (m)	Área total (m ²)
Montante	0,127	16,38	2,080
Redundante	0,076	4,99	0,379
Diagonal tronco	0,127	30,28	3,846
Diagonal cuerpo	0,102	12,23	1,247
Cierre	0,064	7,33	0,469
Total			8,021
Área panel			26,73
Solidez (Ø)			0,300



- Panel 4

Tabla N° 29 Factores de solidez – Panel 4

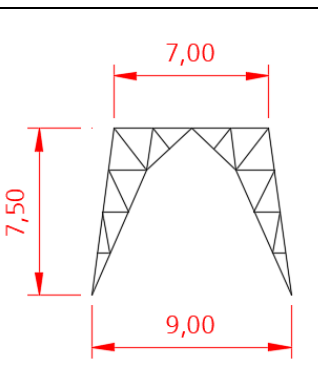
Elemento	Ancho perfil (m)	Longitud total (m)	Área total (m ²)
Montante	0,127	20,18	2,563
Redundante	0,076	26,58	2,020
Diagonal tronco	0,127	30,28	3,846
Cierre	0,051	5,67	0,289
Total			8,718
Área panel			56,65
Solidez (Ø)			0,154



- Panel 5

Tabla N° 30 Factores de solidez – Panel 5

Elemento	Ancho perfil (m)	Longitud total (m)	Área total (m ²)
Montante	0,127	15,13	1,922
Diagonal pata	0,076	25,97	1,974
Pata	0,102	17,79	1,815
Cierre	0,051	7,00	0,357
Total			6,068
Área panel			60,00
Solidez (Ø)			0,101



Con lo obtenido puede notarse que existe una relación entre el coeficiente de solidez y la altura de la estructura, es decir, mientras el panel se encuentra más alto, el coeficiente de solidez es mayor. Considerando dicha relación obtenemos los coeficientes de solidez para las estructuras T+10, T+20 y T+30:

Tabla N° 31 Coeficientes de solidez

Panel	Torre T+10		Torre T+20		Torre T+30	
	Área (m ²)	Ø	Área (m ²)	Ø	Área (m ²)	Ø
1	9,56	0,378	9,56	0,378	9,56	0,378
2	10,54	0,330	10,54	0,330	10,54	0,330
3	26,73	0,300	26,73	0,300	26,73	0,300
4	56,65	0,154	56,65	0,154	56,65	0,154
5	60,00	0,101	60,00	0,101	60,00	0,101
+10	103,33	0,059	103,33	0,059	103,33	0,059
+20			130,00	0,047	130,00	0,047
+30					156,67	0,039

Fuente: Propia

4.4.3 Determinación de cargas

A continuación, se calcula el valor numérico de las cargas de viento a la cual la estructura se encontrará expuesta. Para esto, se considerará la velocidad promedio en cada panel y la cantidad de nudos sobre el cual la fuerza será dividida y aplicada al modelo descrito en los capítulos siguientes. De acuerdo a la ecuación (41) se obtienen los parámetros para cada panel considerando una velocidad $U_{10} = 26$ m/s.

- Panel 1

Factor de carga: $\gamma_w = 1$

Constante numérica de presión: $Q = 0,613$

Altitud: $H = 36,50$ m

Velocidad de viento: $V = 29,81$ m/s

Factor de exposición:

$$K_z = 2,01 * \left(\frac{36,50}{274,32} \right)^{\frac{2}{9,5}} = 1,31 \quad 10 \leq 36,50 \leq 274,32 \text{ (OK!)}$$

Factor topográfico: $K_{zt} = 1$

Factor de respuesta a ráfaga:

$$B_t = \frac{1}{1 + \frac{0,56 * 36,50}{67,06}} = 0,77$$

$$E = 4,9 * \sqrt{0,005} * \left(\frac{10}{36,50} \right)^{\frac{1}{7}} = 0,29$$

$$G_t = \frac{1 + 2,7 * 0,29 * \sqrt{0,77}}{1,43^2} = 0,82$$

Coeficiente de arrastre:

$$C_f = 4,1 - 5,2 * 0,378 = 2,134$$

Fuerza del viento:

$$F = \frac{1 * 0,613 * 1,31 * 1 * (26,00)^2 * 0,82 * 2,134 * 3,611}{1000} = 3,45 \text{ kN}$$

Nodos = 4

F = 0,86 kN

- Panel 2

Factor de carga: $\gamma_w = 1$

Constante numérica de presión: $Q = 0,613$

Altitud: $H = 28,75 \text{ m}$

Velocidad de viento: $V = 29,07 \text{ m/s}$

Factor de exposición:

$$K_z = 2,01 * \left(\frac{28,75}{274,32}\right)^{\frac{2}{9,5}} = 1,25 \quad 10 \leq 28,75 \leq 274,32 \text{ (OK!)}$$

Factor topográfico: $K_{zt} = 1$

Factor de respuesta a ráfaga:

$$B_t = \frac{1}{1 + \frac{0,56 * 28,75}{67,06}} = 0,81$$

$$E = 4,9 * \sqrt{0,005} * \left(\frac{10}{28,75}\right)^{\frac{1}{7}} = 0,30$$

$$G_t = \frac{1 + 2,7 * 0,30 * \sqrt{0,81}}{1,43^2} = 0,84$$

Coeficiente de arrastre:

$$C_f = 4,1 - 5,2 * 0,330 = 2,384$$

Fuerza del viento:

$$F = \frac{1 * 0,613 * 1,25 * 1 * (26,00)^2 * 0,84 * 2,384 * 3,474}{1000} = 3,62 \text{ kN}$$

Nodos = 4

F = 0,90 kN

- Panel 3

Factor de carga: $\gamma_w = 1$

Constante numérica de presión: $Q = 0,613$

Altitud: $H = 22,50 \text{ m}$

Velocidad de viento: $V = 28,33 \text{ m/s}$

Factor de exposición:

$$K_z = 2,01 * \left(\frac{22,50}{274,32} \right)^{\frac{2}{9,5}} = 1,19 \quad 10 \leq 22,50 \leq 274,32 \text{ (OK!)}$$

Factor topográfico: $K_{zt} = 1$

Factor de respuesta a ráfaga:

$$B_t = \frac{1}{1 + \frac{0,56 * 22,50}{67,06}} = 0,84$$

$$E = 4,9 * \sqrt{0,005} * \left(\frac{10}{22,50} \right)^{\frac{1}{7}} = 0,31$$

$$G_t = \frac{1 + 2,7 * 0,31 * \sqrt{0,84}}{1,43^2} = 0,86$$

Coefficiente de arrastre:

$$C_f = 4,1 - 5,2 * 0,300 = 2,540$$

Fuerza del viento:

$$F = \frac{1 * 0,613 * 1,19 * 1 * (26,00)^2 * 0,86 * 2,540 * 8,021}{1000} = 8,65 \text{ kN}$$

Nodos = 4

F = 2,16 kN

- Panel 4

Factor de carga:	$\gamma_w = 1$
Constante numérica de presión:	$Q = 0,613$
Altitud:	$H = 12,50 \text{ m}$
Velocidad de viento:	$V = 26,63 \text{ m/s}$
Factor de exposición:	

$$K_z = 2,01 * \left(\frac{12,50}{274,32} \right)^{\frac{2}{9,5}} = 1,05 \quad 10 \leq 12,50 \leq 274,32 \text{ (OK!)}$$

Factor topográfico: $K_{zt} = 1$

Factor de respuesta a ráfaga:

$$B_t = \frac{1}{1 + \frac{0,56 * 12,50}{67,06}} = 0,91$$

$$E = 4,9 * \sqrt{0,005} * \left(\frac{10}{12,50} \right)^{\frac{1}{7}} = 0,34$$

$$G_t = \frac{1 + 2,7 * 0,34 * \sqrt{0,91}}{1,43^2} = 0,91$$

Coefficiente de arrastre:

$$C_f = 4,1 - 5,2 * 0,154 = 3,299$$

Fuerza del viento:

$$F = \frac{1 * 0,613 * 1,05 * 1 * (26,00)^2 * 0,91 * 3,299 * 8,718}{1000} = 11,39 \text{ kN}$$

Nodos = 4

F = 2,85 kN

- Panel 5

Factor de carga:	$\gamma_w = 1$
Constante numérica de presión:	$Q = 0,613$
Altitud:	$H = 3,75 \text{ m}$
Velocidad de viento:	$V = 26,00 \text{ m/s}$

Factor de exposición: $K_z = 1$

Factor topográfico: $K_{zt} = 1$

Factor de respuesta a ráfaga:

$$B_t = \frac{1}{1 + \frac{0,56 * 3,75}{67,06}} = 0,97$$

$$E = 4,9 * \sqrt{0,005} * \left(\frac{10}{3,75}\right)^{\frac{1}{7}} = 0,40$$

$$G_t = \frac{1 + 2,7 * 0,40 * \sqrt{0,97}}{1,43^2} = 1,01$$

Coefficiente de arrastre:

$$C_f = 4,1 - 5,2 * 0,101 = 3,575$$

Fuerza del viento:

$$F = \frac{1 * 0,613 * 1 * 1 * (26,00)^2 * 1,01 * 3,575 * 6,068}{1000} = 9,04 \text{ kN}$$

Nodos = 4

F = 2,26 kN

Tabla N° 32 Fuerza de viento por nudo

Panel	Torre T+10		Torre T+20		Torre T+30	
	Altura (m)	F (kN)	Altura (m)	F (kN)	Altura (m)	F (kN)
1	46,50	0,89	56,50	0,90	66,50	0,92
2	38,75	0,93	48,75	0,96	58,75	0,97
3	32,50	2,25	42,50	2,32	52,50	2,37
4	22,50	3,05	32,50	3,18	42,50	3,27
5	13,75	2,17	23,75	2,31	33,75	2,40
+10	5,00	2,36	15,00	2,34	25,00	2,48
+20			5,00	2,40	15,00	2,38
+30					5,00	2,43

Fuente: Propia

A continuación, se presenta la distribución de las cargas de viento para cada estructura. Con estas cargas se procederá a la modelación en el programa SAP2000v19.0.0 de las estructuras por método estático.

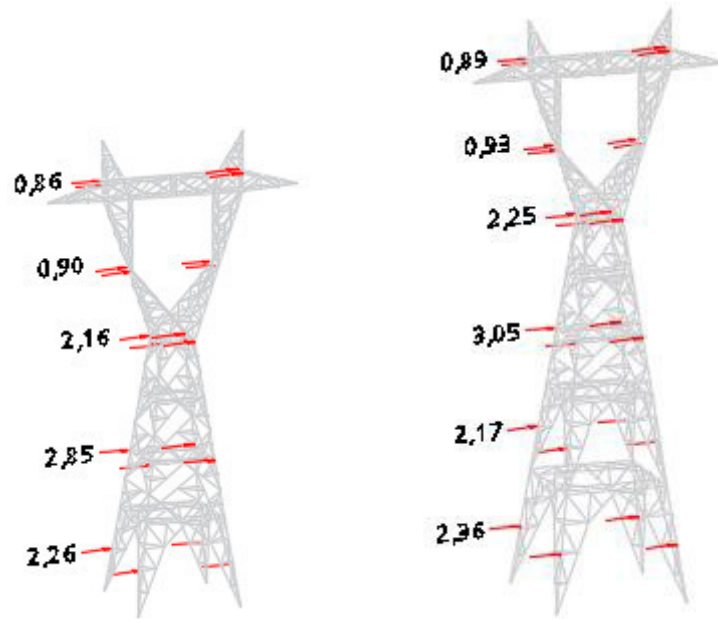


Figura N° 38 Distribución de cargas T±0 (izq.) y T+10 (der.) (kN)

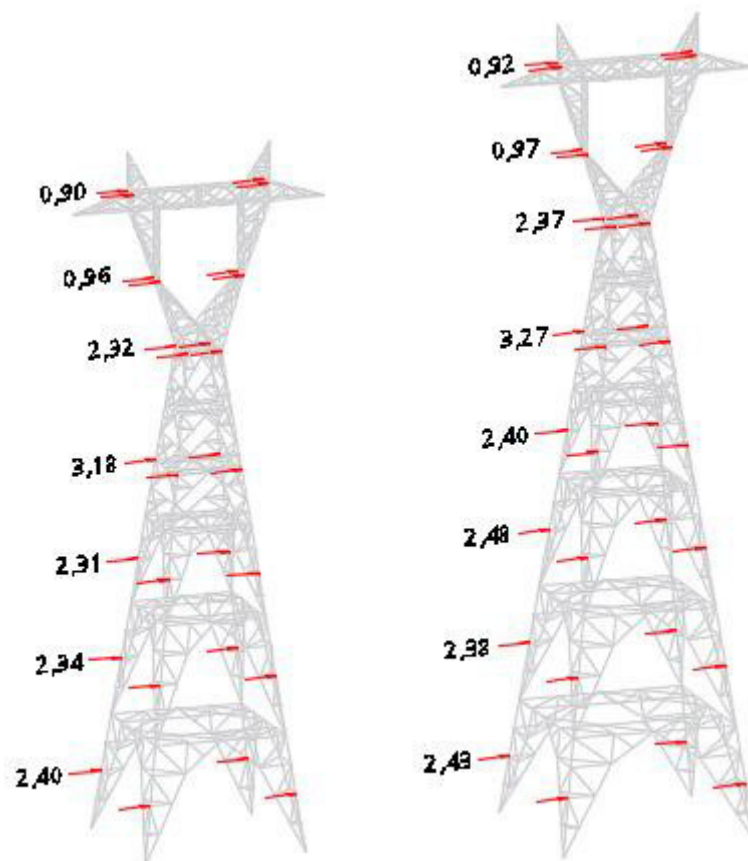


Figura N° 39 Distribución de cargas T+20 (izq.) y T+30 (der.) (kN)

Estas cargas tienen la finalidad de obtener los esfuerzos internos de cada elemento componente con fines de diseño, la deflexión máxima de la estructura en su punto más alto (castillete) y la reacción en los apoyos con fines de diseño de las cimentaciones para comparar dicha información con lo obtenido por el método dinámico presentado en el capítulo 5.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS POR CARGAS DINÁMICAS

5.1 GENERALIDADES

Es típico que las cargas utilizadas para la verificación o diseño estructural de estructuras, específicamente estructuras de transmisión, sean estáticas (cargas de hielo) o cuasi-estáticas (cargas de viento) que actúan casi instantáneamente sin considerar su efecto dinámico repetitivo. Esta metodología ha sido aceptada debido a que permite resultados más conservadores que pueden ser manejados a través de factores de seguridad que intentan simular los efectos fluctuantes de una carga variable según las normativas y requerimientos del proyecto. Sin embargo, la naturaleza de las cargas, principalmente las cargas de viento y las cargas de falla de un cable conductor o de guarda, no deberían considerarse únicamente como estática; sería recomendable utilizar un análisis dinámico para poder conocer su efecto principalmente en estructuras de gran envergadura.

Brewer (2017) indica que se han realizado estudios comparativos entre estas dos metodologías de análisis obteniendo resultados muy similares que nos permite pensar que si una estructura pudiera ser modelada a través de un campo de velocidades de viento real, esto podría brindar mayor confiabilidad en el análisis sin la necesidad de introducir factores adicionales para cubrir la incertidumbre tal y como se realiza en los análisis tiempo-historia para cargas sísmicas. Las cargas estáticas aplicadas sobre las torres de transmisión son validadas en la industria a través de un banco de pruebas en escala real, los cuales obviamente son procesos costosos y que requieren de tiempo. Además menciona que si bien es cierto que realizar un análisis dinámico a todas estructuras de una línea de transmisión sería un proceso que demandaría mucho tiempo debido a la capacidad de los softwares disponibles, esto puede resultar económico para el proyecto a largo plazo.

5.2 INFORMACIÓN MODAL ESPECTRAL

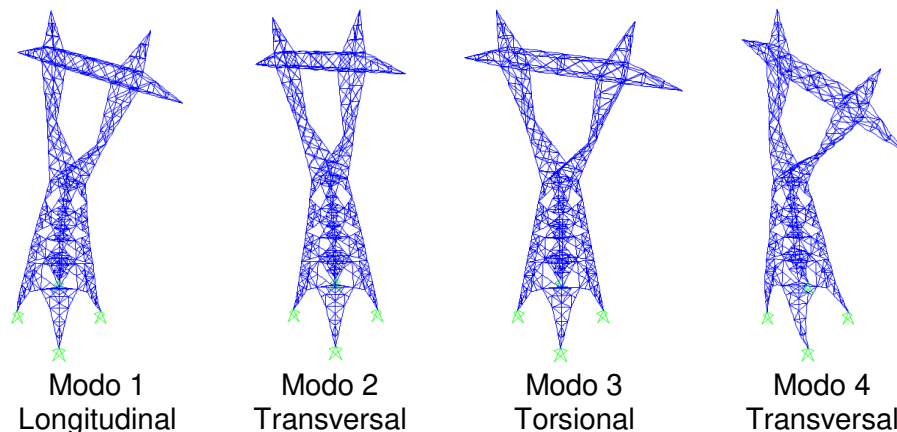
5.2.1 Modos de vibración

En un análisis dinámico de estructuras es importante conocer los modos de vibración debido a que estos representan las distintas formas que combinadas en diferentes grados representan como vibrará la estructura frente a cargas dinámicas. A pesar que el siguiente capítulo corresponde al modelamiento, se ve necesario incluir en este ítem los modos obtenidos del programa SAP2000v19.0.0. Se utilizó la teoría de auto-valores y auto-vectores.

De igual forma como se realiza en un análisis dinámico por cargas sísmicas, se consideraron los primeros modos de vibración que garanticen que la participación de la masa de la estructura sea de por lo menos el 90% en las direcciones longitudinal (X) y transversales (Y) ya que el movimiento de la estructura será principalmente en estas direcciones debido al viento.

Torre T±0

La torre T±0 se representará mediante 6 modos de vibración en los cuales participa el 91% y 98% de la masa de la estructura en las direcciones X e Y respectivamente, de los cuales solo el primer y segundo modo cumplen con la condición del rango de frecuencias de la Tabla N° 37.



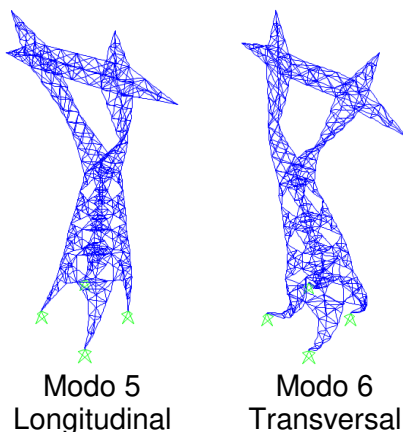


Figura N° 40 Torre T±0 – Modos de vibración

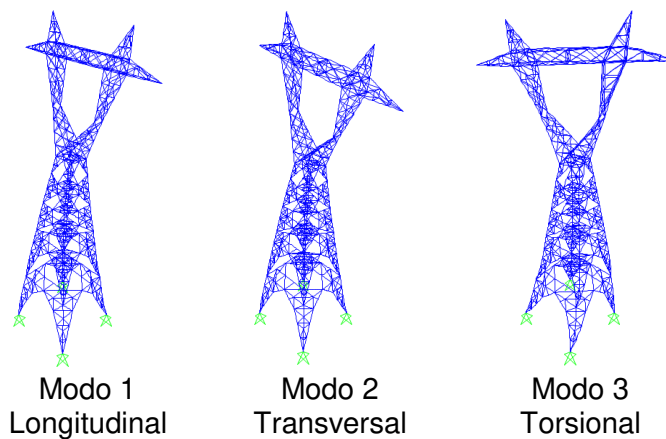
Tabla N° 33 Participación de masa – Torre T±0

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	UX	UY	Σ UX	Σ UY
1	0,345	2,898	0,497	0,015	0,497	0,015
2	0,341	2,933	0,016	0,472	0,513	0,488
3	0,163	6,135	0,000	0,001	0,513	0,488
4	0,121	8,295	0,000	0,388	0,513	0,876
5	0,113	8,851	0,395	0,000	0,908	0,876
6	0,084	11,933	0,000	0,106	0,908	0,983

Fuente: Propia

Torre T+10

La torre T+10 se representará mediante 5 modos de vibración en los cuales participa el 93% y 91% de la masa de la estructura en las direcciones X e Y respectivamente, de los cuales solo el primer y segundo modo cumplen con la condición del rango de frecuencias de la Tabla N° 37.



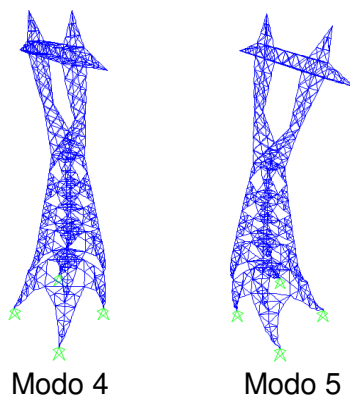


Figura N° 41 Torre T+10 – Modos de vibración

Tabla N° 34 Participación de masa – Torre T+10

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	UX	UY	Σ UX	Σ UY
1	0,384	2,606	0,430	0,005	0,430	0,005
2	0,376	2,658	0,005	0,420	0,440	0,430
3	0,166	6,008	0,003	0,170	0,440	0,600
4	0,164	6,109	0,015	0,310	0,450	0,910
5	0,160	6,232	0,480	0,004	0,930	0,910

Fuente: Propia

Torre T+20

La torre T+20 se representará mediante 8 modos de vibración en los cuales participa el 92% de la masa de la estructura en las direcciones X e Y, de los cuales solo el primer y segundo modo cumplen con la condición del rango de frecuencias de la Tabla N° 37.

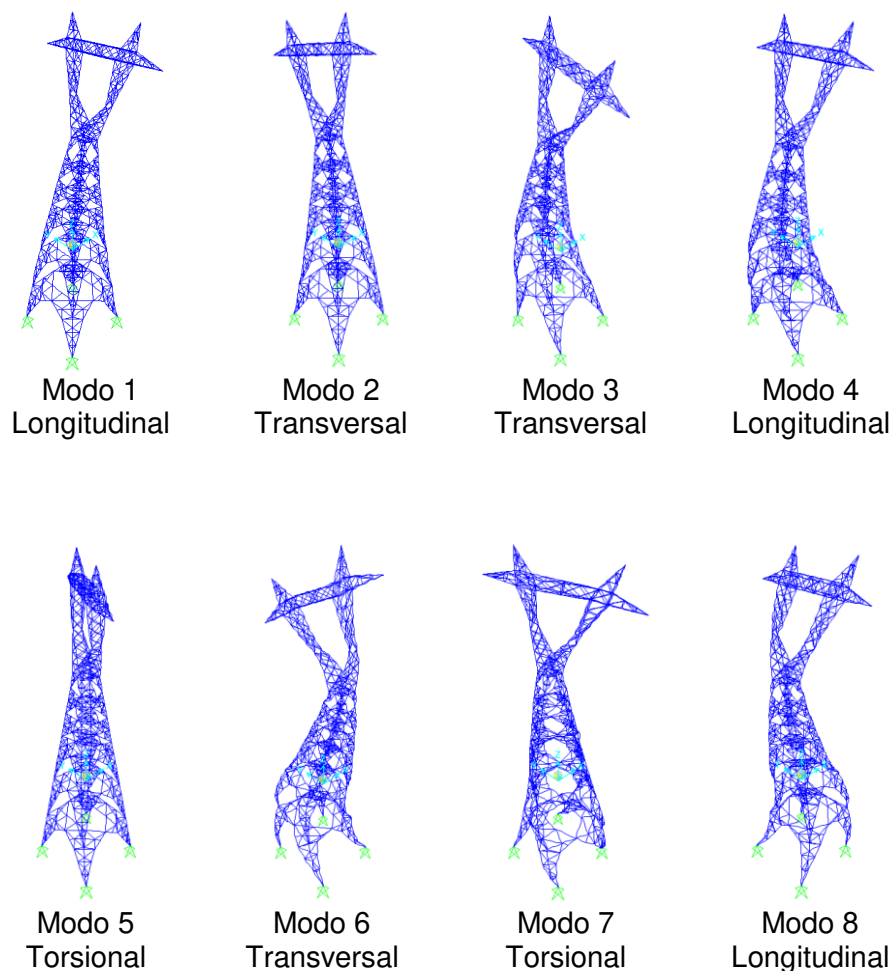


Figura N° 42 Torre T+20 – Modos de vibración

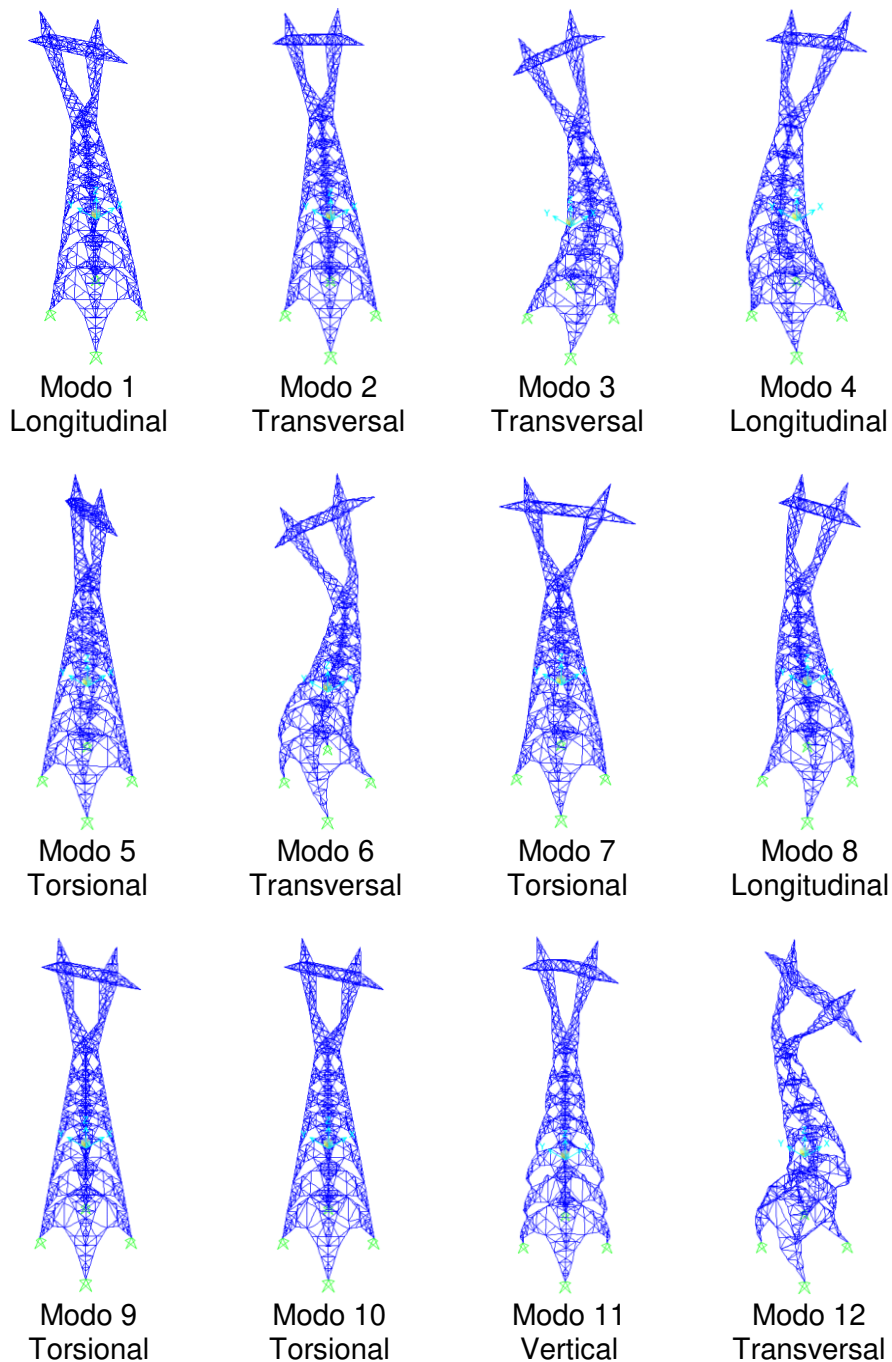
Tabla N° 35 Participación de masa – Torre T+20

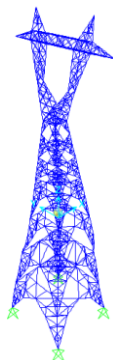
Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	UX	UY	Σ UX	Σ UY
1	0,422	2,369	0,390	0,003	0,390	0,003
2	0,413	2,421	0,003	0,390	0,390	0,390
3	0,205	4,882	0,002	0,450	0,390	0,840
4	0,202	4,949	0,460	0,002	0,850	0,840
5	0,168	5,954	0,000	0,001	0,850	0,840
6	0,133	7,503	0,000	0,065	0,850	0,910
7	0,133	7,527	0,000	0,008	0,850	0,920
8	0,127	7,904	0,067	0,000	0,920	0,920

Fuente: Propia

Torre T+30

La torre T+30 se representará mediante 8 modos de vibración en los cuales participa el 91% y 94% de la masa de la estructura en las direcciones X e Y respectivamente, de los cuales solo el primer y segundo modo cumplen con la condición del rango de frecuencias de la Tabla N° 37.





Modo 13
Longitudinal

Figura N° 43 Torre T+30 – Modos de vibración

Tabla N° 36 Participación de masa – Torre T+30

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	UX	UY	Σ UX	Σ UY
1	0,457	2,190	0,350	0,002	0,350	0,002
2	0,447	2,235	0,002	0,360	0,360	0,370
3	0,240	4,171	0,011	0,390	0,370	0,760
4	0,238	4,201	0,410	0,011	0,780	0,770
5	0,174	5,757	0,000	0,001	0,780	0,770
6	0,154	6,485	0,000	0,110	0,780	0,880
7	0,151	6,621	0,007	0,002	0,780	0,890
8	0,149	6,729	0,110	0,001	0,890	0,890
9	0,126	7,956	0,000	0,000	0,890	0,890
10	0,126	7,966	0,001	0,000	0,890	0,890
11	0,112	8,929	0,000	0,000	0,890	0,890
12	0,109	9,155	0,000	0,056	0,890	0,940
13	0,105	9,517	0,017	0,000	0,910	0,940

Fuente: Propia

Debido a que la carga de viento será aplicada únicamente en el sentido transversal de la estructura, los modos de vibración que presenten mayor participación de masa en esa dirección son los de principal interés para la verificación del comportamiento. A medida que la estructura aumenta su altura se espera que se requieran mayor cantidad de modos de vibración para que estos aporten por lo menos el 90% de la masa modal.

5.2.2 Porcentaje de amortiguamiento

El ASCE 74 en el apéndice F presenta las propiedades dinámicas aproximadas a considerar para estructuras de transmisión eléctrica. La tabla se muestra a continuación:

Tabla N° 37 Propiedades dinámicas de estructuras de transmisión

Tipo de Estructura	Frecuencia fundamental f_t (Hz)	Amortiguamiento viscoso ζ_t
Torres de celosía	2,0 – 4,0	0,04
Pórtico en H	1,0 – 2,0	0,02
Postes	0,5 – 1,0	0,02

Fuente: Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading - ASCE Manual No. 74

De acuerdo a lo establecido en las tablas anteriores se puede apreciar que las frecuencias de vibración principales de traslación de las estructuras se encuentran dentro del rango establecido por el ASCE 74, por lo cual se considerará correcto el porcentaje de amortiguamiento indicado en la tabla. Además, Holmes (2015) indica que la frecuencia fundamental de torres de soporte a partir a 50 metros es mayor a 1 Hz, por lo que la respuesta resonante es casi insignificante. No obstante, esto no implica que la interacción de la estructura bajo cargas dinámicas no genere mayores esfuerzos que para cargas estáticas.

5.2.3 Espectro de densidad de potencia

Se calcularon los espectros de densidad de potencia del ASCE 7 de acuerdo a lo especificado en la ecuación (15). La finalidad es conocer la distribución de frecuencias del viento turbulento y determinar si existe riesgo de que las componentes no estacionarias de la señal del viento exciten a la estructura generando el fenómeno de resonancia y aumentando así la amplitud del movimiento al encontrarse en fase la señal del viento con la estructura.

Para esto se tuvo en cuenta la velocidad media del viento del Gráfico N° 1 y las alturas de aplicación indicadas en el ítem 4.4.1.

Gráfico N° 2 Espectro de densidad de potencia Torre T±0

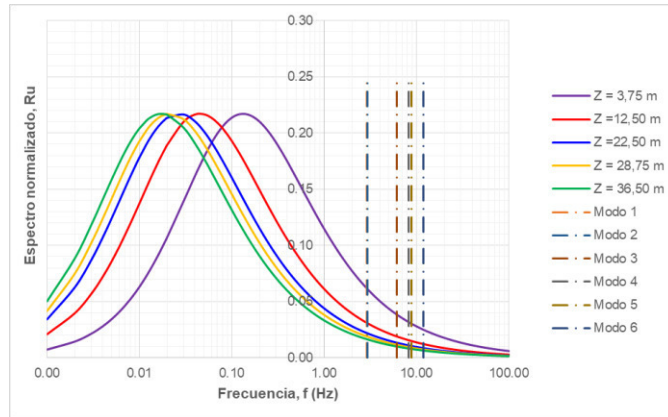


Gráfico N° 3 Espectro de densidad de potencia Torre T+10

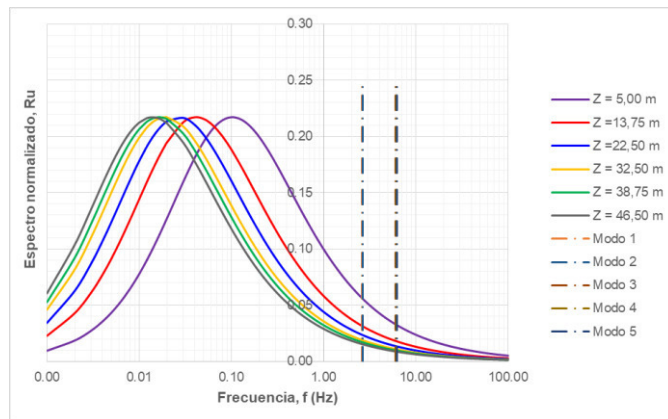


Gráfico N° 4 Espectro de densidad de potencia Torre T+20

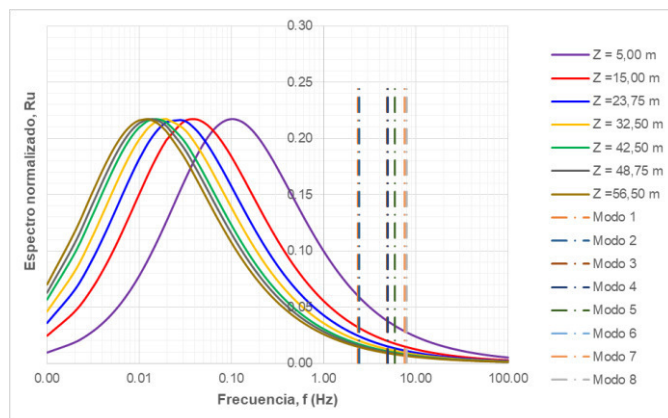
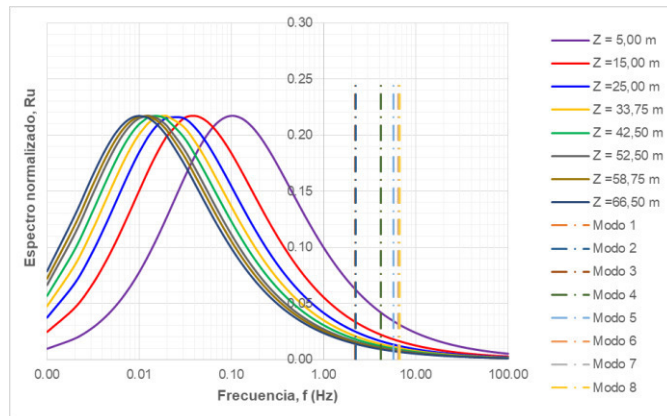


Gráfico N° 5 Espectro de densidad de potencia Torre T+30



Brewer (2017) indica que el valor pico del espectro define a que frecuencias las componentes del viento turbulento tendrán la mayor variación, por lo tanto, el mayor efecto sobre la estructura. De acuerdo a lo que podemos apreciar en las gráficas anteriores, las frecuencias naturales de los modos de vibración de las estructuras que cumplen lo indicado en el ítem anterior se encuentran aproximadamente a la mitad de la campana de la gráfica a la altura más baja; debido a esto no se encuentran dentro del rango de bajas frecuencias, por lo que la señal del viento tendrá cierta relevancia en el comportamiento estructural, sin embargo no generarán una amplificación dinámica. Además, se puede apreciar que conforme se aumenta la altura de la estructura, es decir se reduce la turbulencia, los espectros de densidad de potencia tienden a aproximarse.

Si las frecuencias de vibración de las estructuras coincidieran con las frecuencias del valor pico del espectro de densidad de potencia (rango de altas frecuencias), entonces se generaría resonancia, por lo tanto deberíamos considerar, de ser necesario, otras condiciones de amortiguamiento y/o rigidez que disipen este efecto.

5.3 CAMPO DE VELOCIDADES DE VIENTO Y FUERZA

5.3.1 Modelamiento numérico del campo de velocidades de viento

El modelamiento se realizó a partir de un software gratuito que tiene en cuenta la metodología establecida en el ítem 2.4.3.5:

- Modelamiento con NatHaz Online – Modelo de representación de densidad espectral (http://windsim.ce.nd.edu/int_winsim.html)

5.3.1.1 Modelamiento con NatHaz Online

El modelamiento se realizó a partir del laboratorio de modelado NatHaz (Natural Hazards) online asociado al departamento de ingeniería civil y ciencias geológicas de la Universidad de Notre Dame dirigido por el Dr. Ahsan Kareem. La finalidad de este laboratorio es poder cuantificar los efectos de las cargas sobre las estructuras de diversos eventos naturales y desarrollar estrategias para mitigar dichos efectos. Este laboratorio es operado en conjunto con el túnel de viento atmosférico en el centro Hessert para investigación aeroespacial.

Dentro de la página web del laboratorio se tiene el módulo “NatHaz On-line Wind Simulator (NOWS)” que nos permitirá la simulación de los campos de velocidad de viento estacionario y gaussiano. Este módulo simulará el viento para los puntos requeridos según nuestra estructura basado en el cálculo de la velocidad media del ASCE 7. Se accede al módulo dando click en “Enter NatHaz On-line Wind Simulator”

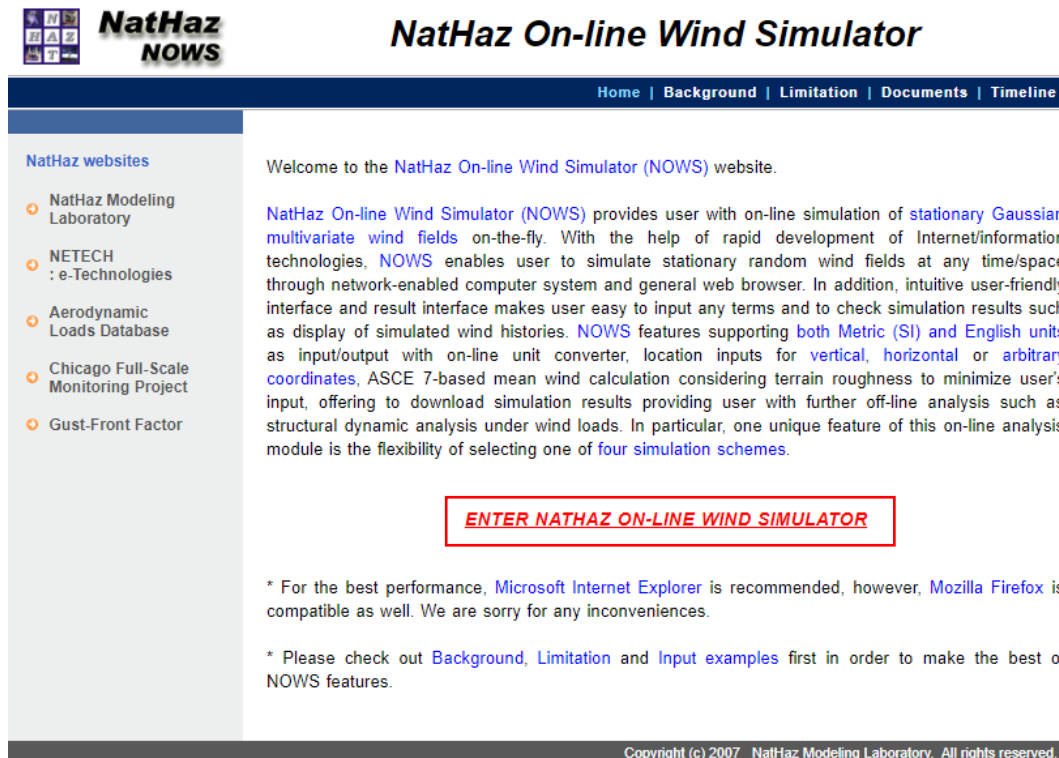


Figura N° 44 Interfaz online del NatHaz On-line Wind Simulator

Para el ingreso de datos, el simulador nos solicita llenar los siguientes campos:

- Primer campo: Nos solicita seleccionar el sistema de unidades a utilizar, el cual será el sistema métrico.
- Segundo campo: Nos solicita ingresar las coordenadas de los puntos sobre los cuales se quieren simular las series de viento. Ingresaremos únicamente las coordenadas en Z de acuerdo a lo establecido en el ítem 4.4.1. Se colocarán todas las coordenadas Z utilizadas para todas las torres con la finalidad de que las series de viento se encuentren correlacionadas.
- Tercer campo: Nos solicita la cantidad de puntos a simular y la frecuencia de corte, la cual se considera igual a la frecuencia a partir de la cual la energía de un sistema comienza reducirse. Se consideraran $N = 3000$ y $f_c = 5$ para obtener la data cada 0,10 segundos hasta los 600 segundos (10 minutos).

- Cuarto campo: Nos solicita elegir la categoría de exposición y la velocidad básica máxima de ráfagas a 10 metros sobre el terreno. De acuerdo a los criterios de diseño, se establece la categoría C y velocidad 26 m/s.
- Quinto campo: Nos solicita elegir la metodología de simulación. Utilizaremos el modelo de ergódico de representación espectral con descomposición de Cholesky y transformada rápida de Fourier.

User Inputs : Please select options and fill out input values. [On-line Unit Converter](#)

■ Please select the unit of input values (default : Metric)
If user would like to see English unit output, please select checkbox (default : Metric)

Metric(SI) unit [m, m/s] English unit [ft, mph] Output : English unit

■ Vertical (z), Horizontal (x) or 2-dimensional (x,z) locations for wind speed simulation
(Acceptable formats : Delimited by comma(,) or MATLAB-compatible, e.g., 4,8,12 or 4:4:12)

z [m, ft] :

x [m, ft] : z [m, ft] :

x [m, ft] : z [m, ft] :

■ Total number of frequency (N), cut-off frequency (f_c).
Note that $\Delta t = 1/(2f_c)$; $T = 2 \cdot N \cdot \Delta t$ [in Ergodic SRM, $T = 2 \cdot N \cdot \Delta t$ (total number of locations)]

N (max = 18000) : f_c [Hz] (max = 5) :

■ Exposure category (A,B,C,D based on ASCE 7-98) and 3-sec gust wind speed ($U_{3-s,10}$)

A B C D $U_{3-s,10}$ [m/s, mph]

■ Wind simulation schemes

Discrete frequency function with Cholesky decomposition and FFT (max 200 locations)

Schur decomposition by AR model and polynomial approximation (max 100 locations)

Ergodic spectral representation with Cholesky decomposition and FFT (max 50 locations)

Conventional spectral representation method (max 200 locations)

Figura N° 45 Ingreso de datos en NatHaz On-line Wind Simulator

A partir de la información ingresada, se obtendrán las series de tiempo para la velocidad como se muestra en la siguiente figura.

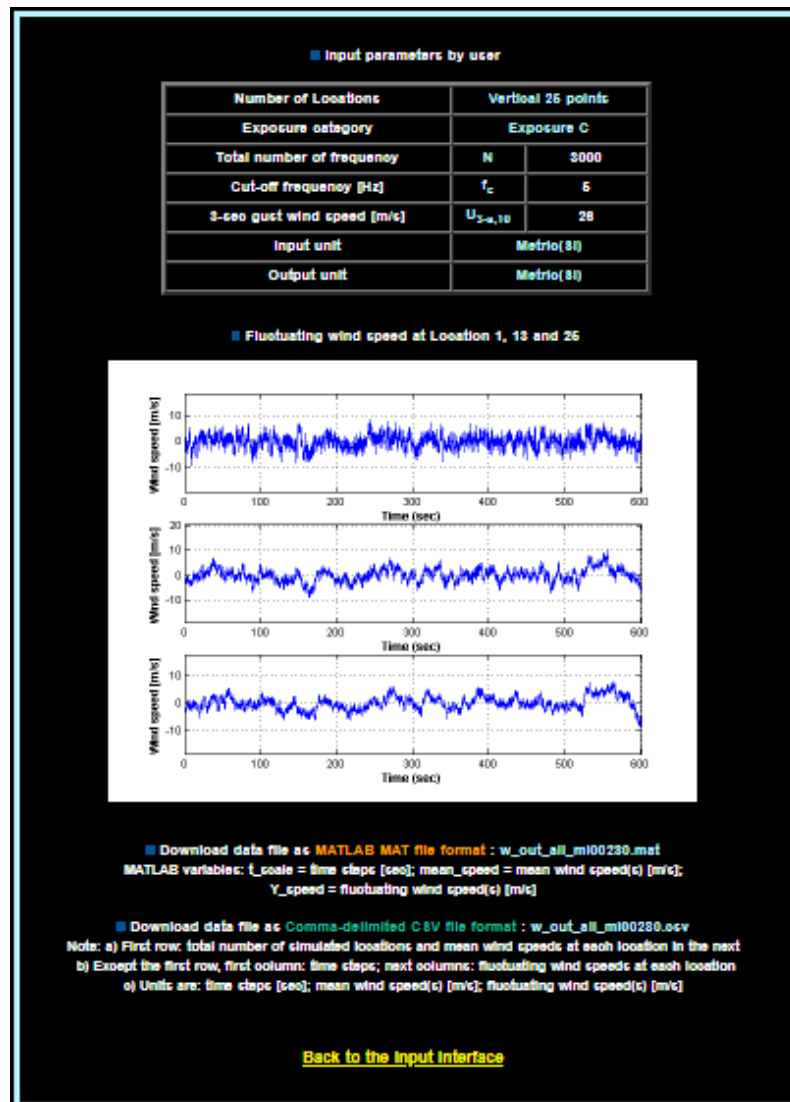


Figura N° 46 Obtención de series de velocidad con NatHaz Online

A pesar de no formar parte de la presente tesis, se verificó que de las cuatro metodologías presentadas por el NatHaz obtienen series de tiempo para la velocidad muy similares.

5.3.2 Campo de velocidades de viento

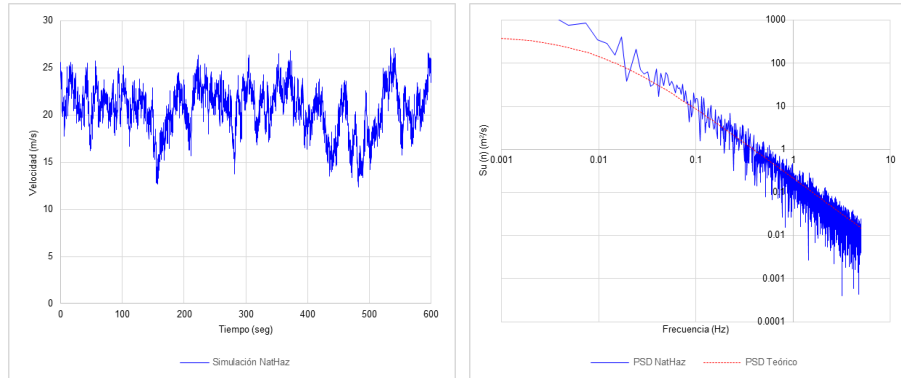
Se simuló para todas las estructuras, el campo de velocidades de viento por cada panel, al cual le corresponde una cierta altura preestablecida.

Con la finalidad de corroborar que el modelamiento es aceptable con la parte teórica, se presenta la comparación del espectro de densidad de

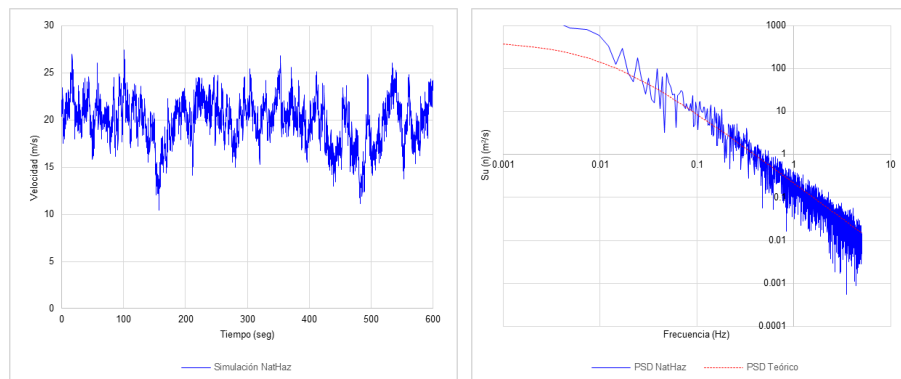
potencia teórico y el simulado, el cual se obtuvo aplicando la transformada rápida de Fourier (FFT) con ayuda del módulo de análisis de datos del programa Excel como se realiza para cualquier tipo de señal.

Torre T±0

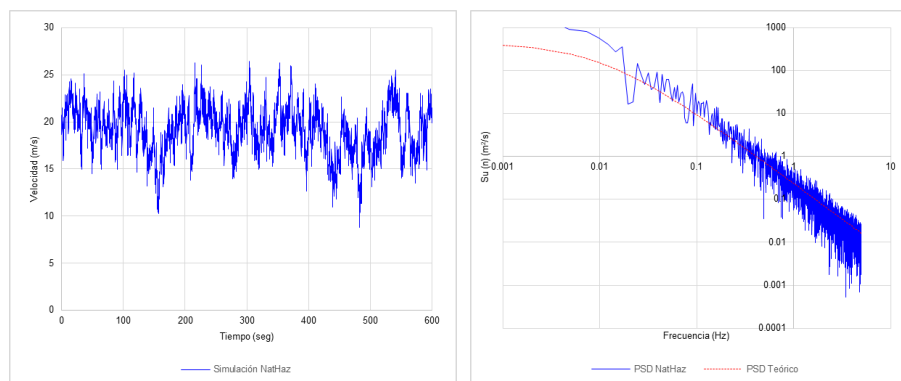
- **Panel 1**



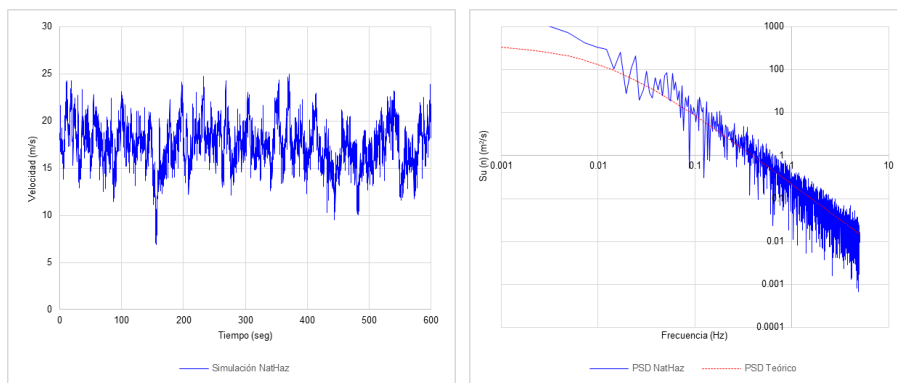
- **Panel 2**



- **Panel 3**



• **Panel 4**



• **Panel 5**

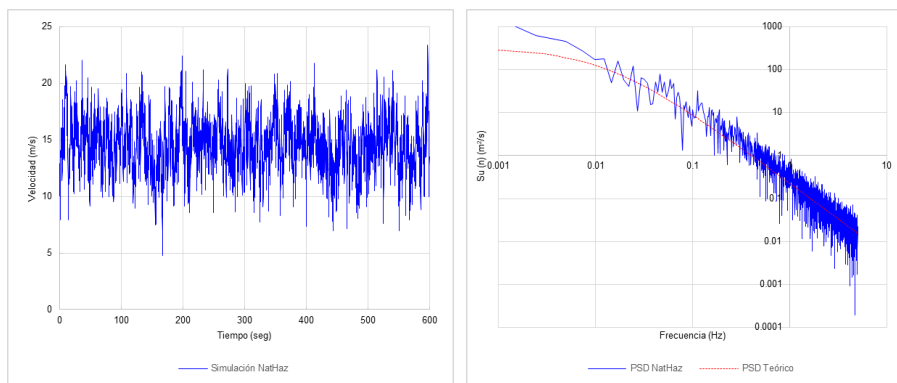


Figura N° 47 Torre T±0 - Simulación de velocidad de viento

Se presenta el cuadro resumen para cada panel de la desviación estándar, la velocidad media, velocidad máxima, el índice de turbulencia y el coeficiente de correlación que existe entre la gráfica simulada y la teórica.

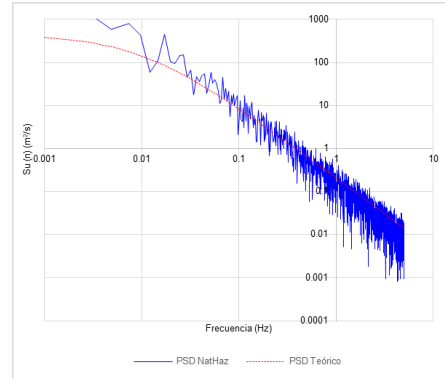
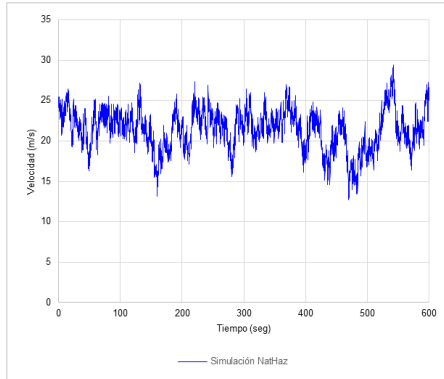
Tabla N° 38 Características simulación - Torre T±0

Panel	Desviación estándar σ_u (m/s)	Velocidad media U (m/s)	Velocidad máxima $U_{m\acute{a}x}$ (m/s)	Índice de turbulencia I_u	Coefficiente de correlación r
1	2,529	20,625	27,156	0,123	0,868
2	2,508	19,881	27,428	0,126	0,901
3	2,589	19,146	26,425	0,135	0,860
4	2,445	17,490	24,975	0,140	0,913
5	2,411	14,533	23,375	0,166	0,941

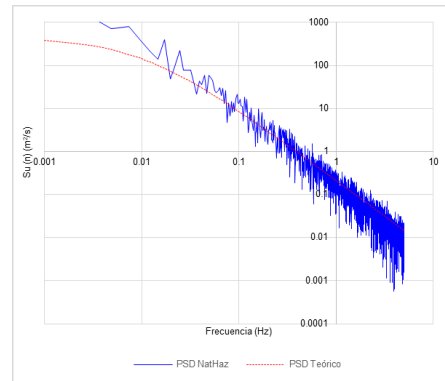
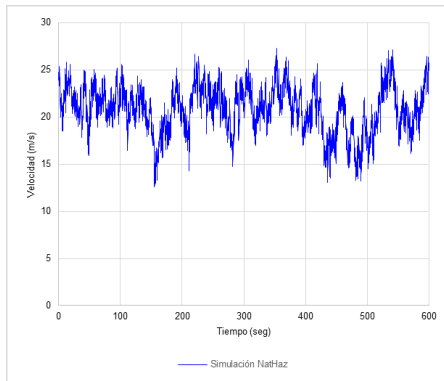
Fuente: Propia

Torre T+10

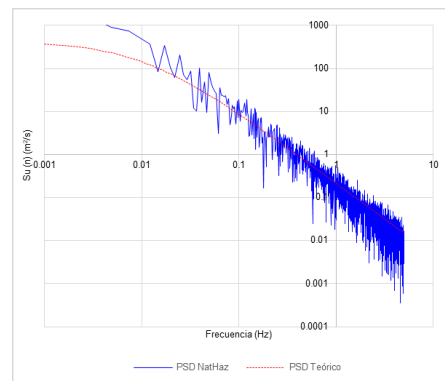
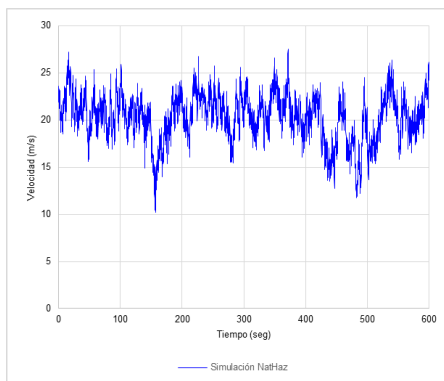
- Panel 1



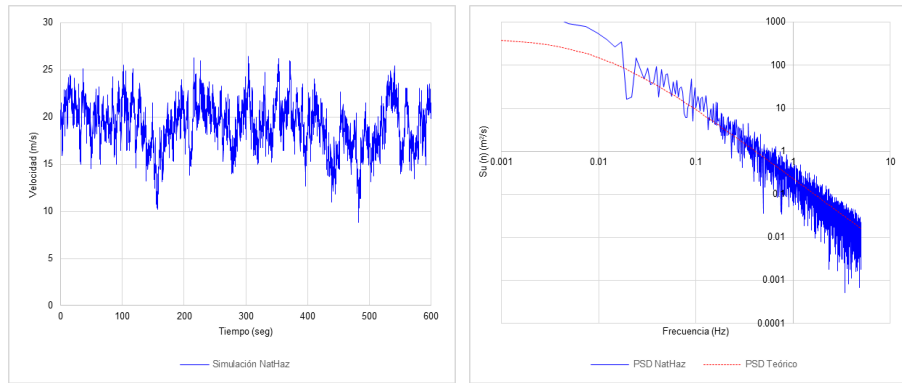
- Panel 2



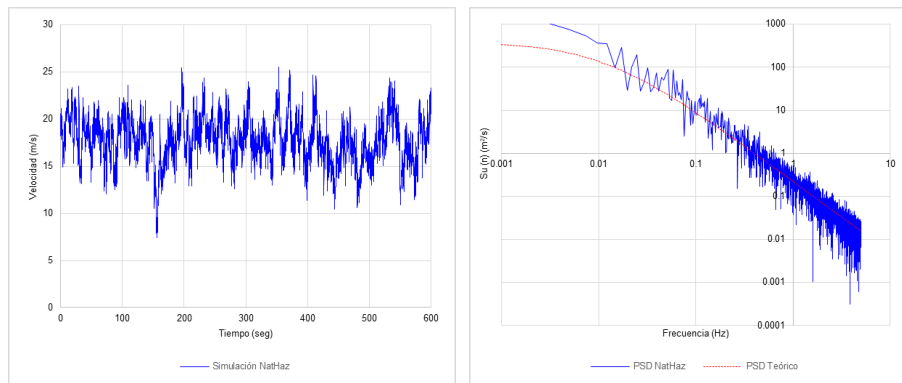
- Panel 3



• Panel 4



• Panel 5



• Panel +10

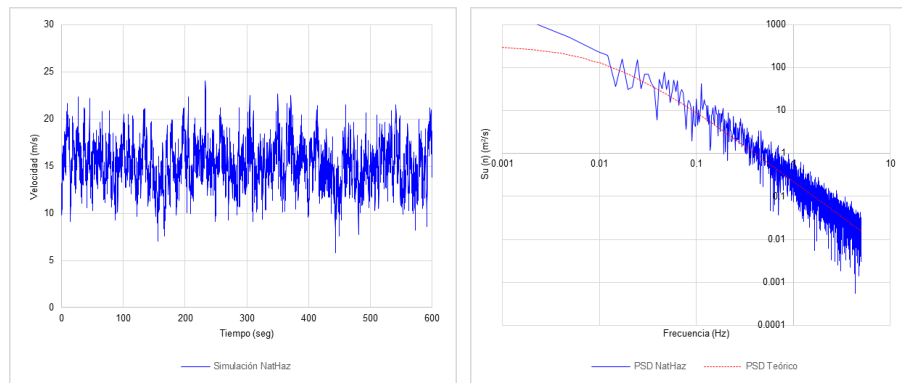


Figura N° 48 Torre T+10 - Simulación de velocidad de viento

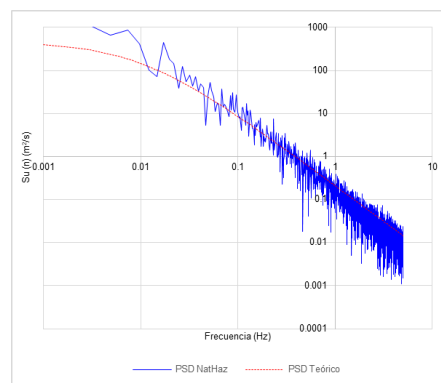
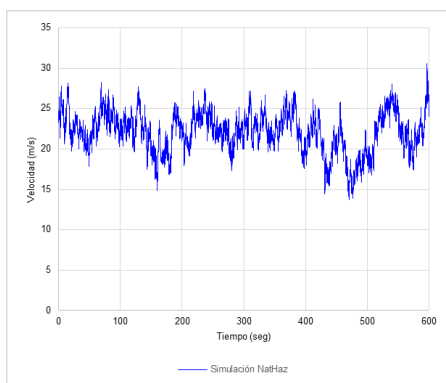
Tabla N° 39 Características simulación NatHaz - Torre T+10

Panel	Desviación estándar σ_u (m/s)	Velocidad media U (m/s)	Velocidad máxima $U_{m\acute{a}x}$ (m/s)	Índice de turbulencia I_u	Coficiente de correlación r
1	2,487	21,408	29,408	0,116	0,907
2	2,502	20,816	27,259	0,120	0,922
3	2,509	20,260	27,555	0,124	0,901
4	2,589	19,146	26,425	0,135	0,957
5	2,489	17,749	25,493	0,140	0,931
+10	2,428	15,191	24,095	0,160	0,956

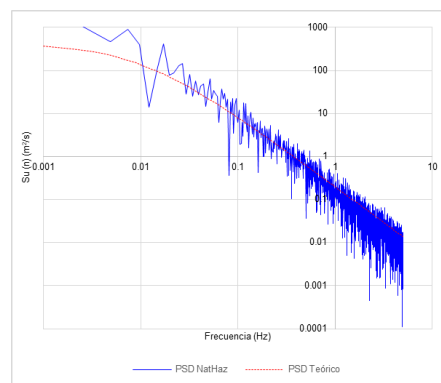
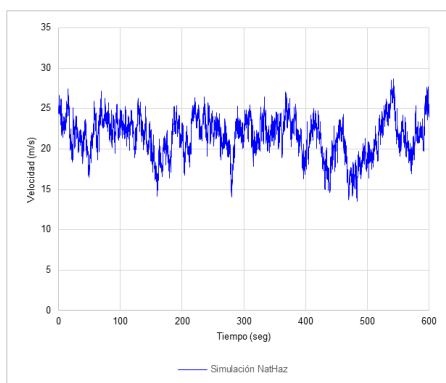
Fuente: Propia

Torre T+20

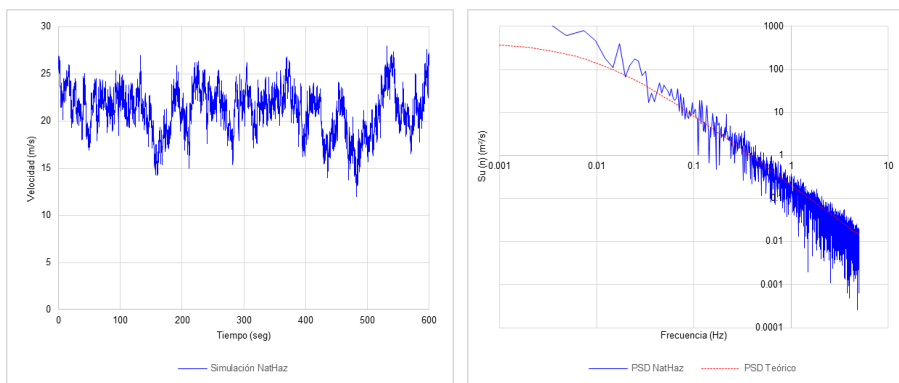
- Panel 1



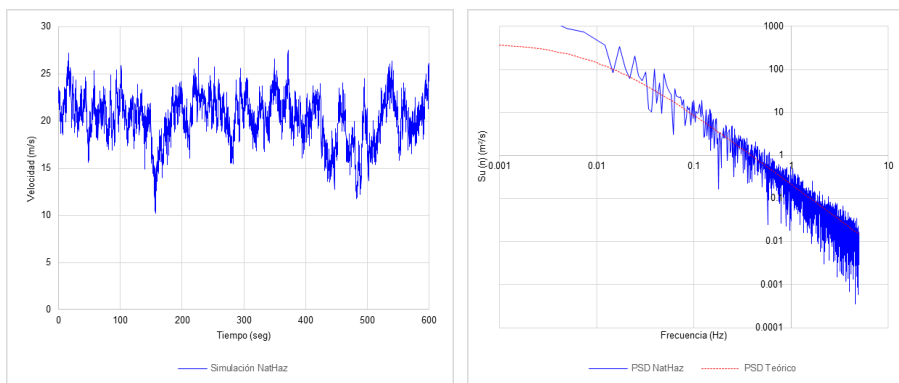
- Panel 2



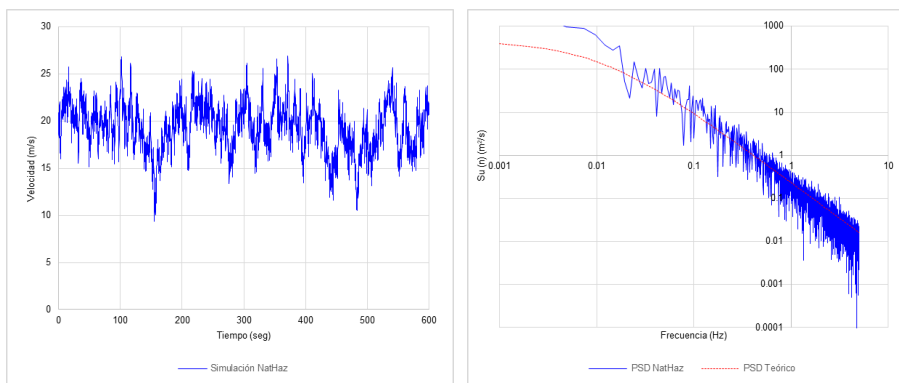
• Panel 3



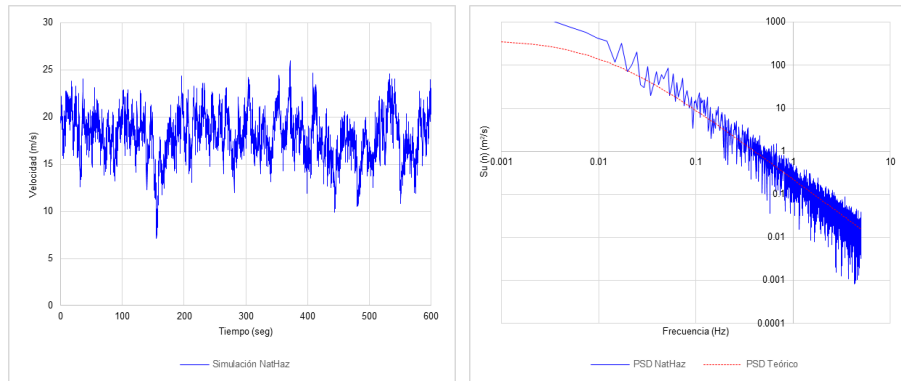
• Panel 4



• Panel 5



• **Panel +10**



• **Panel +20**

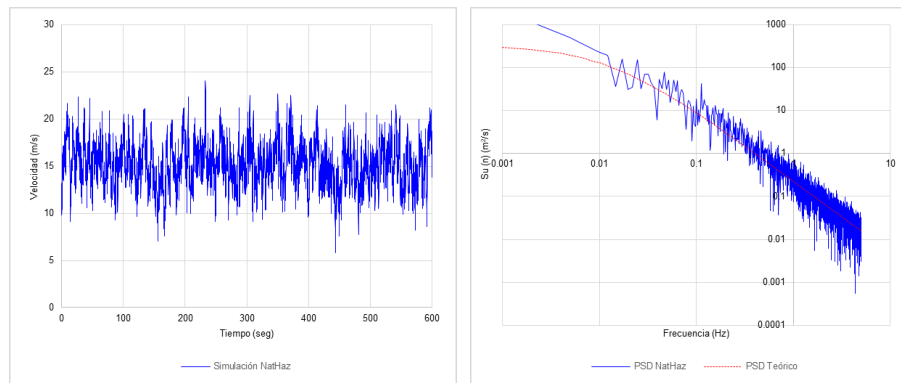


Figura N° 49 Torre T+20 - Simulación de velocidad de viento

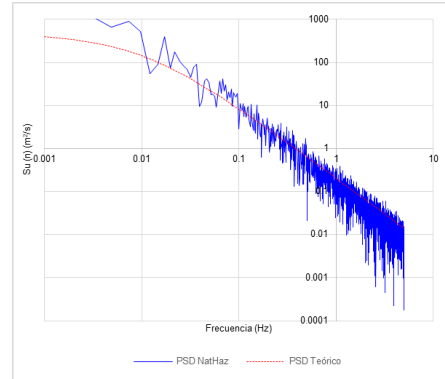
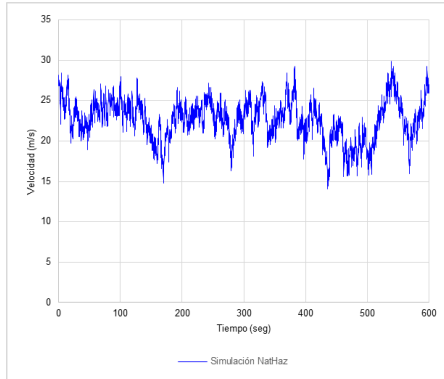
Tabla N° 40 Características simulación NatHaz - Torre T+20

Panel	Desviación estándar σ_u (m/s)	Velocidad media U (m/s)	Velocidad máxima $U_{m\acute{a}x}$ (m/s)	Índice de turbulencia I_u	Coefficiente de correlación r
1	2,522	22,059	30,619	0,114	0,844
2	2,442	21,564	28,688	0,113	0,859
3	2,479	21,114	27,973	0,117	0,874
4	2,509	20,260	27,555	0,124	0,896
5	2,591	19,306	26,934	0,134	0,921
+10	2,510	17,988	25,981	0,140	0,918
+20	2,428	15,191	24,095	0,160	0,905

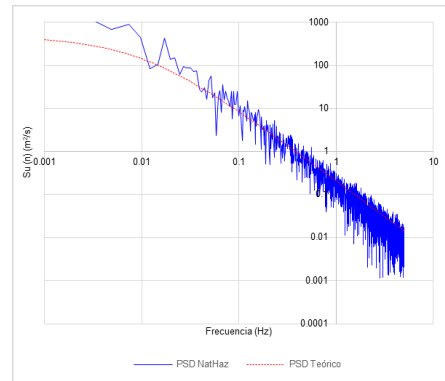
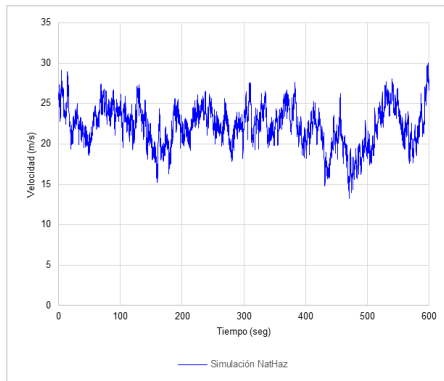
Fuente: Propia

Torre T+30

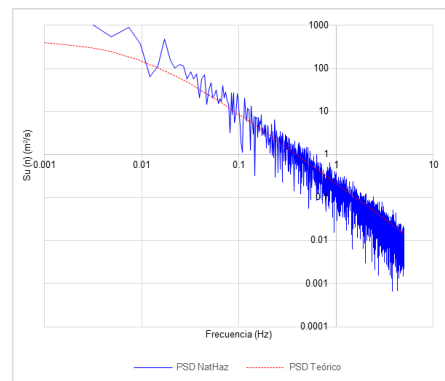
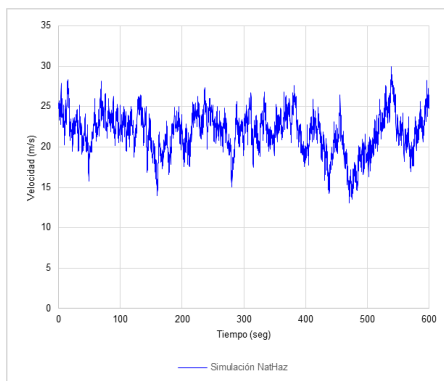
- Panel 1



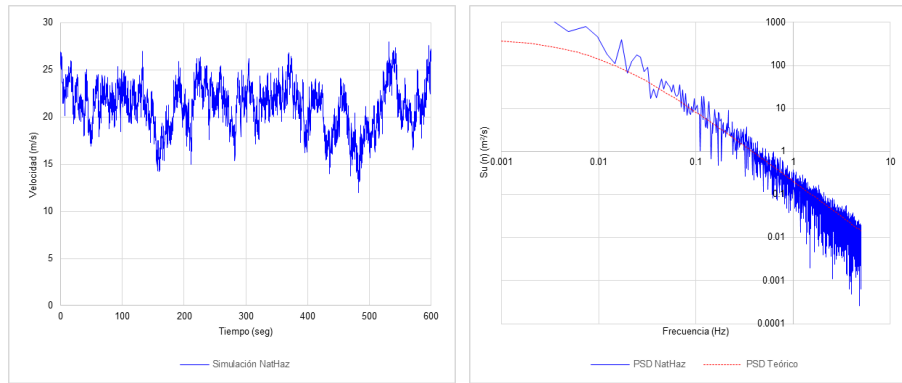
- Panel 2



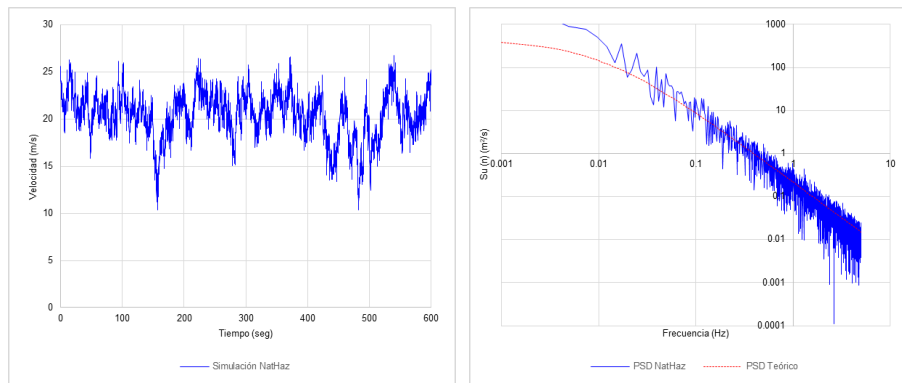
- Panel 3



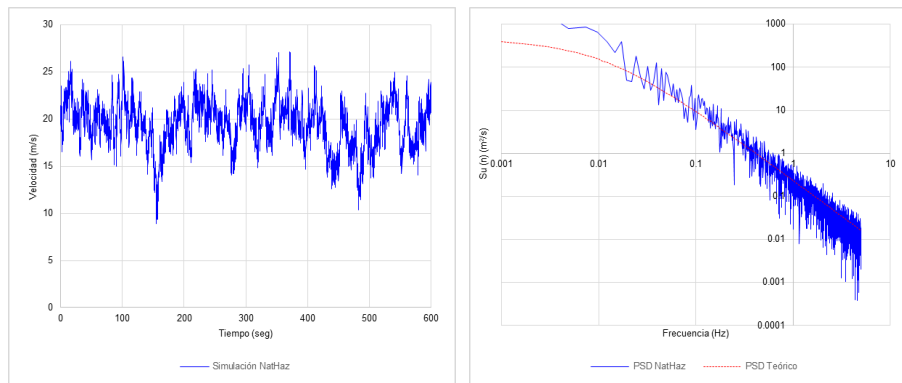
• Panel 4



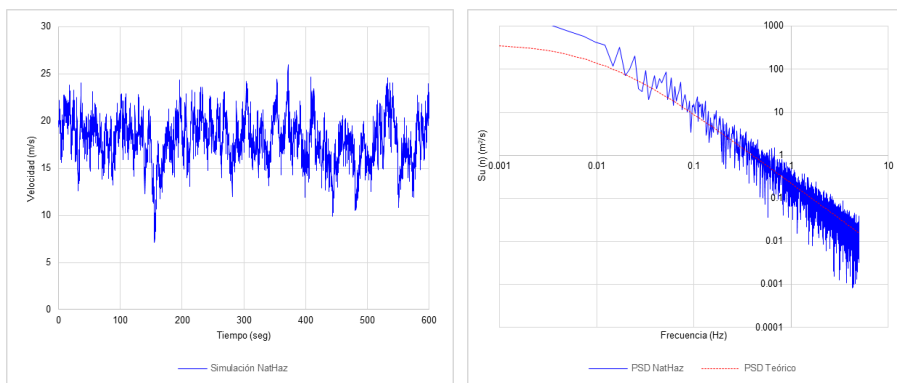
• Panel 5



• Panel +10



• **Panel +20**



• **Panel +30**

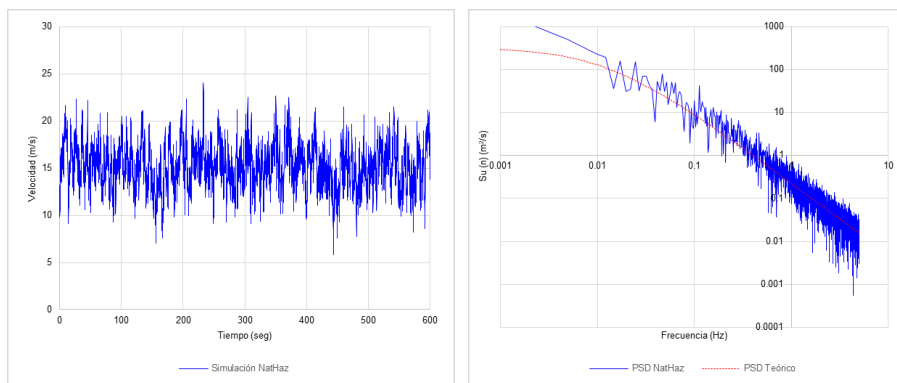


Figura N° 50 Torre T+30 - Simulación de velocidad de viento

Tabla N° 41 Características simulación NatHaz - Torre T+30

Panel	Desviación estándar σ_u (m/s)	Velocidad media U (m/s)	Velocidad máxima $U_{m\acute{a}x}$ (m/s)	Índice de turbulencia I_u	Coefficiente de correlación r
1	2,499	22,619	29,847	0,110	0,888
2	2,509	22,192	30,052	0,113	0,875
3	2,534	21,811	29,950	0,116	0,912
4	2,479	21,114	27,973	0,117	0,930
5	2,519	20,378	26,726	0,124	0,929
+10	2,604	19,459	27,156	0,134	0,933
+20	2,510	17,988	25,981	0,140	0,936
+30	2,428	15,191	24,095	0,160	0,924

Fuente: Propia

Como se puede apreciar en las gráficas de la densidad espectral de potencia de las series de viento para cada uno de los paneles de las estructuras, la gráfica de la señal modelada se asemeja a la gráfica teórica con coeficientes de correlación que se encuentra entre 0,83 y 0,95; lo que

indica una correlación directa y muy fuerte debido a que se acercan a 1, es decir tenemos una aceptable simulación debido a que la gráfica simulada tiende a la gráfica teórica. Por otro lado, se puede verificar que la turbulencia de la serie de viento decrece con la altura, esto confirma lo indicado en 2.4.3.4 y nos garantiza que el modelamiento es aceptable.

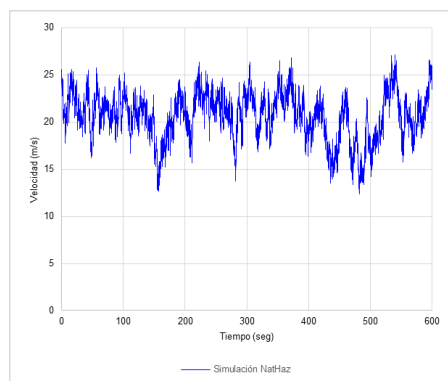
Además se muestra que las velocidades promedio y máxima en muchos de los casos son inferiores a las velocidades obtenidas para el caso estático. Sin embargo, al tratarse de un análisis en el que las señales interactúan con la estructura, los efectos pueden o no ser mayores.

5.3.3 Funciones tiempo-historia de la fuerza del viento

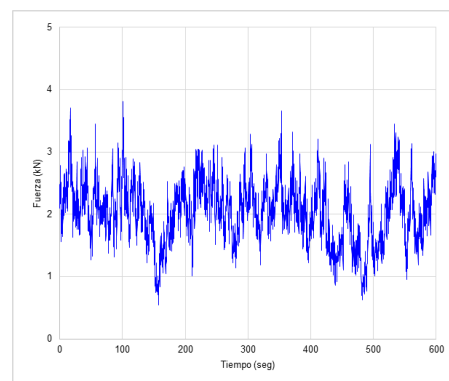
En el presente ítem se obtendrán las funciones tiempo-historia de las fuerzas variables inducidas por el viento a partir de los campos o series de viento obtenidas en el ítem anterior. Para esto, se aplicará la ecuación (25) a las gráficas de velocidad de viento considerando los factores de forma y áreas de exposición obtenidas en ítem 4.4.2.

Torre T±0

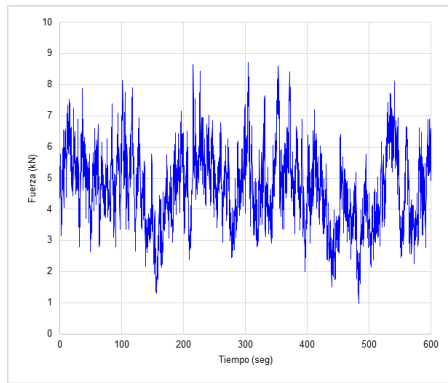
Panel 1



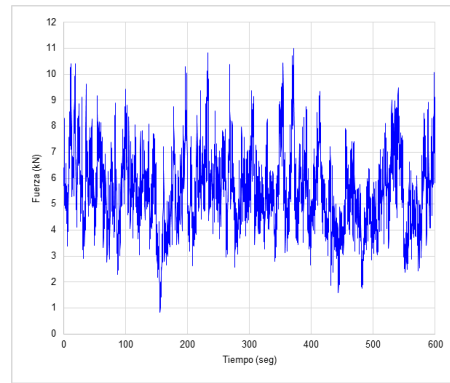
Panel 2



Panel 3



Panel 4



Panel 5

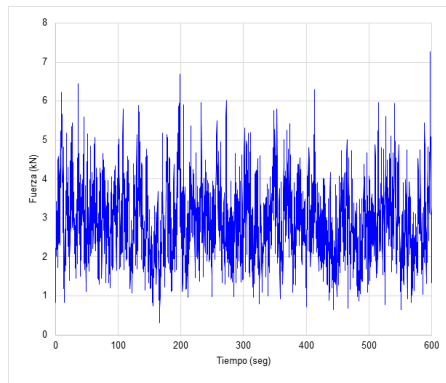
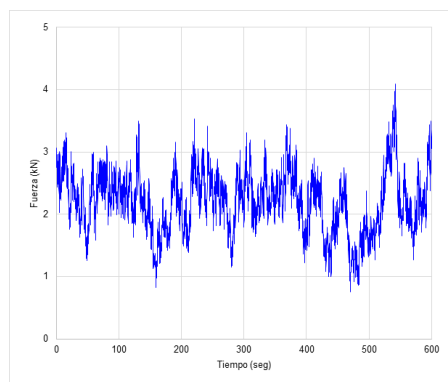


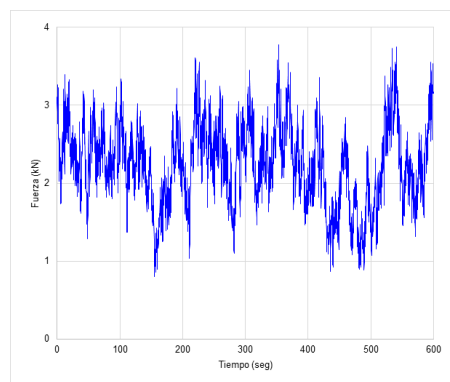
Figura N° 51 Torre T±0 – Función Tiempo-Historia de Fuerza

Torre T+10

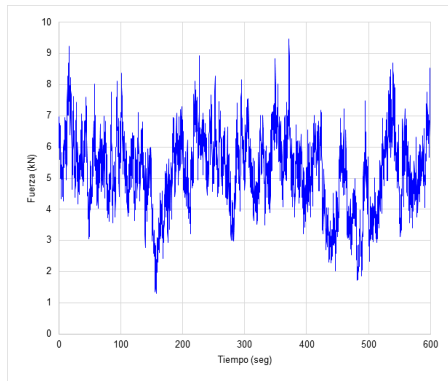
Panel 1



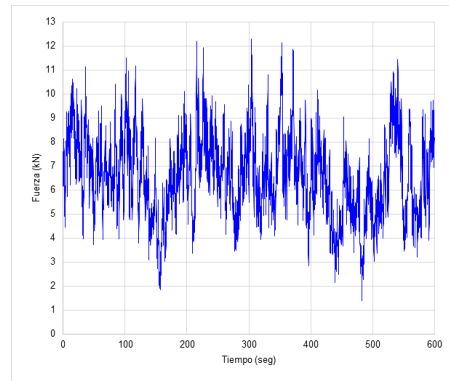
Panel 2



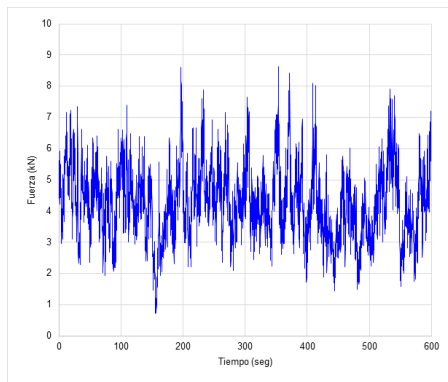
Panel 3



Panel 4



Panel 5



Panel +10

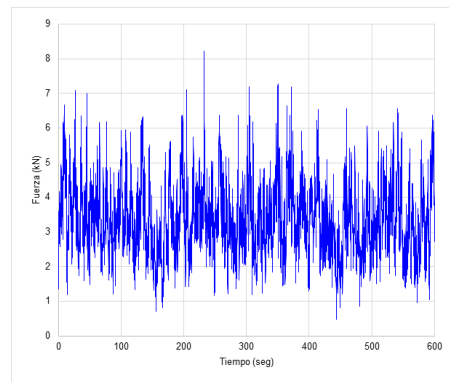
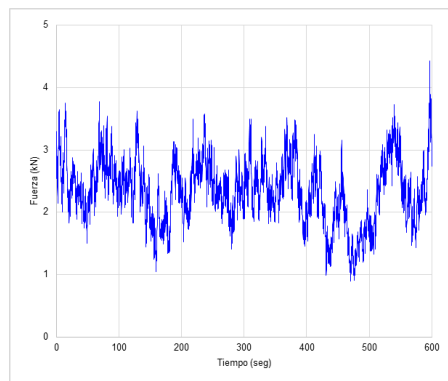


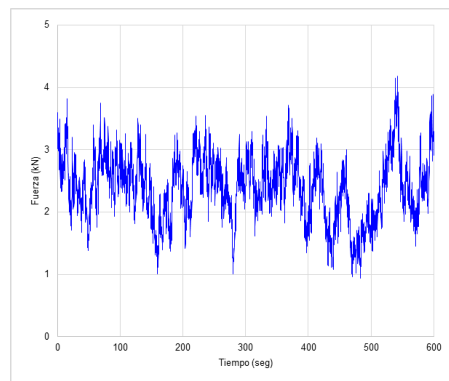
Figura N° 52 Torre T+10 – Función Tiempo-Historia de Fuerza

Torre T+20

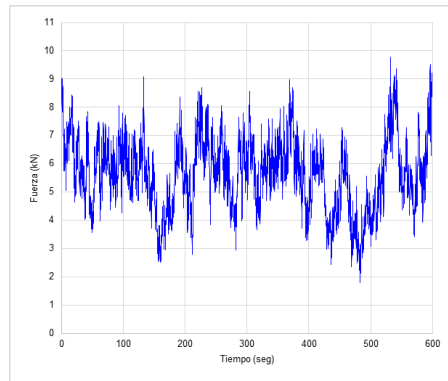
Panel 1



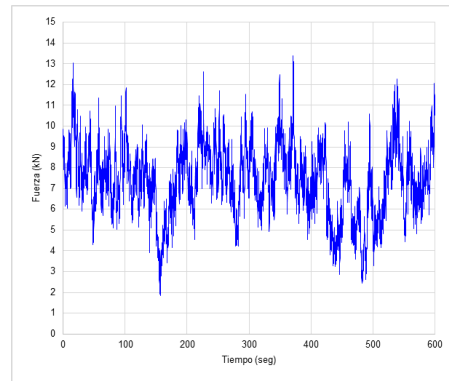
Panel 2



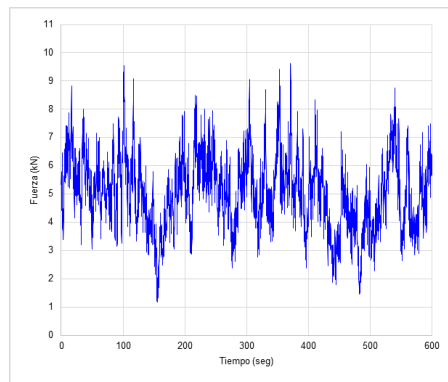
Panel 3



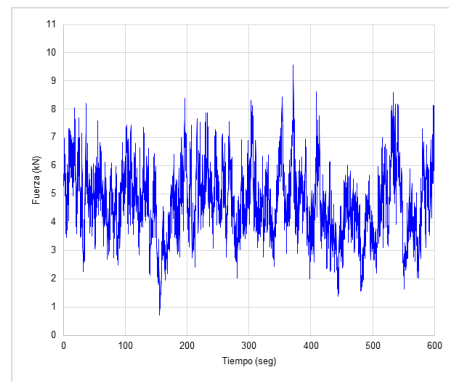
Panel 4



Panel 5



Panel +10



Panel +20

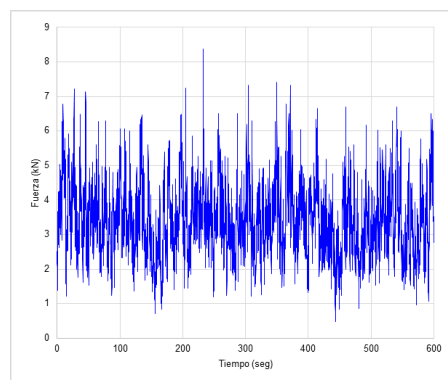
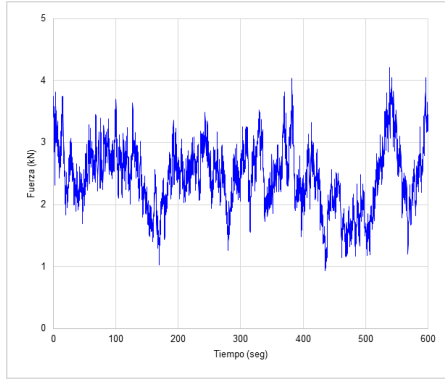


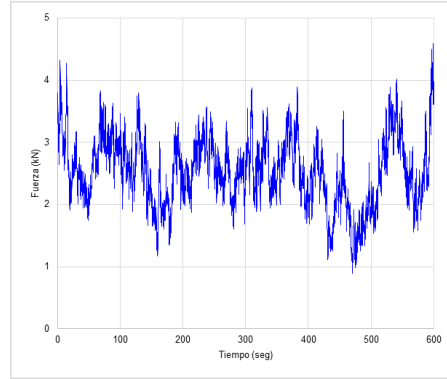
Figura N° 53 Torre T+20 – Función Tiempo-Historia de Fuerza

Torre T+30

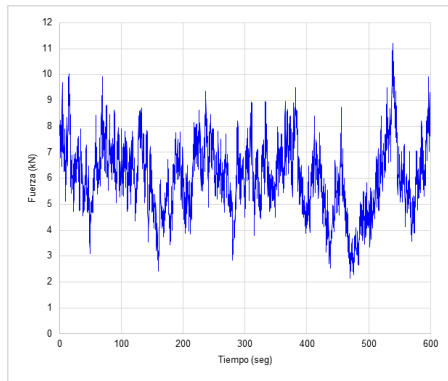
Panel 1



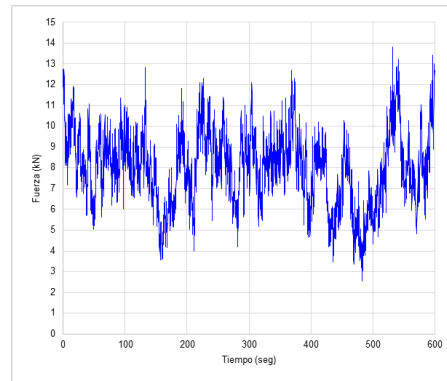
Panel 2



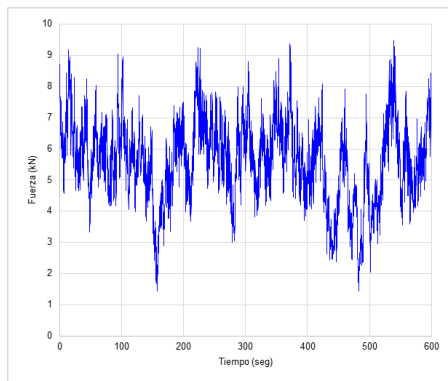
Panel 3



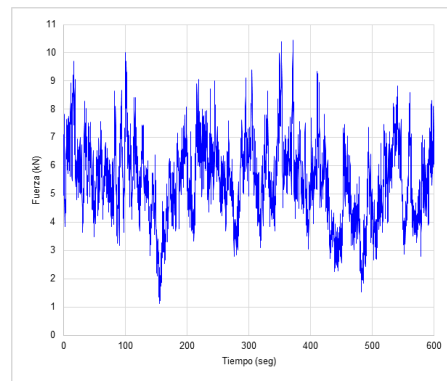
Panel 4



Panel 5



Panel +10



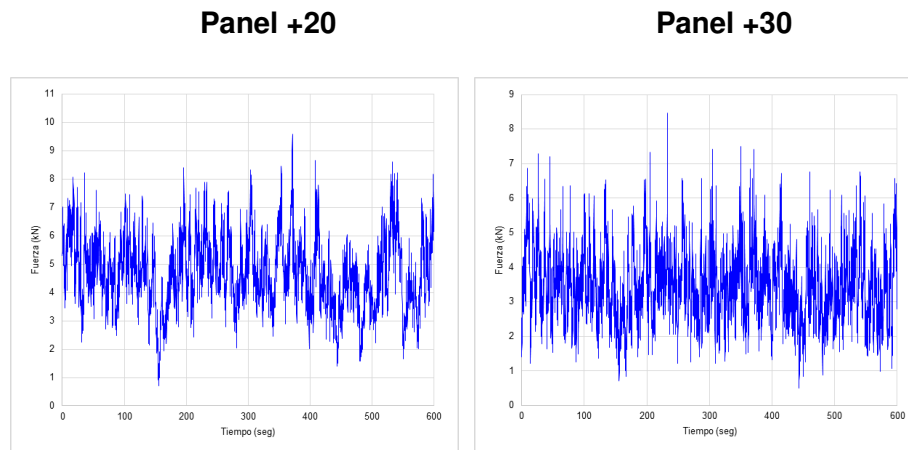


Figura N° 54 Torre T+30 – Función Tiempo-Historia de Fuerza

De acuerdo a las gráficas de las funciones tiempo-historia de fuerza de viento, los picos que se dan en cada una de estas pueden, o no, ser mayores que las mostradas en 4.4.3, sin embargo se debe tener en cuenta que a pesar de que la funciones posee las mismas características y presentan un correlación, estos picos para todos los paneles no necesariamente se dan en el mismo instante de tiempo. Con ayuda del programa SAP2000v19.0.0 en el siguiente capítulo se determinará el tiempo en el cual se produce el efecto máximo que deseamos determinar.

CAPÍTULO VI: APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON EL PROGRAMA SAP2000

6.1 MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

6.1.1 Definición del modelo

Se procedió a la modelación de las estructuras de acuerdo a la geometría mostrada en los capítulos anteriores. Para esto se definió la geometría de cada estructura en el programa AutoCAD el cual nos permite una mayor versatilidad en el dibujo y posterior exportación al programa SAP2000v19.0.0 en extensión .dxf. Es importante definir las unidades a utilizar tanto para la exportación como para el modelamiento de las estructuras; se trabajará en unidades kN, m, °C. A continuación, se presenta el modelamiento de la torre T±0 en SAP2000v19.0.0; las otras estructuras fueron definidas del mismo modo.

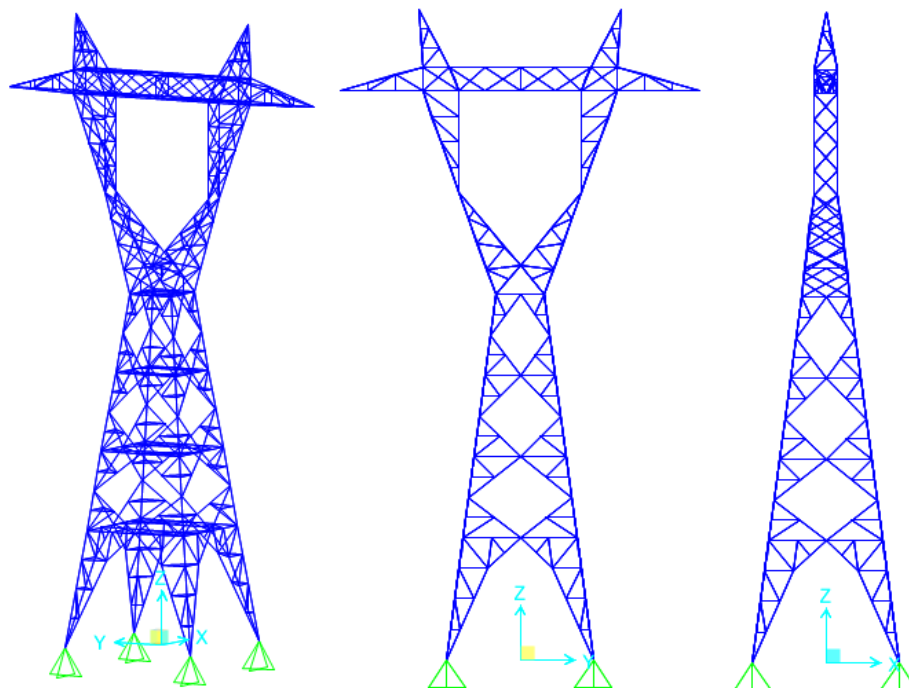


Figura N° 55 Modelo en SAP2000 de torre T±0

6.1.2 Definición de los materiales y perfiles angulares

Como se mencionó en el capítulo anterior, los diferentes elementos estructurales serán de acero ASTM A36 y A572 grado 50, los cuales el programa SAP2000v19.0.0 los tiene ya definidos en sus propias librerías con las propiedades según AISC. A continuación, se presentan los materiales definidos en el programa:

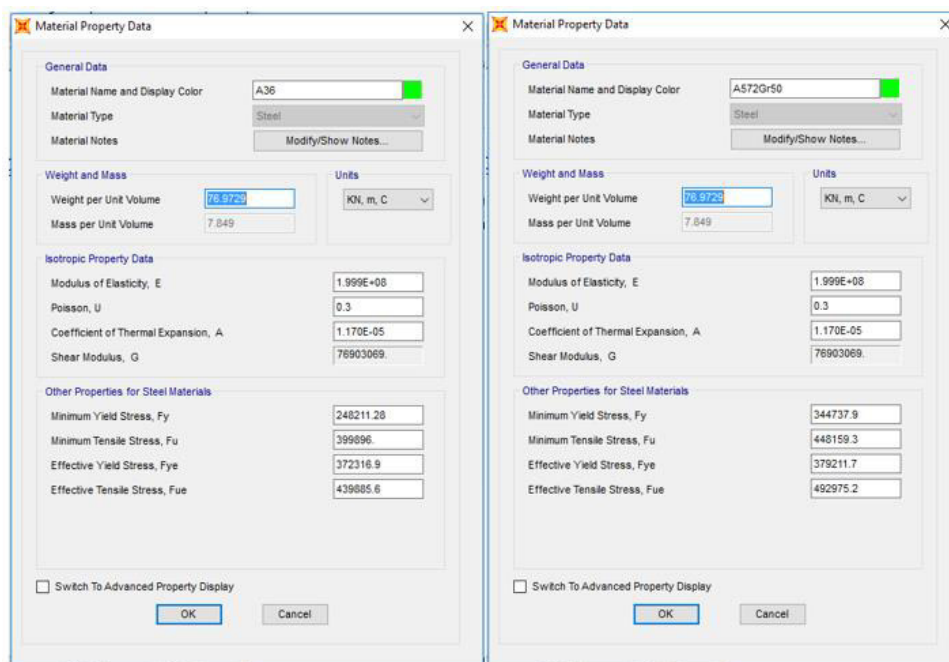


Figura N° 56 Definición de las propiedades del acero

Al igual que para los materiales, el SAP2000v19.0.0 tiene sus propias librerías donde se encuentran perfiles angulares con sus respectivas dimensiones y propiedades geométricas que serán utilizadas en los distintos elementos de la estructura. Se escogió una amplia gama de perfiles debido a que en el momento de realizar el diseño y verificación el programa nos permite elegir el perfil más óptimo según las solicitaciones de carga a la cual se verán sometidos los elementos. Los perfiles importados son los establecidos por la norma AISC 360-05.

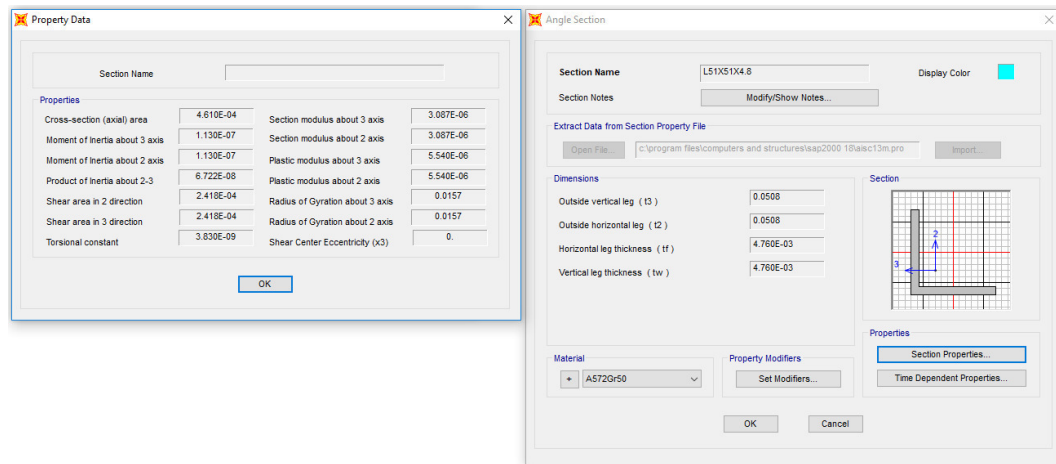


Figura N° 57 Definición y propiedades de perfiles estructurales

6.1.3 Definición funciones para análisis dinámico

Como se mostró en el capítulo anterior, para el modelamiento dinámico de la estructura se debe definir una fuerza variable tipo función “tiempo – historia”. Para esto el SAP2000v19.0.0 nos permite ingresar este tipo de funciones a partir de modelamientos de una serie temporal como las obtenidas en el ítem 5.3.3. Se creó una función “tiempo – historia” por cada panel (para cada estructura) y su resultado será aplicado a la estructura estableciendo un valor nominal de 1 kN en cada nudo de la sección a considerar. Como en cada sección la carga se aplicará a 4 nudos, la función tiempo-historia se escaló 0,25. Luego SAP2000v19.0.0 se encargará de hacer variar la carga de 1 kN de acuerdo a la función tiempo-historia del panel y altura correspondiente.

Para el caso de la verificación de desplazamientos máximas y el de reacciones en las cimentaciones, se presentarán las funciones con la cual cada una de estas varía. Para el caso de las fuerzas sobre los elementos de la estructura, se realizará la verificación con el valor máximo.

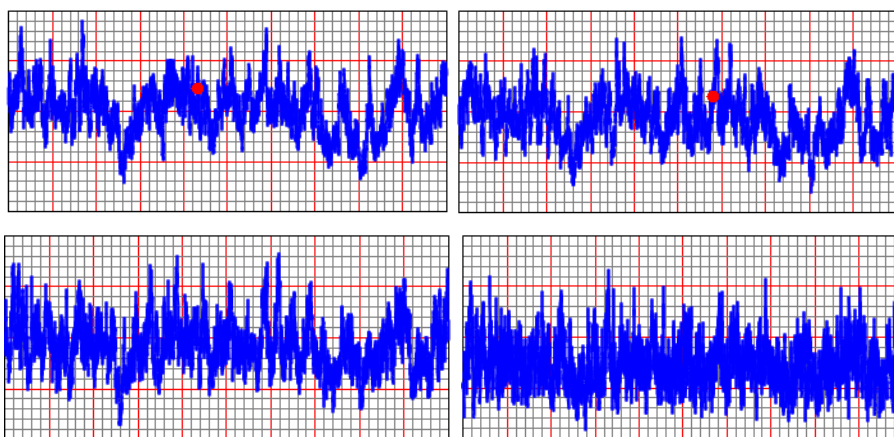
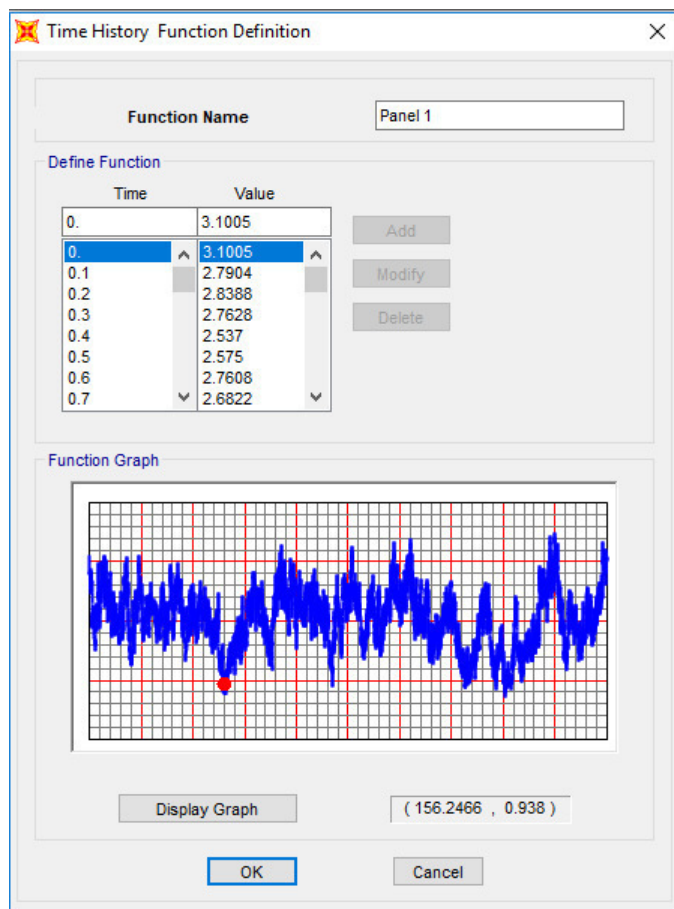


Figura N° 58 Definición de las funciones "tiempo – historia" para torre T±0

6.1.4 Definición de patrones de carga y combinaciones

Los patrones de carga definidos a continuación pertenecen a todas las cargas a la que será sometida la estructura. El peso propio será calculado

directamente por el programa a partir de un metrado de cargas realizado internamente. Las cargas de viento se calcularon según 4.4 y se considerarán como cargas que se distribuirán en los nodos intermedios pertenecientes a los montantes de cada panel. Por último, los patrones de cargas S y U corresponden a las solicitaciones de los árboles de carga establecidos en 4.2.3.1.

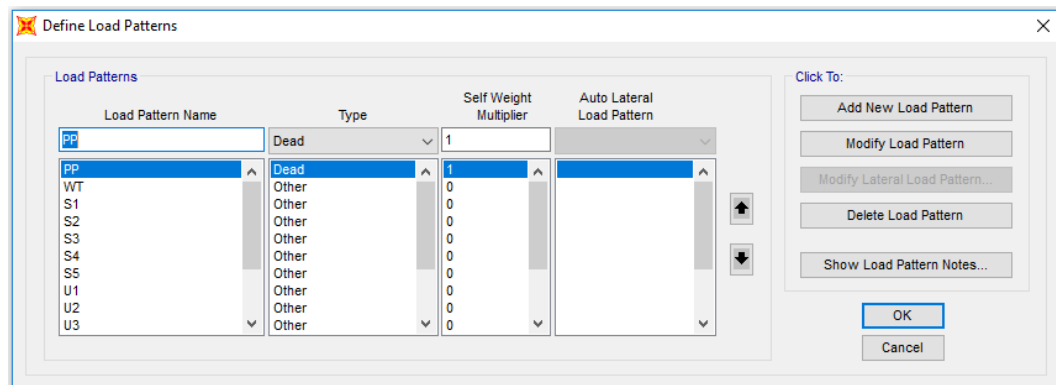


Figura N° 59 Definición de patrones de carga

Ahora, para cada uno de los patrones de cargas definidos, el SAP2000v19.0.0 les asigna automáticamente un caso de carga, esto con la finalidad de poder realizar la modelación de dichas cargas. A cada caso de carga se le podrá asignar un factor que aumente o disminuye el efecto de esta sobre la estructura. Únicamente para el caso del peso propio (PP) se considerará que este peso será factorizado por 1,25 debido a los pesos no considerados en el modelo como las platinas, tornillería, accesorios y galvanizado como ya se mencionó anteriormente; el resto de cargas no tendrán factores de carga, es decir se multiplicarán por el factor 1,00.

Es importante mencionar además que en esta parte puede definirse qué tipo de análisis se realizará con cada caso de carga. Para nuestro caso los dos análisis a realizar serán en el rango lineal, sin embargo, en el caso del análisis estático el tipo de caso de carga para el viento será “estático” mientras que en el análisis dinámico será “tiempo-historia”. Por otro lado, como puede notarse, el programa adiciona automáticamente un caso de

carga tipo “Modal”, este caso fue utilizado en el capítulo anterior con el que se obtuvo información acerca de los modos de vibración de la estructura.

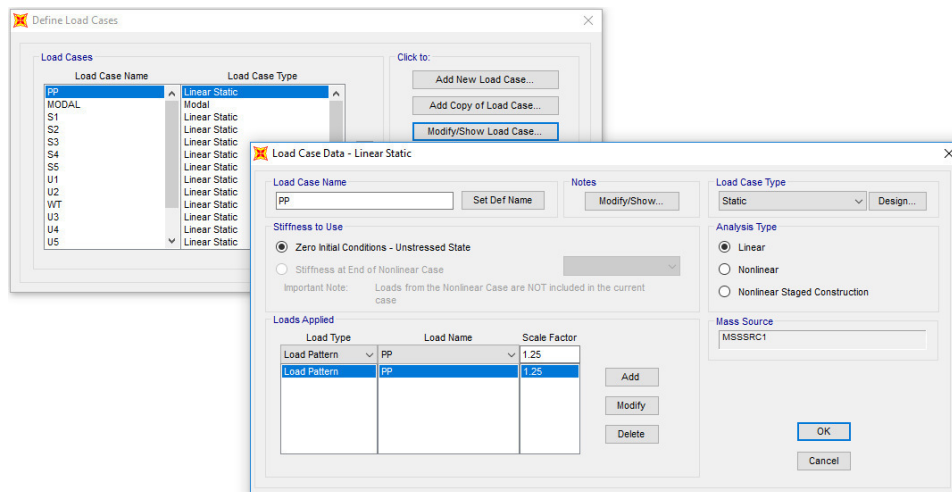


Figura N° 60 Caracterización de caso de carga por peso propio (PP)

El caso de carga tipo “tiempo-historia” se definirá considerando las series de tiempo de todos los paneles que corresponden a la estructura con un factor de 0,25 tal como se indicó en el ítem anterior. Se considerará además el caso de carga como periódico, es decir que la historia de tiempo tendrá un periodo igual al tiempo obtenido en la simulación. Consideraremos también el amortiguamiento de 0,04.

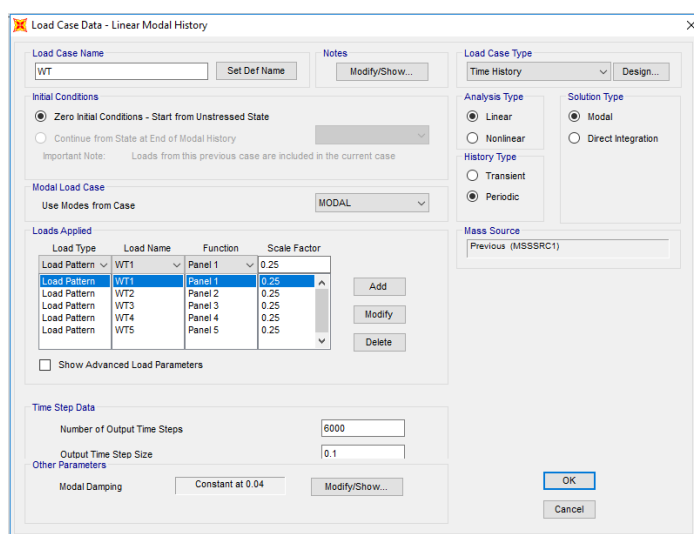


Figura N° 61 Caracterización de caso de carga por viento dinámico (WT)

Luego de la definición de los casos de carga se deben establecer las combinaciones a las cuales estas estarán sometidas. Las combinaciones comprenden las cargas de peso propio, cargas de viento sobre la estructura y árboles de carga. A continuación, se presentan las combinaciones utilizadas para cargas en servicio y últimas.

Combinaciones en servicio (cargas no factorizadas)

- COMBS1: PP + WT + S1
- COMBS2: PP + S2
- COMBS3: PP + S3
- COMBS4: PP + S4
- COMBS5: PP + S5

Combinaciones últimas (cargas factorizadas)

- COMBU1: 1,40 PP + 2,20 WT + U1
- COMBU2: 1,40 PP + U2
- COMBU3: 1,40 PP + U3
- COMBU4: 1,40 PP + U4
- COMBU5: 1,40 PP + U5

Es importante mencionar que el factor 1,40 que multiplica a las cargas por peso propio (PP) ha sido tomado en base a las combinaciones de carga establecidas para la aplicación del método LRFD. El factor 2,20 que multiplica a las cargas por viento en la estructura (WT) se obtiene de lo establecido en el Código Nacional de Electricidad (2011).

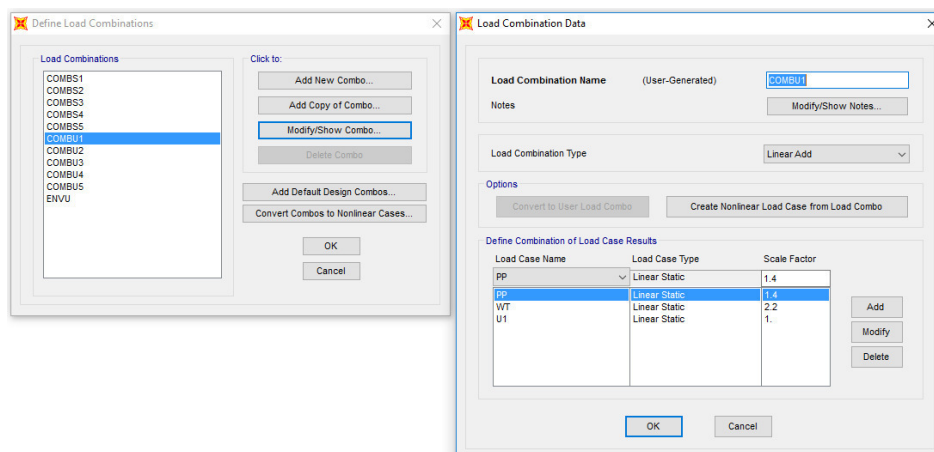


Figura N° 62 Definición de combinaciones de carga

6.1.5 Asignación de restricciones y liberación de momentos

Se utilizarán restricciones tipo articulación en los nudos inferiores de la estructura, lo que garantiza la conexión de las patas al ángulo de anclaje (stub). Este tipo de restricción nos brindará las reacciones tanto verticales como horizontales para el diseño de las cimentaciones.

A pesar de que la diagonales o redundantes trabajaran como elementos biarticulados que se verán sometidos únicamente a cargas axiales, no se procedió a la realización de la liberación de momentos en ambos extremos de cada elemento debido a que se presenta inestabilidad estructural al momento de realizar el análisis modal.

6.2 CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

6.2.1 Peso propio

Luego de haber realizado el proceso del modelamiento, procederemos a la obtención del peso propio de la estructura. De acuerdo a los perfiles utilizados en la estructura, se obtiene la cantidad, longitud total y peso total por sección de las tablas del SAP2000v19.0.0.

	Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight KN
▶	L102X102X...	Frame	4	26.57066	4.377
	L102X102X...	Frame	4	25	2.405
	L102X102X...	Frame	8	32.78719	3.912
	L127X127X...	Frame	20	118.32551	17.76
	L51X51X4.8	Frame	78	112.88714	4.006
	L51X51X6.4	Frame	4	6	0.279
	L51X51X7.9	Frame	32	80.91776	4.622
	L64X64X4.8	Frame	136	220.77154	9.873
	L64X64X6.4	Frame	141	294.35179	17.401
	L64X64X7.9	Frame	4	6.48533	0.47
	L76X76X4.8	Frame	100	216.85281	11.734
	L76X76X6.4	Frame	84	142.21504	10.169
	L89X89X7.9	Frame	84	332.81875	34.584

	ObjectType Text	Material Text	TotalWeight KN	NumPieces Unitless
▶	Frame	A572Gr50	121.593	699

Figura N° 63 Peso de la torre T±0 del SAP2000

	Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight KN
▶	L102X102X...	Frame	4	26.57066	4.377
	L102X102X...	Frame	4	25	2.405
	L102X102X...	Frame	8	32.78719	3.912
	L127X127X...	Frame	24	159.03041	23.87
	L51X51X4.8	Frame	78	112.88714	4.006
	L51X51X6.4	Frame	4	6	0.279
	L51X51X7.9	Frame	32	80.91776	4.622
	L64X64X4.8	Frame	136	220.77154	9.873
	L64X64X6.4	Frame	141	294.35179	17.401
	L64X64X7.9	Frame	4	6.48533	0.47
	L76X76X4.8	Frame	128	322.53658	17.453
	L76X76X6.4	Frame	148	279.26224	19.969
	L89X89X6.4	Frame	12	25.45584	2.136
	L89X89X7.9	Frame	100	427.58033	44.431

	ObjectType Text	Material Text	TotalWeight KN	NumPieces Unitless
▶	Frame	A572Gr50	155.204	823

Figura N° 64 Peso de la torre T+10 del SAP2000

	Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight KN
▶	L102X102X...	Frame	44	204.6983	19.695
	L102X102X...	Frame	20	131.59927	15.701
	L127X127X...	Frame	16	73.70322	11.063
	L127X127X...	Frame	4	40.7049	7.3
	L51X51X4.8	Frame	138	253.71868	9.003
	L64X64X4.8	Frame	405	861.54363	38.529
	L64X64X6.4	Frame	76	152.90138	9.039
	L76X76X4.8	Frame	36	89.48276	4.842
	L76X76X6.4	Frame	16	104.45386	7.469
	L76X76X7.9	Frame	28	145.79908	12.906
	L89X89X6.4	Frame	140	317.60312	26.647
	L89X89X7.9	Frame	24	110.29998	11.462

	ObjectType Text	Material Text	TotalWeight KN	NumPieces Unitless
▶	Frame	A572Gr50	173.656	947

Figura N° 65 Peso de la torre T+20 del SAP2000

	Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight KN
▶	L102X102X...	Frame	108	379.10009	36.476
	L102X102X...	Frame	16	101.0706	12.059
	L127X127X...	Frame	4	40.7049	8.46
	L127X127X...	Frame	60	323.2479	48.519
	L127X127X...	Frame	4	40.7049	7.3
	L152X152X...	Frame	12	40.54079	7.396
	L51X51X4.8	Frame	138	253.71868	9.003
	L64X64X4.8	Frame	405	861.54363	38.529
	L64X64X6.4	Frame	76	152.90138	9.039
	L76X76X4.8	Frame	36	89.48276	4.842
	L76X76X6.4	Frame	16	104.45386	7.469
	L76X76X7.9	Frame	28	145.79908	12.906
	L76X76X9.5	Frame	4	57.33333	6.002
	L89X89X6.4	Frame	140	317.60312	26.647
	L89X89X7.9	Frame	24	110.29998	11.462

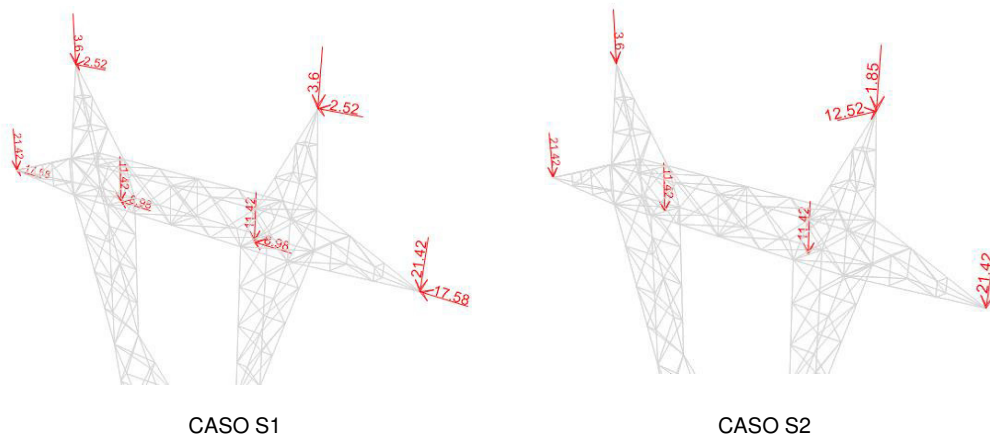
	ObjectType Text	Material Text	TotalWeight KN	NumPieces Unitless
▶	Frame	A572Gr50	246.107	1071

Figura N° 66 Peso de la torre T+30 del SAP2000

6.2.2 Asignación de cargas externas sobre los nudos de aplicación

Este ítem considera todas las hipótesis de carga (árboles de carga) calculados de acuerdo al ítem 4.2.3.1. Las cargas de viento se combinarán con los casos de carga S1 y U1 en las combinaciones COMBS1 y COMBU1. Las cargas se presentan en kN.

Combinaciones en servicio (cargas no factorizadas)



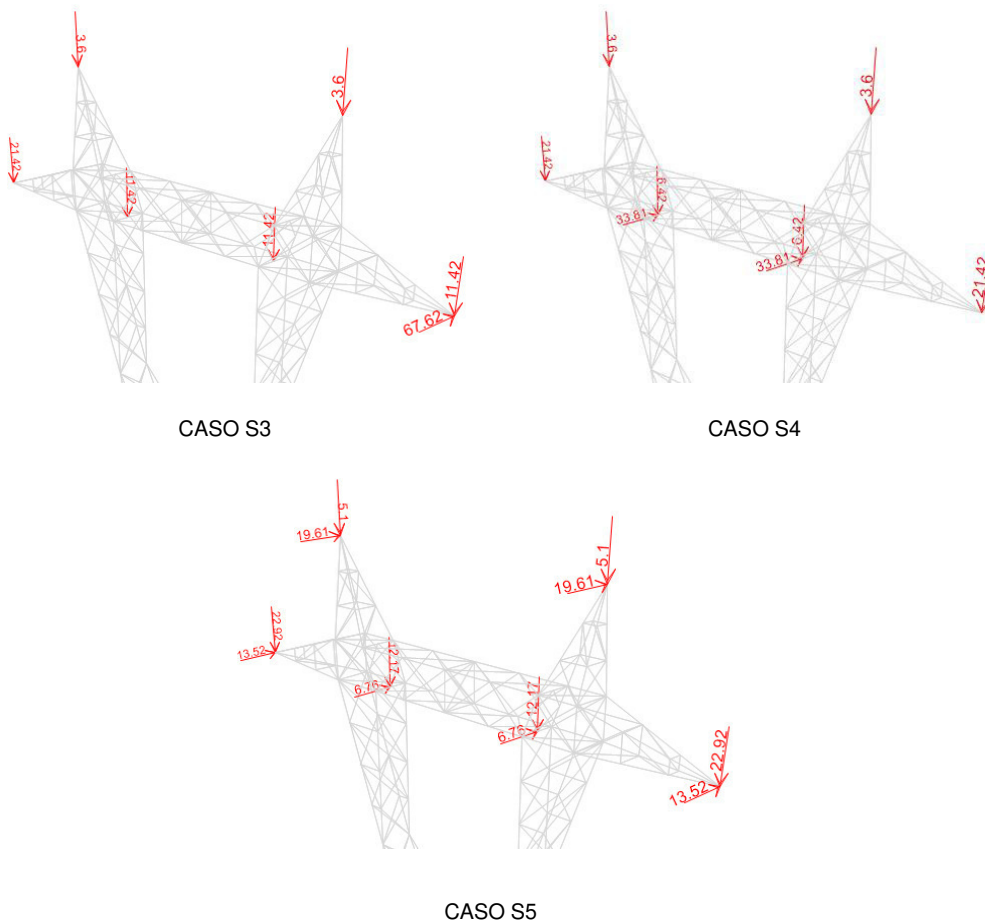
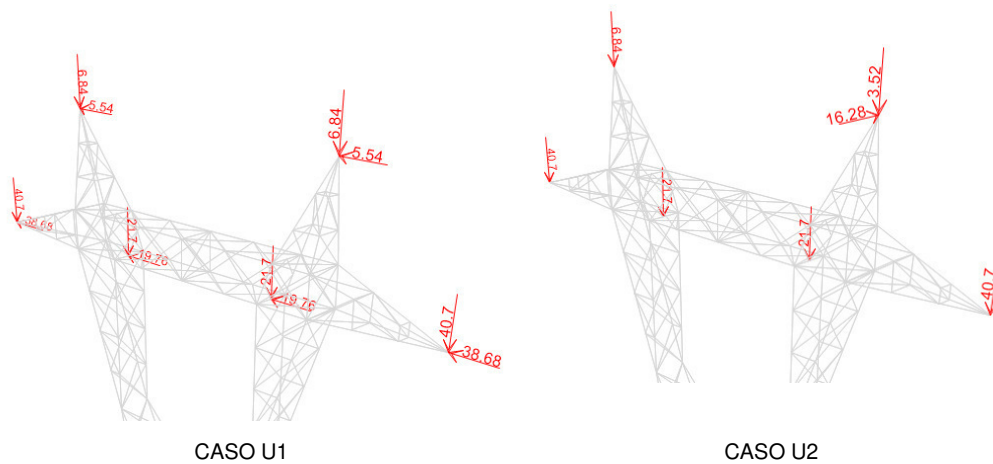


Figura N° 67 Árboles de cargas: Casos de cargas no factorizadas

Combinaciones últimas (cargas factorizadas)



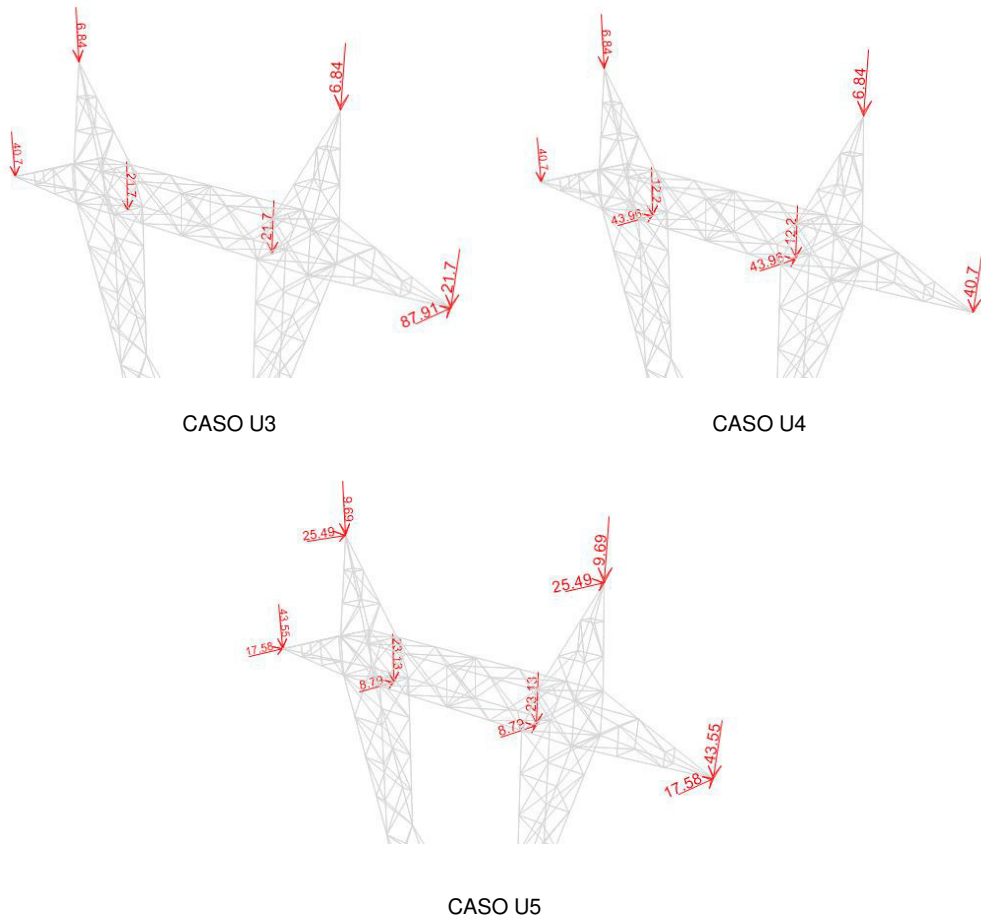


Figura N° 68 Árboles de cargas: Casos de cargas factorizadas

CAPÍTULO VII: DISEÑO Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

7.1 GENERALIDADES

Con los resultados obtenidos de los modelamientos de las estructuras en SAP2000v19.0.0 se procedió a realizar la comparación del desplazamiento máximo de las estructuras, comparación de las fuerzas internas en cada elemento componente de las estructuras para el diseño estructural y comparación de las reacciones para la verificación y diseño de cimentaciones por el método estático y dinámico. A raíz de la comparación de resultados se podrá determinar y concluir si entre ambos métodos existe una optimización en el diseño.

Es importante mencionar que, debido a la naturaleza de las cargas dinámicas de viento, se presentará la función con la que varía el desplazamiento máximo de la estructura, las fuerzas internas de los elementos y las reacciones. Cada función “tiempo-historia” de las fuerzas para cada panel presenta un valor máximo para un determinado tiempo, sin embargo, el resultado final no necesariamente implica que el valor máximo de cada uno de los paneles se dé en el mismo instante, es por esto que no se consideraron solo los valores máximos de la fuerza para introducirlos como cargas estáticas.

7.2 DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DE LA ESTRUCTURA

7.2.1 Resultados obtenidos del SAP2000

Se muestran a continuación los resultados del desplazamiento máximo para cada estructura obtenido por ambas metodologías para las cargas y combinaciones relacionadas al viento, sin que esto implique que estos casos generen el mayor desplazamiento. Las combinaciones de carga nos brindan la información del desplazamiento real de la estructura, sin embargo, se realizó la comparación para la carga WT porque nos permite

entender mejor el comportamiento de la estructura por ambos métodos. Además se presentan los espectros de desplazamiento para cada una de las torres.

Torre T±0

Los gráficos a continuación muestran los desplazamientos máximos obtenidos para el nudo 11 (nudo más alto de la Torre T±0) por la carga de viento sobre la estructura. Para el caso estático se presenta un desplazamiento de 9,70 mm, mientras que para el caso dinámico se presenta un desplazamiento máximo de 9,64 mm que se presenta en 534,40 segundos de la función de desplazamiento. El desplazamiento máximo del método dinámico con respecto al método estático es menor en un 0,6% aproximadamente.

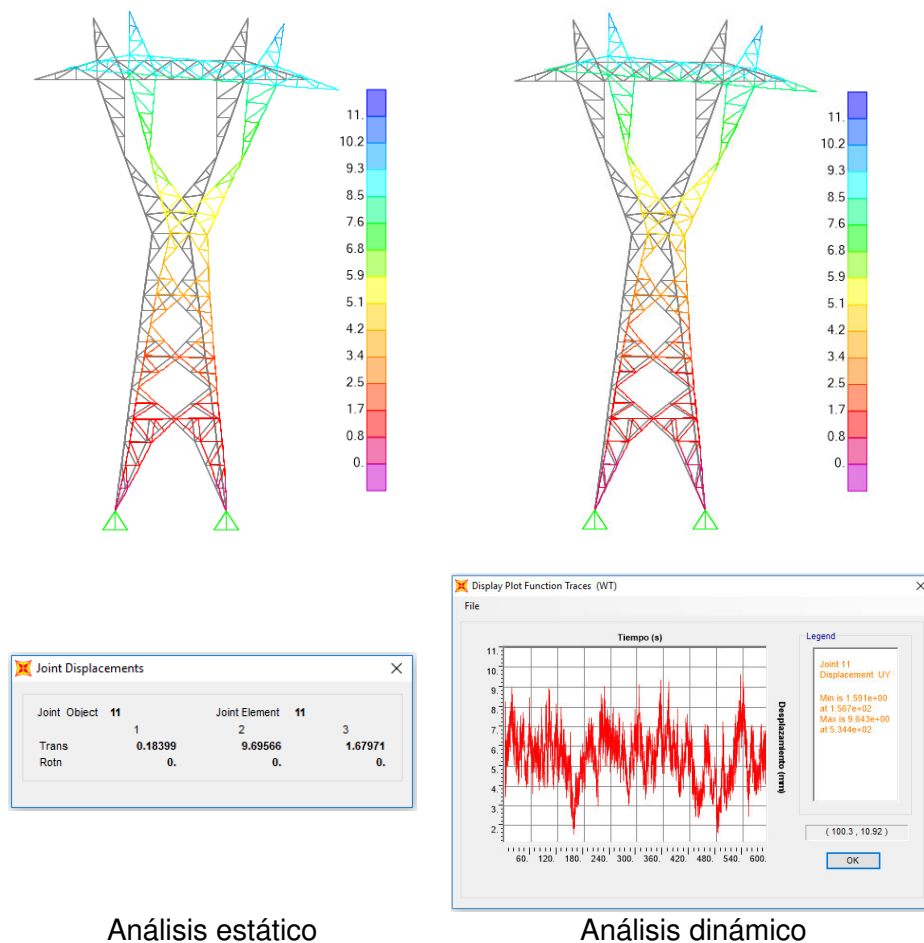


Figura N° 69 Desplazamientos máximos por viento - Torre T±0

Torre T+10

Para el caso estático se presenta un desplazamiento de 13,55 mm, mientras que para el caso dinámico se presenta un desplazamiento máximo de 13,88 mm que se presenta en 537,40 segundos de la función de desplazamiento. El desplazamiento máximo del método dinámico con respecto al método estático es mayor en un 2,4% aproximadamente.

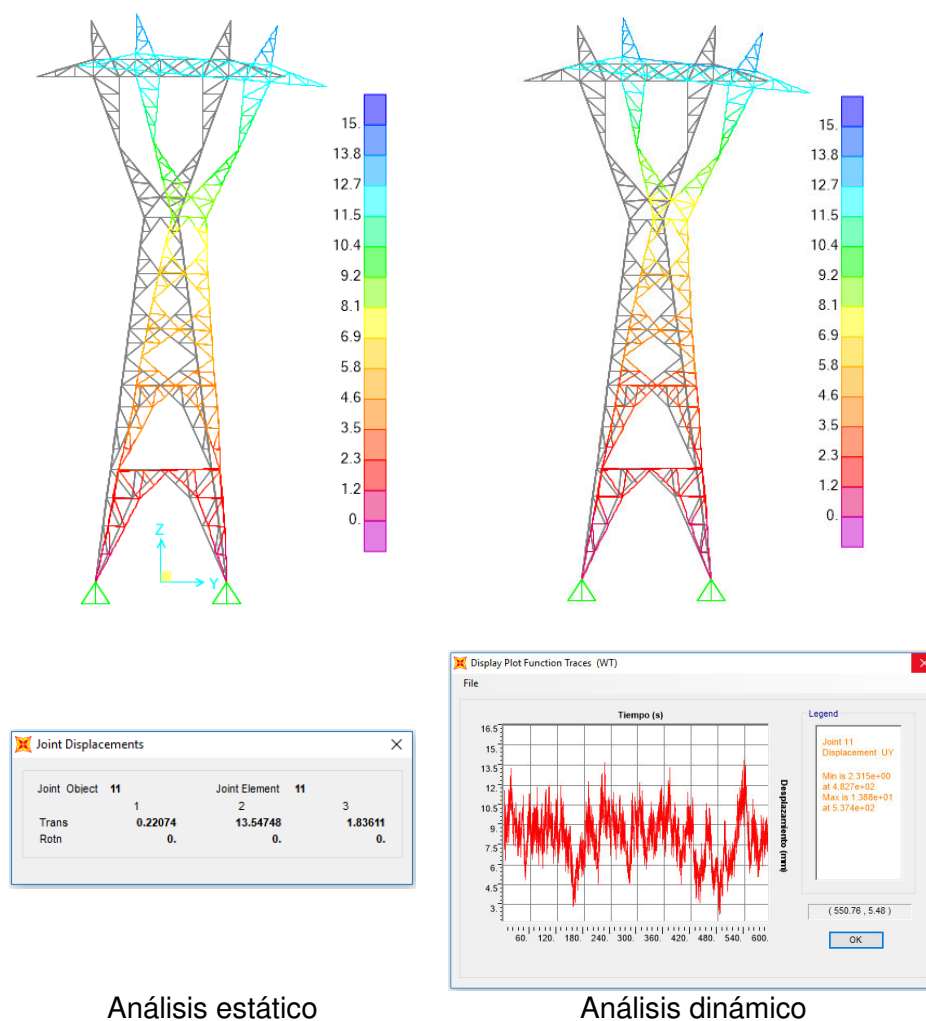


Figura N° 70 Desplazamiento máximos por viento - Torre T+10

Torre T+20

Para el caso estático se presenta un desplazamiento de 18,28 mm, mientras que para el caso dinámico se presenta un desplazamiento máximo de 19,07 mm que se presenta en 542,10 segundos de la función de desplazamiento. El desplazamiento máximo del método dinámico con respecto al método estático es mayor en un 4,3% aproximadamente.

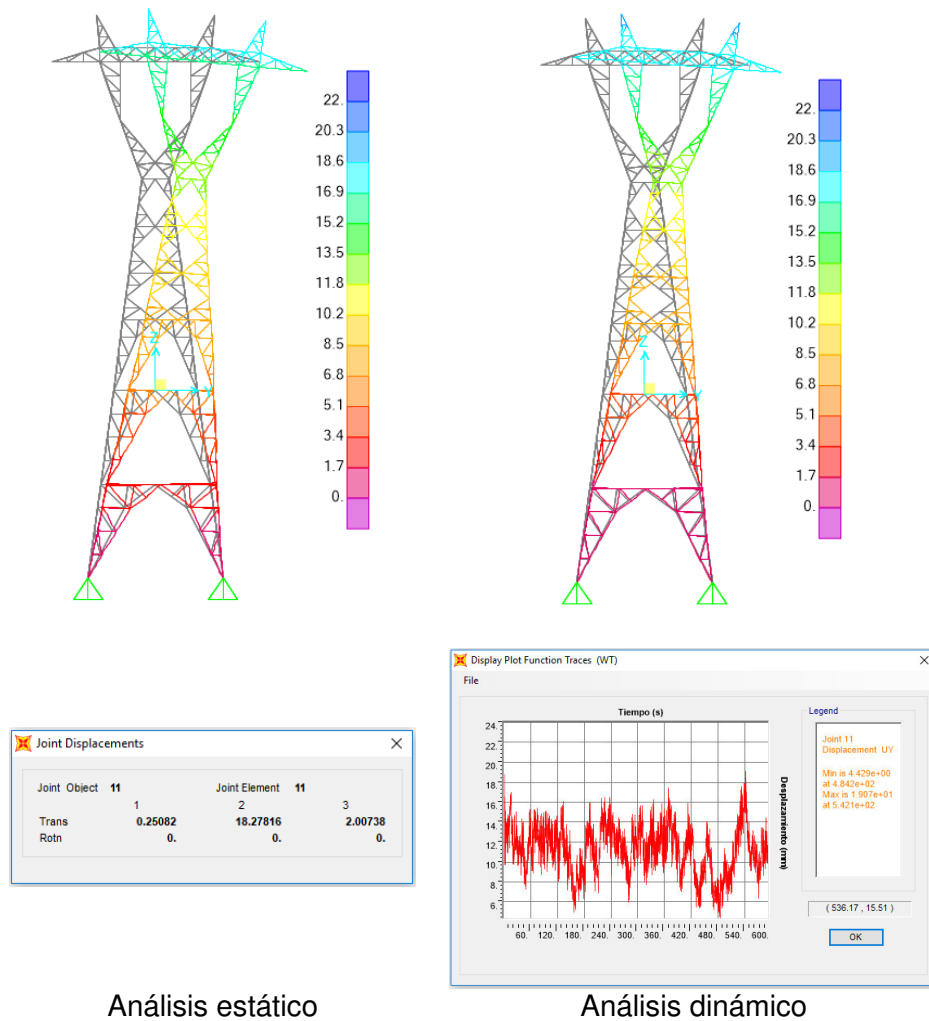


Figura N° 71 Desplazamiento máximos por viento - Torre T+20

Torre T+30

Para el caso estático se presenta un desplazamiento de 23,28 mm, mientras que para el caso dinámico se presenta un desplazamiento máximo de 26,19 mm que se presenta en 542,00 segundos de la función de desplazamiento. El desplazamiento máximo del método dinámico con respecto al método estático aumenta en un 12,5% aproximadamente.

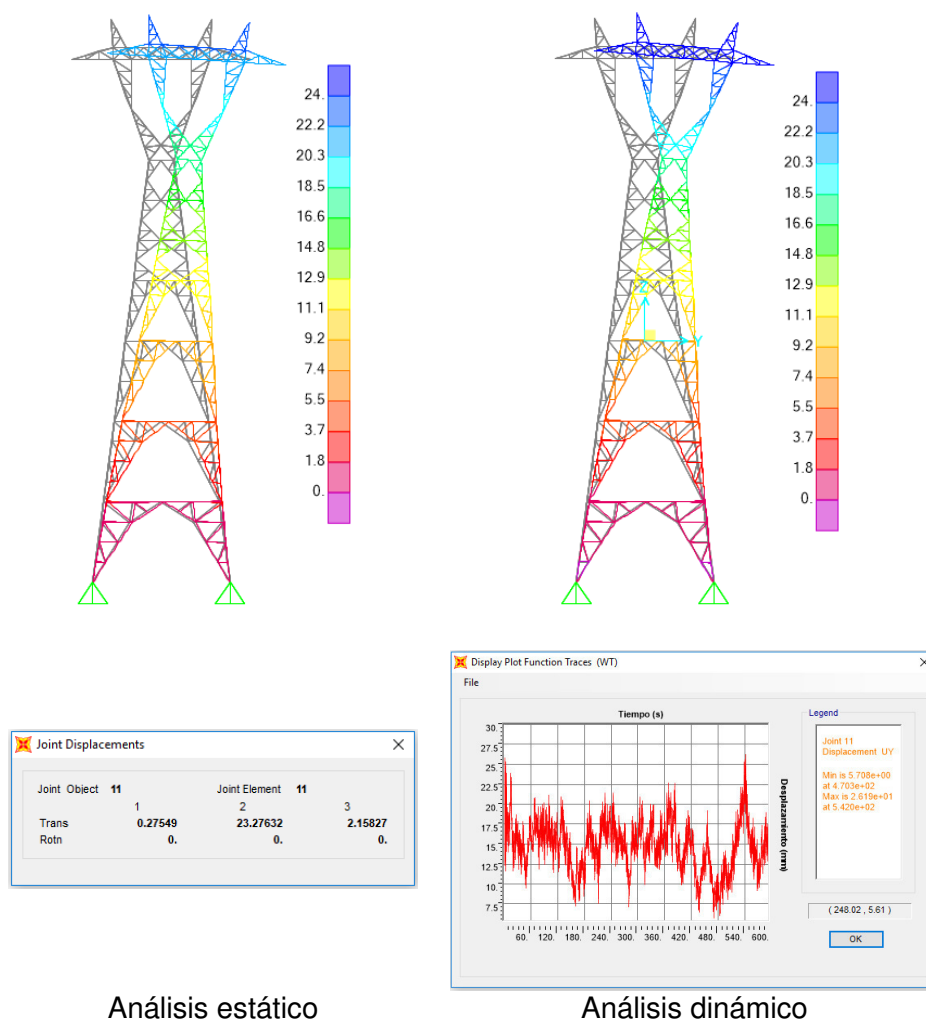


Figura N° 72 Desplazamiento máximos por viento - Torre T+30

7.2.2 Comparación de resultados

Se muestran a continuación la comparación de los desplazamientos máximos de ambas metodologías para las cargas WT y la combinación COMBS1 relacionada a la cargas de viento. Además se verificará que la estructura cumpla con los desplazamientos máximos definidos en 3.2.2.

Torre T±0

Tabla N° 42 Comparación de desplazamiento máximo – Torre T±0

Nudo	Método	Desplazamiento (mm)		
		WT	COMBS1	Máximo
11	Estático	9,70	75,50	400,00
	Dinámico	9,64	75,44	400,00

Fuente: Propia

El desplazamiento para ambas metodologías cumple con ser menor al máximo establecido y representa el 12,8% aproximadamente del desplazamiento total.

Torre T+10

Tabla N° 43 Comparación de desplazamiento máximo – Torre T+10

Nudo	Método	Desplazamiento (mm)		
		WT	COMBS1	Máximo
11	Estático	13,55	88,37	500,00
	Dinámico	13,88	88,70	500,00

Fuente: Propia

El desplazamiento para ambas metodologías cumple con ser menor al máximo establecido y representa el 15,6% aproximadamente del desplazamiento total.

Torre T+20

Tabla N° 44 Comparación de desplazamiento máximo – Torre T+20

Nudo	Método	Desplazamiento (mm)		
		WT	COMBS1	Máximo
11	Estático	18,28	101,67	600,00
	Dinámico	19,07	102,46	600,00

Fuente: Propia

El desplazamiento para ambas metodologías cumple con ser menor al máximo establecido y representa el 18,6% aproximadamente del desplazamiento total.

Torre T+30

Tabla N° 45 Comparación de desplazamiento máximo – Torre T+30

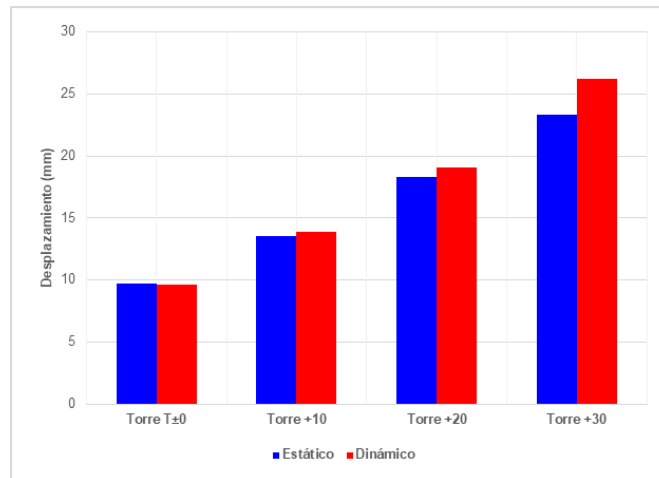
Nudo	Método	Desplazamiento (mm)		
		WT	COMBS1	Máximo
11	Estático	23,28	113,37	700,00
	Dinámico	26,19	116,28	700,00

Fuente: Propia

El desplazamiento para ambas metodologías cumple con ser menor al máximo establecido y representa el 22,5% aproximadamente del desplazamiento total.

El Gráfico N° 6 representa el desplazamiento total de las estructuras para la carga de viento (WT). Se observa además que en todos los casos (a excepción de la torre T±0) la respuesta debido a las cargas dinámicas es mayor que las estáticas presentando una variación entre el 2 y 13%.

Gráfico N° 6 Desplazamiento de estructuras



La gráfica anterior nos indica una considerable variación en el desplazamiento máximo de la estructura T+30 con respecto a ambas metodologías, es decir un análisis dinámico generará una mayor deformación y por lo tanto podría la deformación para este tipo de análisis no cumplir con las deformaciones máximas consideradas por los métodos tradicionales para este tipo de estructura.

7.3 FUERZAS INTERNAS Y DISEÑO DE ELEMENTOS

7.3.1 Resultados obtenidos del SAP2000

Se muestran a continuación los resultados de las esfuerzos axiales máximos (en compresión y en tracción) de los elementos montantes, diagonales, patas, crucetas y vigas más esforzados para la carga de viento WT para ambas metodologías. Es importante indicar que únicamente se presentarán los elementos mencionados, debido a que estos son los que presentan mayor relevancia sobre la estructura.

Torre T±0

Los gráficos a continuación muestran los esfuerzos axiales máximos (ya sea de compresión o tracción) para los elementos indicados anteriormente.

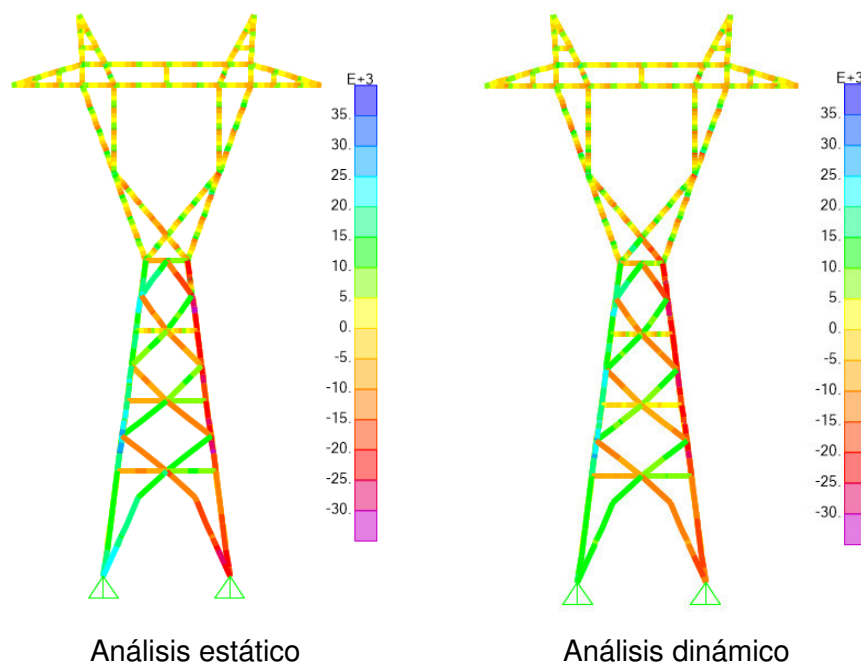


Figura N° 73 Esfuerzo axial máximo (kN/m²) por viento - Torre T±0

Tabla N° 46 Comparación de esfuerzos axiales – Torre T±0

Grupo	Método	Esfuerzo axial máximo (kN/m ²)		
		Estático	Dinámico	% Trabajo
Montante	Compresión	32401	29219	0,902
	Tracción	32364	29644	0,916
Diagonal	Compresión	20345	18519	0,910
	Tracción	19949	18186	0,912
Pata	Compresión	25159	19636	0,780
	Tracción	24959	19416	0,778
Cruceta	Compresión	10254	10821	1,055
	Tracción	8507	8395	0,987
Viga	Compresión	10889	11198	1,028
	Tracción	10937	11237	1,027

Fuente: Propia

Torre T+10

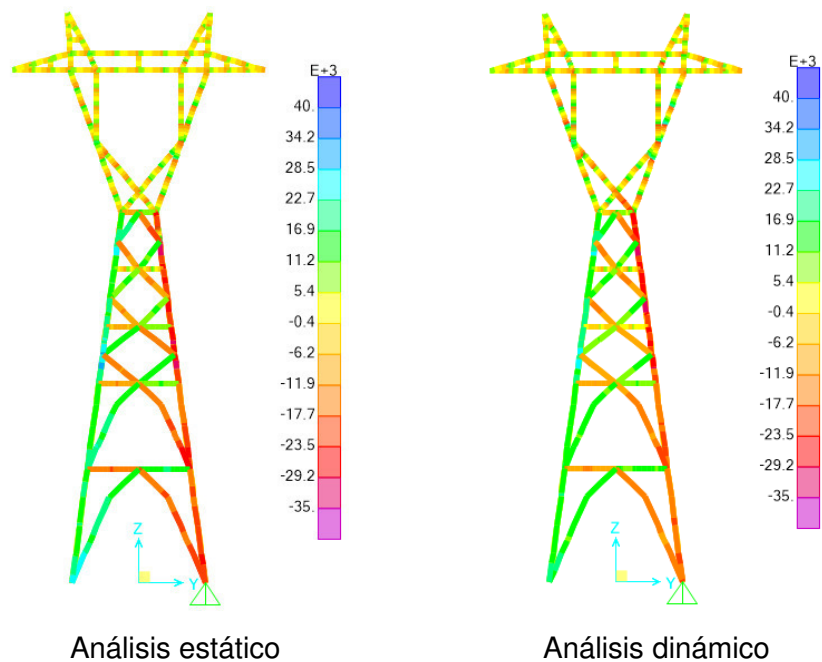


Figura N° 74 Esfuerzo axial máximo (kN/m²) por viento - Torre T+10

Tabla N° 47 Comparación de esfuerzos axiales – Torre T+10

Grupo	Método	Esfuerzo axial máximo (kN/m ²)		
		Estático	Dinámico	% Trabajo
Montante	Compresión	35591	30965	0,870
	Tracción	35564	31477	0,885
Diagonal	Compresión	22225	18512	0,833
	Tracción	21824	18403	0,843
Pata	Compresión	26705	23476	0,900
	Tracción	26828	23679	0,883
Cruceta	Compresión	11130	13742	1,235
	Tracción	9235	10924	1,183
Viga	Compresión	12115	13893	1,147
	Tracción	12166	14113	1,160

Fuente: Propia

Torre T+20

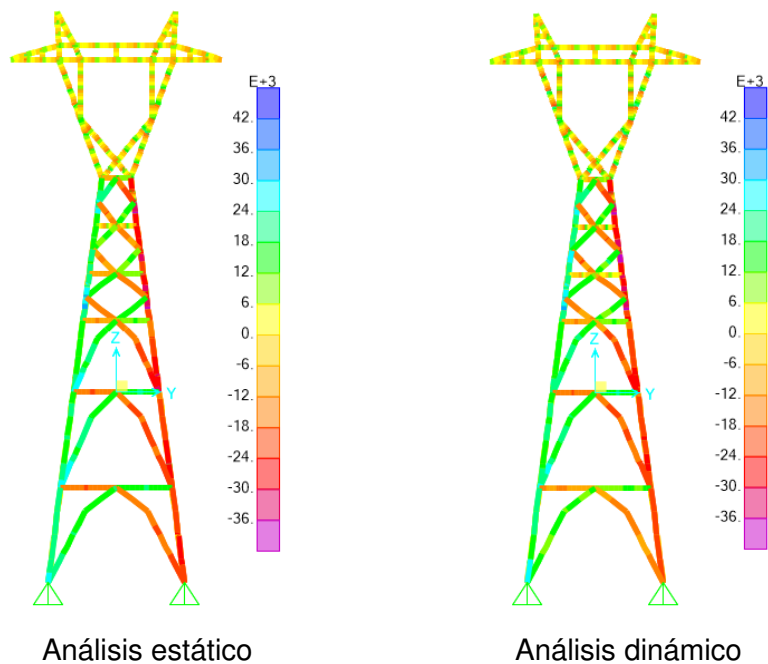


Figura N° 75 Esfuerzo axial máximo (kN/m²) por viento - Torre T+20

Tabla N° 48 Comparación de esfuerzos axiales – Torre T+20

Grupo	Método	Esfuerzo axial máximo (kN/m ²)		
		Estático	Dinámico	% Trabajo
Montante	Compresión	38909	38380	0,986
	Tracción	38883	38319	0,984
Diagonal	Compresión	24352	23356	0,959
	Tracción	23921	23071	0,964
Pata	Compresión	30462	27369	0,898
	Tracción	30327	27233	0,898
Cruceta	Compresión	12056	14313	1,187
	Tracción	10004	11260	1,126
Viga	Compresión	13559	15466	1,141
	Tracción	13612	15526	1,141

Fuente: Propia

Torre T+30

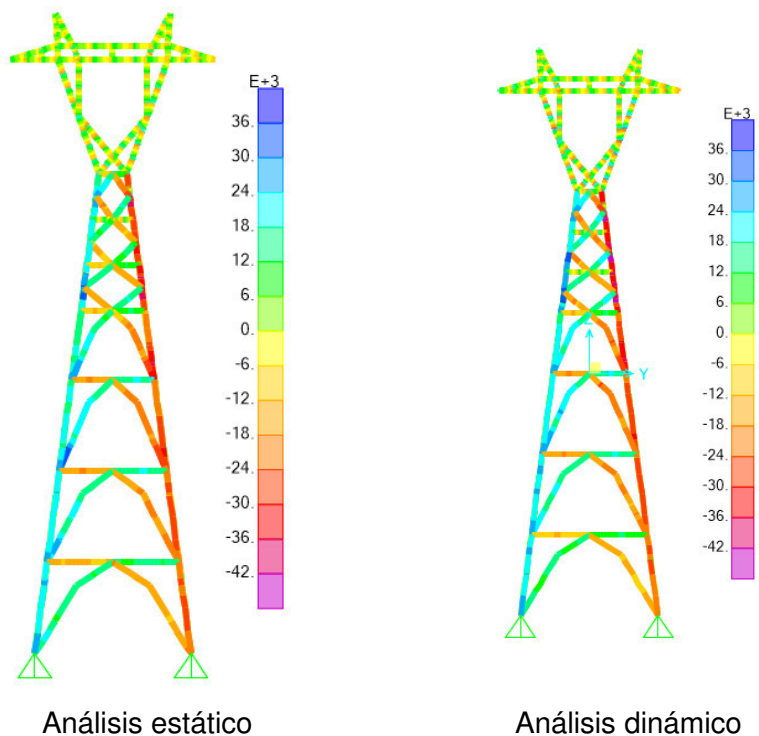


Figura N° 76 Esfuerzo axial máximo (kN/m²) por viento - Torre T+30

Tabla N° 49 Comparación de esfuerzos axiales – Torre T+30

Grupo	Método	Esfuerzo axial máximo (kN/m ²)		
		Estático	Dinámico	% Trabajo
Montante	Compresión	42025	45795	1,089
	Tracción	41995	45752	1,089
Diagonal	Compresión	26099	27816	1,066
	Tracción	25585	27441	1,073
Pata	Compresión	32266	29983	0,929
	Tracción	32308	30015	0,929
Cruceta	Compresión	12892	16454	1,276
	Tracción	10697	12984	1,214
Viga	Compresión	14785	18387	1,244
	Tracción	14841	18448	1,243

Fuente: Propia

7.3.2 Comparación de resultados

Las tablas y gráficas anteriores nos indican que los esfuerzos axiales para los montantes y diagonales para el método dinámico se encuentran entre el 83% y 99% de los esfuerzos por el método estático para las torres T±0, T+10 y T+20, mientras que para la torre T+30 los esfuerzos dinámicos son un 9% mayores que los esfuerzos estáticos.

Para las patas de todas las torres, los esfuerzos axiales por el método dinámico representan entre el 78% y 93% de los esfuerzos por el método estático.

Con respecto a la viga y las crucetas, estos elementos se encontrarán siempre más esforzados para el caso dinámico que para el estático alcanzando un máximo de esfuerzo 28% mayor. A continuación se presentan gráficas comparativas de los esfuerzos (de compresión y tracción) para ambas metodologías y para los elementos señalados.

Gráfico N° 7 Esfuerzos axiales en montantes

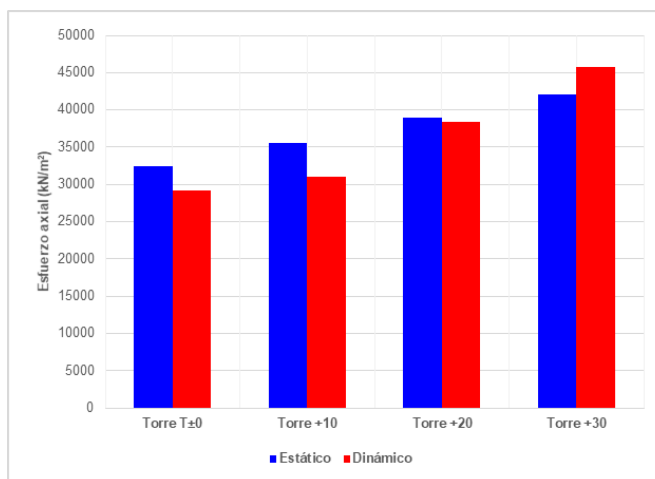


Gráfico N° 8 Esfuerzos axiales en diagonales

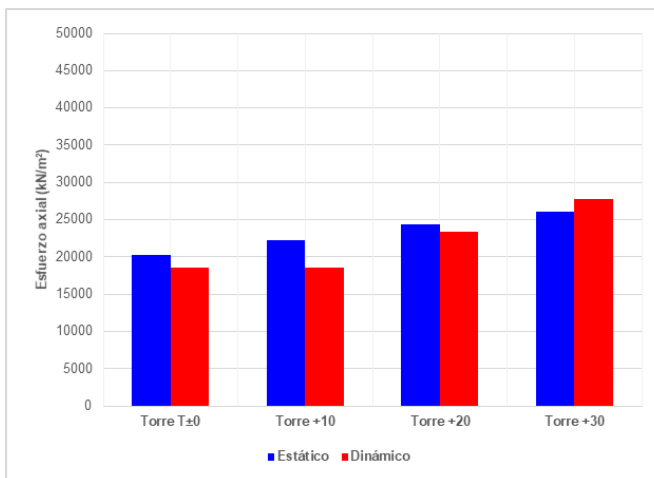


Gráfico N° 9 Esfuerzos axiales en patas

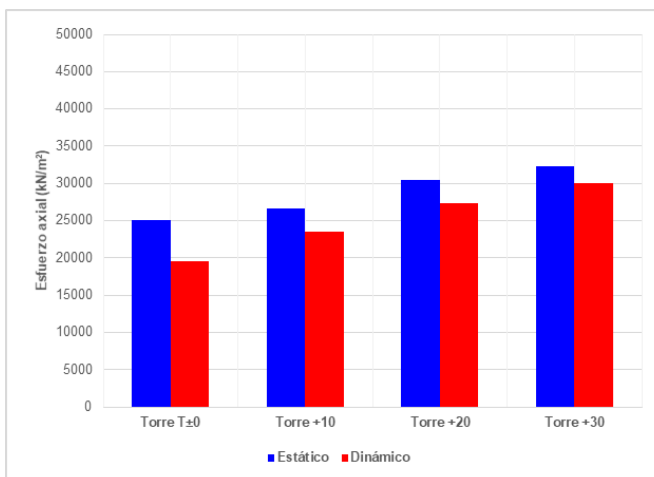


Gráfico N° 10 Esfuerzos axiales en crucetas

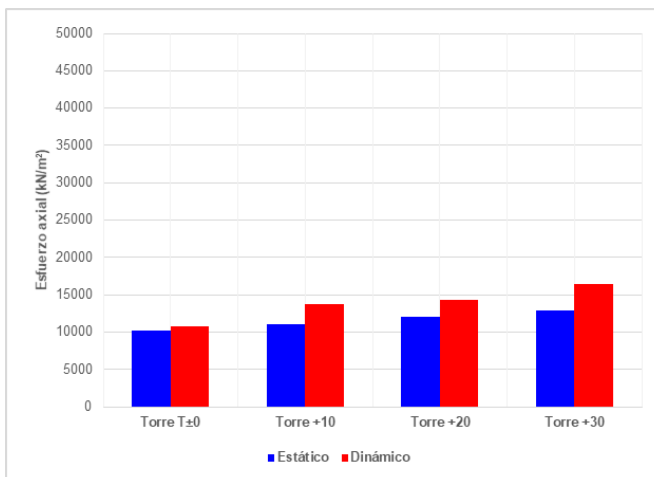
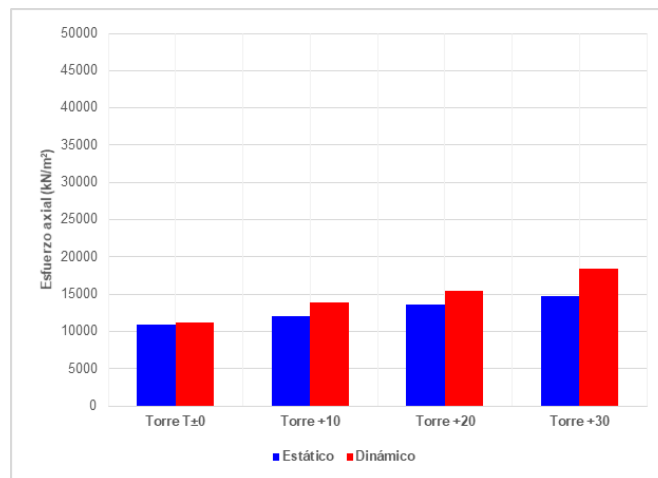


Gráfico N° 11 Esfuerzos axiales en viga



Los gráficos nos muestran que los elementos más esforzados son los montantes y las patas, es decir son aquellos en los que se tiene que poner mayor énfasis en su diseño o verificación con ambas metodologías. Por otro lado, los montantes y diagonales presentan un mayor esfuerzo axial para la torre T+30 por cargas dinámicas sobre las cargas estáticas, lo cual no ocurre para el resto de estructuras. Finalmente para todos los casos, las crucetas y la viga se encuentran más esforzadas para las cargas dinámicas que para las estáticas.

7.4 REACCIONES PARA CIMENTACIONES

7.4.1 Resultados obtenidos del SAP2000

Se muestran a continuación los resultados solo de las reacciones verticales máximas (compresión y arrancamiento) sobre la parte inferior de las patas de la estructura obtenidas por ambas metodologías para la carga de viento WT.

Torre T±0

Para el caso estático se presenta una reacción vertical del nudo 16 de compresión de 27,68 kN, mientras que para el caso dinámico se presenta una fuerza de compresión de 24,46 kN que se presenta en 353,2 segundos

de la función de reacción vertical. La reacción vertical máxima del método dinámico con respecto al estático se reduce en un 12% aproximadamente.

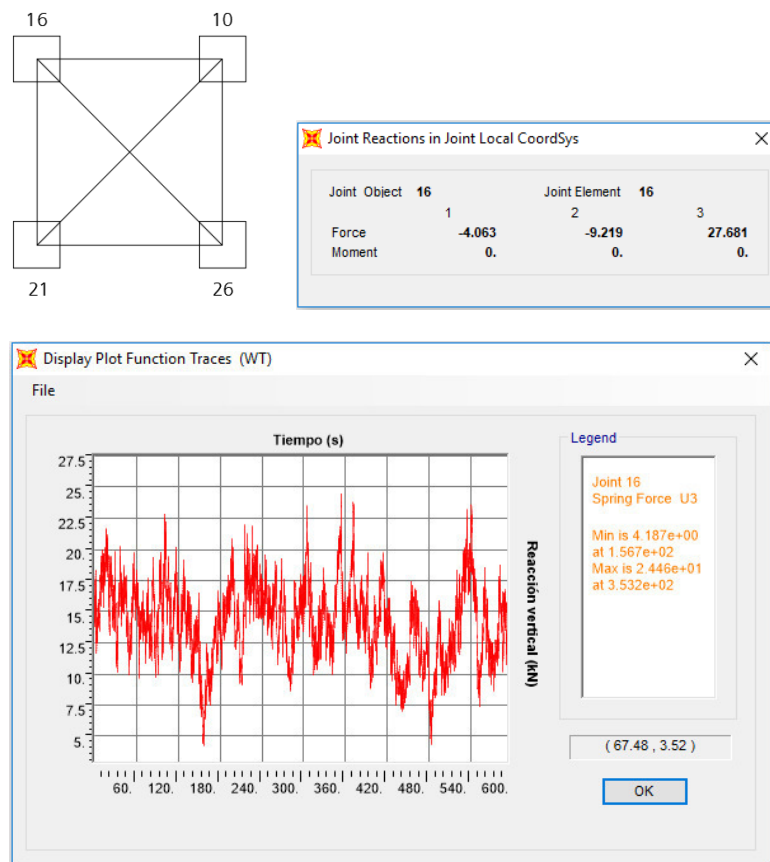


Figura N° 77 Reacciones máximas por viento - Torre T±0

Torre T+10

Para el caso estático se presenta una reacción vertical del nudo 144 de compresión de 38,69 kN, mientras que para el caso dinámico se presenta una fuerza de compresión de 34,90 kN que se presenta en 371,5 segundos de la función de reacción vertical. La reacción vertical máxima del método dinámico con respecto al estático se reduce en un 10% aproximadamente.

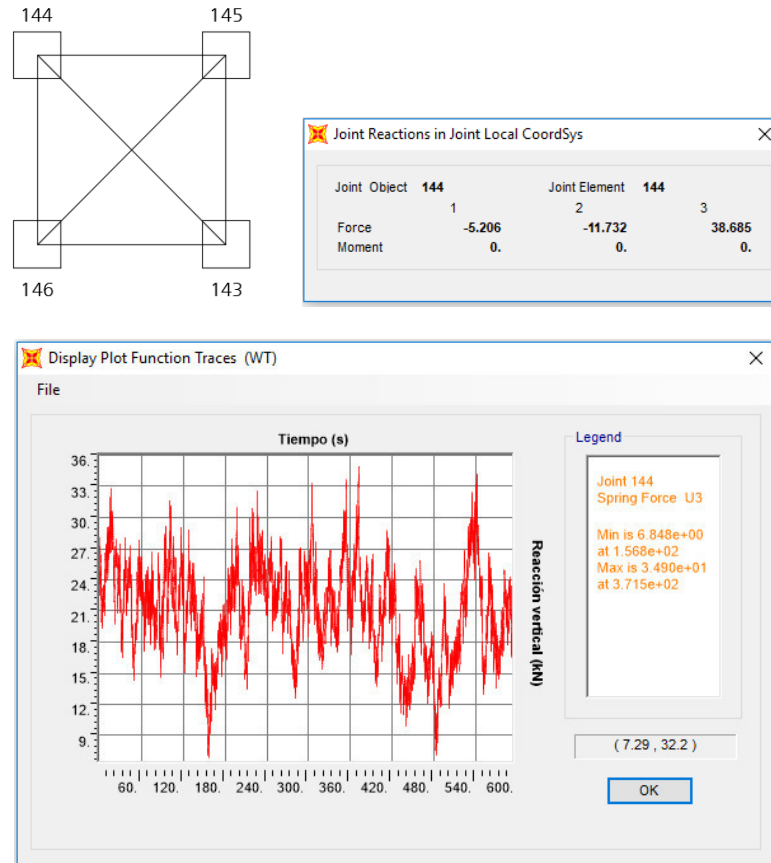


Figura N° 78 Reacciones máximas por viento - Torre T+10

Torre T+20

Para el caso estático se presenta una reacción vertical del nudo 464 de compresión de 49,18 kN, mientras que para el caso dinámico se presenta una fuerza de compresión de 44,89 kN que se presenta en 539,5 segundos de la función de reacción vertical. La reacción vertical máxima del método dinámico con respecto al estático se reduce en un 9% aproximadamente.

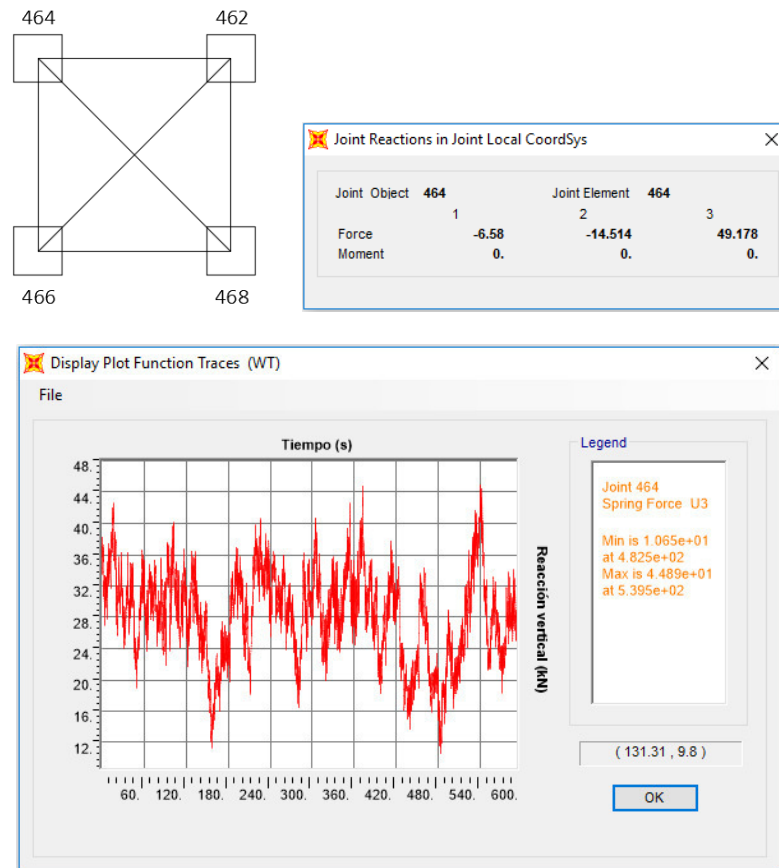


Figura N° 79 Reacciones máximas por viento - Torre T+20

Torre T+30

Para el caso estático se presenta una reacción vertical del nudo 464 de compresión de 49,18 kN, mientras que para el caso dinámico se presenta una fuerza de compresión de 44,89 kN que se presenta en 539,5 segundos de la función de reacción vertical. La reacción vertical máxima del método dinámico con respecto al estático se reduce en un 9% aproximadamente.

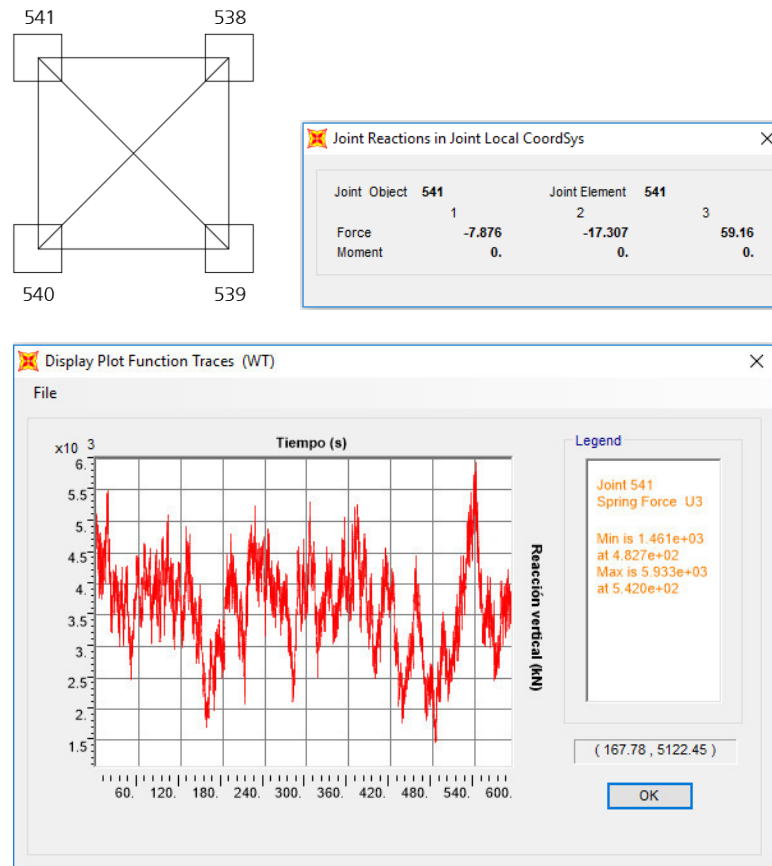


Figura N° 80 Reacciones máximas por viento - Torre T+30

7.4.2 Comparación de resultados

Se muestra a continuación los resultados de las reacciones máximas (verticales y cortantes) obtenida para ambas metodologías, con la finalidad del cálculo de cimentaciones. Se presentan las reacciones para cada pata, para las combinaciones que consideran viento y para las combinaciones que presentan los máximos valores de carga vertical.

Se verificó para todos los casos la variación de las reacciones con respecto a ambas metodologías y tener en cuenta en qué casos las combinaciones de carga que consideran las cargas de viento controlan el diseño.

Torre T±0

Tabla N° 50 Reacciones estáticas para cimentación – Torre T±0

Combinación	Pata	Cortante X (kN)	Cortante Y (kN)	Vertical (kN)
COMBINACIONES SERVICIO				
COMBS1	10	8,34	-16,25	-58,20
	16	-22,96	-31,18	148,84
	21	23,27	-30,61	150,17
	26	-8,65	-16,22	-56,92
COMBS5	10	-27,71	25,22	161,40
	16	-27,39	-25,54	161,19
	21	-12,18	10,29	-65,74
	26	-12,49	-9,96	-65,46
COMBINACIONES ÚLTIMAS				
COMBU1	10	22,80	-40,17	-155,73
	16	-46,13	-64,16	299,82
	21	46,77	-62,94	302,74
	26	-23,44	-40,14	-152,93

Fuente: Propia

Tabla N° 51 Reacciones dinámicas para cimentación – Torre T±0

Combinación	Pata	Cortante X (kN)	Cortante Y (kN)	Vertical (kN)
COMBINACIONES SERVICIO				
COMBS1 (máx)	10	7,90	-8,56	-34,48
	16	-19,51	-23,18	145,62
	21	22,84	-22,94	146,93
	26	-5,17	-8,24	-33,42
COMBS1 (mín)	10	4,90	-14,42	-54,93
	16	-22,44	-29,24	125,35
	21	19,80	-28,78	126,46
	26	-8,13	-14,27	-53,68
COMBS5	10	-27,71	25,22	161,40
	16	-27,39	-25,54	161,19
	21	-12,18	10,29	-65,74
	26	-12,49	-9,96	-65,46
COMBINACIONES ÚLTIMAS				
COMBU1 (máx)	10	21,84	-23,25	-103,55
	16	-38,53	-46,55	292,74
	21	45,82	-46,06	295,61
	26	-15,78	-22,58	-101,23

COMBU1 (mín)	10	15,23	-36,14	-148,54
	16	-44,99	-59,89	248,13
	21	39,14	-58,91	250,57
	26	-22,30	-35,85	-145,79

Fuente: Propia

Se puede observar que las reacciones máximas tanto para el caso de compresión como la de arrancamiento para ambas metodologías se producen en la combinación 5 (condición de falla en cascada), es decir la carga de viento no presenta mayor preponderancia en el la verificación de arrancamiento ni presiones máximas de cimentaciones. No obstante, para el diseño estructural, la combinación 1 (condición de viento) controla el diseño. Esto se debe principalmente a las cargas de viento sobre la estructura se encuentran factorizadas por un valor de 2,2.

Torre T+10

Tabla N° 52 Reacciones estáticas para cimentación – Torre T+10

Combinación	Pata	Cortante X (kN)	Cortante Y (kN)	Vertical (kN)
COMBINACIONES SERVICIO				
COMBS1	143	-8,04	-17,97	-60,06
	144	-23,89	-34,53	174,15
	145	7,75	-18,13	-61,02
	146	24,19	-34,12	175,19
COMBINACIONES ÚLTIMAS				
COMBU1	143	-22,86	-44,85	-168,70
	144	-47,42	-70,66	346,64
	145	22,32	-45,09	-170,82
	146	47,96	-69,85	348,89

Fuente: Propia

Tabla N° 53 Reacciones dinámicas para cimentación – Torre T+10

Combinación	Pata	Cortante X (kN)	Cortante Y (kN)	Vertical (kN)
COMBINACIONES SERVICIO				
COMBS1 (máx)	143	-3,72	-8,17	-28,22
	144	-19,59	-24,71	170,37
	145	7,19	-8,45	-29,04
	146	23,63	-24,45	171,29

COMBS1 (mín)	143	-7,41	-16,55	-56,26
	144	-23,26	-33,12	142,32
	145	3,47	-16,77	-57,11
	146	19,89	-32,75	143,21
COMBS5	143	-11,70	-7,20	-56,10
	144	-28,05	-24,30	173,98
	145	-28,49	23,99	174,28
	146	-11,52	7,52	-56,40
COMBINACIONES ÚLTIMAS				
COMBU1 (máx)	143	-13,34	-23,29	-98,65
	144	-37,95	-49,06	338,32
	145	21,08	-23,80	-100,46
	146	46,74	-48,60	340,32
COMBU1 (mín)	143	-21,47	-41,72	-160,32
	144	-46,02	-67,56	276,59
	145	12,90	-42,11	-162,21
	146	38,50	-66,85	278,54

Fuente: Propia

Se puede observar que las reacciones máximas tanto para el caso de compresión como la de arrancamiento para el caso estático se producen en la combinación 1 (condición de viento), es decir la carga de viento si presenta mayor preponderancia en el cálculo de cimentaciones. Para el caso dinámico, el caso de compresión se produce en la combinación 5 y el arrancamiento se produce en la combinación 1, por lo tanto se pueden decir que el viento aun no es totalmente preponderante.

Torre T+20

Tabla N° 54 Reacciones estáticas para cimentación – Torre T+20

Combinación	Pata	Cortante X (kN)	Cortante Y (kN)	Vertical (kN)
COMBINACIONES SERVICIO				
COMBS1	462	6,75	-17,92	-57,84
	464	-28,31	-40,03	202,05
	466	28,39	-39,8	202,87
	468	-6,83	-18,03	-57,12
COMBINACIONES ÚLTIMAS				
COMBU1	462	22,25	-46,96	-176,17
	464	-54,92	-80,54	395,67
	466	55,07	-80,04	397,43

	468	-22,40	-47,20	-174,55
--	-----	--------	--------	---------

Fuente: Propia

Tabla N° 55 Reacciones dinámicas para cimentación – Torre T+20

Combinación	Pata	Cortante X (kN)	Cortante Y (kN)	Vertical (kN)
COMBINACIONES SERVICIO				
COMBS1 (máx)	462	6,07	-6,32	-19,21
	464	-23,14	-28,26	197,76
	466	27,71	-28,21	198,47
	468	-1,65	-6,27	-18,6
COMBS1 (mín)	462	1,58	-15,89	-53,42
	464	-27,67	-38	163,53
	466	23,21	-37,77	164,25
	468	-6,18	-16	-52,81
COMBINACIONES ÚLTIMAS				
COMBU1 (máx)	462	20,75	-21,44	-91,19
	464	-43,55	-54,65	386,24
	466	53,57	-54,55	387,75
	468	-11,00	-21,33	-89,81
COMBU1 (mín)	462	10,88	-42,49	-166,43
	464	-53,52	-76,08	310,92
	466	43,68	-75,58	312,46
	468	-20,98	-42,75	-165,06

Fuente: Propia

Se puede observar que las reacciones máximas tanto para el caso de compresión como la de arrancamiento para ambas metodologías se producen en la combinación 1 (condición de viento), es decir la carga de viento si presenta mayor preponderancia en la verificación de arrancamiento, presiones máximas y diseño estructural de cimentaciones.

Torre T+30

Tabla N° 56 Reacciones estáticas para cimentación – Torre T+30

Combinación	Pata	Cortante X (kN)	Cortante Y (kN)	Vertical (kN)
COMBINACIONES SERVICIO				
COMBS1	538	3,72	-16,42	-46,14
	539	-4,12	-16,2	-45,56
	540	34,15	-46,95	236,51
	541	-33,75	-47,45	235,71
COMBINACIONES ÚLTIMAS				
COMBU1	538	19,12	-47,11	-168,56
	539	-19,70	-46,89	-167,20
	540	64,21	-92,31	453,29
	541	-63,63	-93,15	451,63

Fuente: Propia

Tabla N° 57 Reacciones dinámicas para cimentación – Torre T+30

Combinación	Pata	Cortante X (kN)	Cortante Y (kN)	Vertical (kN)
COMBINACIONES SERVICIO				
COMBS1 (máx)	538	3,51	-3,09	-1,19
	539	1,88	-2,72	-0,74
	540	33,95	-33,63	235,44
	541	-27,74	-33,97	234,73
COMBS1 (mín)	538	-2,25	-14,33	-45,08
	539	-3,9	-14,04	-44,58
	540	28,17	-44,87	191,56
	541	-33,52	-45,3	190,88
COMBINACIONES ÚLTIMAS				
COMBU1 (máx)	538	18,65	-17,79	-69,68
	539	-6,48	-17,24	-68,59
	540	63,77	-63,00	450,94
	541	-50,42	-63,49	449,48
COMBU1 (mín)	538	5,96	-42,53	-166,24
	539	-19,22	-42,14	-165,04
	540	51,05	-87,72	354,42
	541	-63,12	-88,40	353,01

Fuente: Propia

Se puede observar que las reacciones máximas tanto para el caso de compresión como la de arrancamiento para ambas metodologías se

producen en la combinación 1 (condición de viento), es decir la carga de viento si presenta mayor preponderancia en la verificación de arrancamiento, presiones máximas y diseño estructural de cimentaciones.

Se ha mostrado que en los casos en que el viento controla el diseño de las cimentaciones se presentan reacciones estáticas mayores a las reacciones dinámicas. Sin embargo, por ejemplo para la torre T+30, ambas reacciones presentan aproximadamente el mismo valor, lo que nos hace suponer por la tendencia que presenta que a mayor altura de la estructura, la preponderancia de las reacciones por el método dinámico será mayor que por el método estático.

7.4.3 Diseño de cimentaciones

Se procederá al dimensionamiento de las cimentaciones con referencia a las cargas mostradas en el ítem anterior. Se presentará una comparación del porcentaje de trabajo de las cimentaciones para las cargas en servicio. Para la torre T±0 las reacciones de ambas metodologías es la misma, por lo tanto no existirá comparación de resultados. Para las torres T+10, T+20 y T+30 sí se presentará una comparación de los resultados de ambas metodologías.

Se realizó el diseño de las cimentaciones teniendo en cuenta un suelo de fundación de capacidad admisible $q_{adm} = 1 \text{ kg/cm}^2$ y un ángulo de arrancamiento de $\beta = 24^\circ$. Además se consideró un concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Las cimentaciones de torres de transmisión son verificadas principalmente mediante la compresión y el arrancamiento (Factor de seguridad $FS = 2$); para esto nuestro caso se considerara cimentaciones tipo zapata aislada con pedestal.

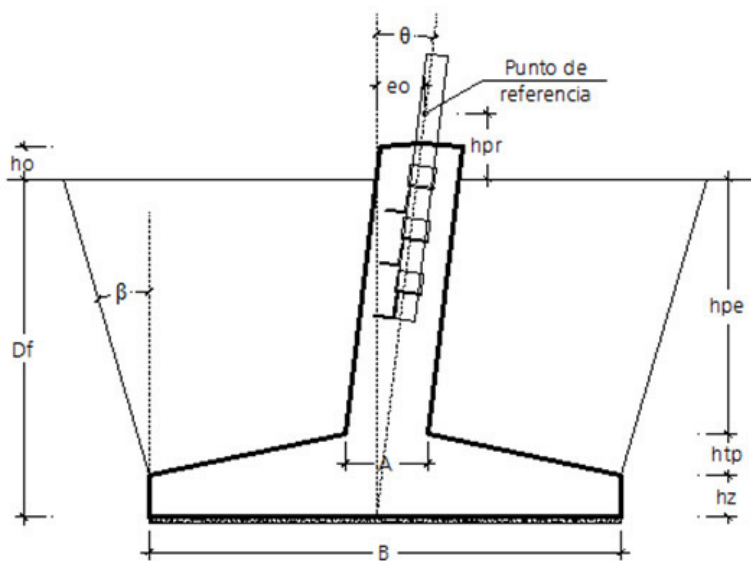


Figura N° 81 Dimensiones de cimentación

Torre T±0

Datos de ingreso:

Lado zapata (m)	B	2,35
Lado pedestal (m)	A	0,50
Peralte zapata (m)	hz	0,35
Peralte tronco-piramidal	htp	0,00
Altura pedestal (m)	hpe	2,65
Profundidad de desplante (m)	Df	3,00
Altura libre (m)	ho	0,30
Altura punto de referencia (m)	hpr	0,30
Excentricidad punto de referencia (m)	eo	0,44
Ángulo pedestal (°)	θ	7,59
Peso específico de relleno (t/m^3)	γ_r	1,60
Longitud de volado (m)	C	0,93

Cargas en servicio:

		Estático	Dinámico
Carga vertical (Tracción) (t)	T	6,70	6,70
Carga cortante en X (Tracción) (t)	HTx	1,24	1,24
Carga cortante en Y (Tracción) (t)	HTy	1,05	1,05
Carga vertical (Compresión) (t)	C	16,46	16,46
Carga cortante en X (Tracción) (t)	HCx	2,83	2,83
Carga cortante en Y (Tracción) (t)	HCy	2,57	2,57

Cargas últimas:

		Estático	Dinámico
Carga vertical (Tracción) (t)	Tu	15,15	15,15
Carga cortante en X (Tracción) (t)	HTux	2,23	2,23
Carga cortante en Y (Tracción) (t)	HTuy	3,69	3,69
Carga vertical (Compresión) (t)	Cu	30,14	30,14
Carga cortante en X (Tracción) (t)	HCux	4,67	4,67
Carga cortante en Y (Tracción) (t)	HCuy	6,01	6,01

Peso de cimentación:

$$P_{zap} = \left(B^2 * hz + B^2 + A^2 + \sqrt{B^2 * A^2} * \frac{h_{tp}}{3} + A^2 * (h_{pe} + h_o) \right) * 2,40 = 6,41 \text{ t}$$

Peso de relleno:

$$P_{rell} = \left(B^2 * (h_{pe} + h_{tp}) - (B^2 + A^2 + \sqrt{B^2 * A^2} * \frac{h_{tp}}{3}) - A^2 * h_{pe} \right) * 1,60 = 22,36 \text{ t}$$

Lado de prisma de arrancamiento en superficie:

$$L_{ps} = (B + 2 * (h_{tp} + h_{pe}) * \tan(\theta)) = 4,71 \text{ m}$$

Peso de relleno por arrancamiento:

$$P_a = \left(B^2 + L_{ps}^2 + \sqrt{B^2 * L_{ps}^2} * \frac{(h_{pe} + h_{tp})}{3} - P_{zap} + B^2 * hz \right) * 1,60 = 53,74 \text{ t}$$

Cargas en servicio a nivel de cimentación:

		Estático	Dinámico
Fuerza en X (t)	Fx	-2,83	-2,83
Fuerza en Y (t)	Fy	-2,57	-2,57
Fuerza en Z (t)	Fz	45,23	45,23
Momento en X (t-m)	Mx	1,24	1,24
Momento en Y (t-m)	My	-2,10	-2,10
Excentricidad en X (m)	ex	0,046	0,046
Excentricidad en Y (m)	ey	0,028	0,028

Cargas últimas a nivel de cimentación:

		Estático	Dinámico
Fuerza en X (t)	Fux	-2,83	-2,83
Fuerza en Y (t)	Fuy	-2,57	-2,57
Fuerza en Z (t)	Fuz	45,23	45,23
Momento en X (t-m)	Mux	1,24	1,24

Momento en Y (t-m)	Muy	-2,10	-2,10
Excentricidad en X (m)	eux	0,029	0,029
Excentricidad en Y (m)	euy	0,090	0,090

Presión máxima en servicio:

$$q_{\text{máx}} = \left(\frac{Fz}{B^2} + \left(1 + \frac{6 * Mx}{B} + \frac{6 * My}{B} \right) \right) = 0,97 \text{ kg/cm}^2 < 1,00 \text{ kg/cm}^2$$

Relación $\frac{q_{\text{máx}}}{q_{\text{adm}}} = 0,97$ **CUMPLE**

Presión máxima última:

$$q_{\text{umáx}} = \left(\frac{Fuz}{B^2} + \left(1 + \frac{6 * Mux}{B} + \frac{6 * Muy}{B} \right) \right) = 1,46 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación arrancamiento:

FS = $\frac{P_{\text{zap}} + Pa}{T} = 8,98 > 2$ **CUMPLE**

Diseño refuerzo superior:

$$Mu = \frac{Tu}{2 * (B^2 - A^2)} * B * C^2 = 2,89 \text{ t-m} \rightarrow As = \frac{Mu * 10^5}{0,9 * fy * (d - a/2)} = 2,86 \text{ cm}^2$$

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2 * Mu * 10^3}{0,9 * 0,85 * fc * B}} = 0,29 \text{ cm}$$

d = 26,87 cm

$$As_{\text{min}} = 0,0012 * (B * hz + \frac{(B+A)}{4} * htp) = 9,87 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{10\text{Ø}1/2''}$$

$$\text{ØMn} = \frac{0,9 * As * fy * (d - a/2)}{10^5} = 13,03 \text{ t-m}$$

Relación $\frac{Mu}{\text{ØMn}} = 0,22$ **CUMPLE**

Diseño refuerzo inferior:

$$Mu = \frac{q_{\text{umáx}} * 10}{2} * B * C^2 = 14,68 \text{ t-m} \rightarrow As = \frac{Mu * 10^5}{0,9 * fy * (d - a/2)} = 14,87 \text{ cm}^2$$

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2 * Mu * 10^3}{0,9 * 0,85 * fc * B}} = 1,49 \text{ cm}$$

d = 26,87 cm

$$A_{smin} = 0,0012 * (B * h_z + \frac{(B+A)}{4} * h_{tp}) = 9,87 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{12\text{Ø}1/2''}$$

$$\text{ØMn} = \frac{0,9 * A_s * f_y * (d - a/2)}{10^5} = 15,29 \text{ t-m}$$

$$\text{Relación} \quad \frac{M_u}{\text{ØMn}} = 0,96 \quad \mathbf{CUMPLE}$$

Las cimentaciones de torres de transmisión suelen encontrarse reforzadas por acero mínimo para el pedestal debido a que el refuerzo requerido por esfuerzos últimos es menor al mínimo normado; por lo tanto se utilizará el refuerzo mínimo establecido por el ítem 10.8.2.1 de la norma E.060.

Refuerzo pedestal:

$$A_{smin} = 0,0005 * A^2 = 12,50 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{8\text{Ø}5/8''}$$

Verificación por punzonamiento:

$$b_o = \frac{4 * (A + d)}{100} = 3,07 \text{ m}$$

$$A_o = \frac{(A + d)^2}{100} = 0,59 \text{ m}^2$$

$$\text{ØVc} = \frac{0,85 * 0,53 * 2 * \sqrt{f_c} * b_o * d}{10} = 107,85 \text{ t}$$

$$V_u = C_u - q_{m\acute{a}x} * A_o = 22,05 \text{ t}$$

$$\text{Relación} \quad \frac{V_u}{\text{ØVc}} = 0,20 \quad \mathbf{CUMPLE}$$

Verificación por corte:

$$L_1 = C - \frac{d}{100} = 0,66 \text{ m}$$

$$\text{ØVc} = \frac{0,85 * 0,53 * 2 * \sqrt{f_c} * B * d}{10} = 48,49 \text{ t}$$

$$V_u = q_{m\acute{a}x} * L_1 * 10 * B = 22,53 \text{ t}$$

$$\text{Relación} \quad \frac{V_u}{\text{ØVc}} = 0,46 \quad \mathbf{CUMPLE}$$

Torre T+10

Datos de ingreso:

Lado zapata (m)	B	2,45
Lado pedestal (m)	A	0,50
Peralte zapata (m)	hz	0,35
Peralte tronco-piramidal	htp	0,00
Altura pedestal (m)	hpe	2,65
Profundidad de desplante (m)	Df	3,00
Altura libre (m)	ho	0,30
Altura punto de referencia (m)	hpr	0,30
Excentricidad punto de referencia (m)	eo	0,44
Ángulo pedestal (°)	θ	7,59
Peso específico de relleno (t/m ³)	γ_r	1,60
Longitud de volado (m)	C	0,98

Cargas en servicio:

		Estático	Dinámico
Carga vertical (Tracción) (t)	T	6,22	5,82
Carga cortante en X (Tracción) (t)	HTx	0,79	0,73
Carga cortante en Y (Tracción) (t)	HTy	1,85	1,71
Carga vertical (Compresión) (t)	C	17,86	17,47
Carga cortante en X (Tracción) (t)	HCx	2,47	2,41
Carga cortante en Y (Tracción) (t)	HCy	3,48	3,34

Cargas últimas:

		Estático	Dinámico
Carga vertical (Tracción) (t)	Tu	17,42	16,54
Carga cortante en X (Tracción) (t)	HTux	2,28	2,15
Carga cortante en Y (Tracción) (t)	HTuy	4,60	4,26
Carga vertical (Compresión) (t)	Cu	35,58	34,70
Carga cortante en X (Tracción) (t)	HCux	4,89	4,77
Carga cortante en Y (Tracción) (t)	HCuy	7,12	6,82

Peso de cimentación:

$$P_{zap} = 6,81 \text{ t}$$

Peso de relleno:

$$P_{rell} = 24,39 \text{ t}$$

Lado de prisma de arrancamiento en superficie:

$$L_{ps} = 4,81 \text{ m}$$

Peso de relleno por arrancamiento:

$$Pa = 56,77 \text{ t}$$

Cargas en servicio a nivel de cimentación:

		Estático	Dinámico
Fuerza en X (t)	Fx	-2,47	-2,41
Fuerza en Y (t)	Fy	-3,48	-3,34
Fuerza en Z (t)	Fz	49,07	48,68
Momento en X (t-m)	Mx	3,63	3,34
Momento en Y (t-m)	My	-0,30	-0,27
Excentricidad en X (m)	ex	0,006	0,006
Excentricidad en Y (m)	ey	0,074	0,069

Cargas últimas a nivel de cimentación:

		Estático	Dinámico
Fuerza en X (t)	Fux	-4,89	-4,77
Fuerza en Y (t)	Fuy	-7,12	-6,82
Fuerza en Z (t)	Fuz	82,39	81,51
Momento en X (t-m)	Mux	7,85	7,25
Momento en Y (t-m)	Muy	-0,49	-0,49
Excentricidad en X (m)	eux	0,006	0,006
Excentricidad en Y (m)	euy	0,095	0,089

Presión máxima en servicio:

$$q_{\text{máx}} = 0,98 \text{ kg/cm}^2 < 1,00 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Estático})$$

Relación $\frac{q_{\text{máx}}}{q_{\text{adm}}} = 0,98$ **CUMPLE**

$$q_{\text{máx}} = 0,96 \text{ kg/cm}^2 < 1,00 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Dinámico})$$

Relación $\frac{q_{\text{máx}}}{q_{\text{adm}}} = 0,96$ **CUMPLE**

Presión máxima última:

$$q_{\text{umáx}} = 1,47 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Estático})$$

$$q_{\text{umáx}} = 1,44 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Dinámico})$$

Verificación arrancamiento:

$$FS = 10,22 > 2 \quad \text{CUMPLE} \quad (\text{Estático})$$

$$FS = 10,93 > 2 \quad \text{CUMPLE} \quad (\text{Dinámico})$$

Diseño refuerzo superior:

$$M_u = 3,53 \text{ t-m} \rightarrow A_s = 3,49 \text{ cm}^2 \quad (\text{Estático})$$

$$M_u = 3,35 \text{ t-m} \rightarrow A_s = 3,32 \text{ cm}^2 \quad (\text{Dinámico})$$

$$a = 0,34 \text{ cm} \quad (\text{Estático})$$

$$a = 0,32 \text{ cm} \quad (\text{Dinámico})$$

$$d = 26,87 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 10,29 \text{ cm}^2 \rightarrow 10\text{Ø}1/2''$$

$$\phi M_n = 13,02 \text{ t-m}$$

Relación $\frac{M_u}{\phi M_n} = 0,27$ **CUMPLE** (Estático)

Relación $\frac{M_u}{\phi M_n} = 0,26$ **CUMPLE** (Dinámico)

Diseño refuerzo inferior:

$$M_u = 17,08 \text{ t-m} \rightarrow A_s = 17,36 \text{ cm}^2 \quad (\text{Estático})$$

$$M_u = 16,74 \text{ t-m} \rightarrow A_s = 17,00 \text{ cm}^2 \quad (\text{Dinámico})$$

$$a = 1,67 \text{ cm} \quad (\text{Estático})$$

$$a = 1,63 \text{ cm} \quad (\text{Dinámico})$$

$$d = 26,87 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 10,29 \text{ cm}^2 \rightarrow 14\text{Ø}1/2''$$

$$\phi M_n = 17,77 \text{ t-m}$$

Relación $\frac{M_u}{\phi M_n} = 0,96$ **CUMPLE** (Estático)

Relación $\frac{M_u}{\phi M_n} = 0,94$ **CUMPLE** (Dinámico)

Las cimentaciones de torres de transmisión suelen encontrarse reforzadas por acero mínimo para el pedestal debido a que el refuerzo requerido por esfuerzos últimos es menor al mínimo normado; por lo tanto se utilizará el refuerzo mínimo establecido por el ítem 10.8.2.1 de la norma E.060.

Refuerzo pedestal:

$$A_{smin} = 0,0005 * A^2 = 12,50 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\text{Ø}5/8''$$

Verificación por punzonamiento:

$$b_o = 3,07 \text{ m}$$

$$A_o = 0,59 \text{ m}^2$$

$$\phi V_c = 126,88 \text{ t}$$

$$V_u = 24,15 \text{ t}$$

(Estático)

$$V_u = 23,63 \text{ t}$$

(Dinámico)

Relación $\frac{V_u}{\phi V_c} = 0,19$

CUMPLE

Relación $\frac{V_u}{\phi V_c} = 0,19$

CUMPLE

Verificación por corte:

$$L_1 = 0,71 \text{ m}$$

$$\phi V_c = 50,55 \text{ t}$$

$$V_u = 25,38 \text{ t}$$

(Estático)

$$V_u = 24,88 \text{ t}$$

(Dinámico)

Relación $\frac{V_u}{\phi V_c} = 0,50$

CUMPLE

Relación $\frac{V_u}{\phi V_c} = 0,49$

CUMPLE

Torre T+20

Datos de ingreso:

Lado zapata (m)	B	2,60
Lado pedestal (m)	A	0,50
Peralte zapata (m)	hz	0,35
Peralte tronco-piramidal	htp	0,00
Altura pedestal (m)	hpe	2,65
Profundidad de desplante (m)	Df	3,00
Altura libre (m)	ho	0,30
Altura punto de referencia (m)	hpr	0,30
Excentricidad punto de referencia (m)	eo	0,44
Ángulo pedestal (°)	θ	7,59
Peso específico de relleno (t/m ³)	γ_r	1,60
Longitud de volado (m)	C	1,05

Cargas en servicio:

		Estático	Dinámico
Carga vertical (Tracción) (t)	T	5,90	5,45
Carga cortante en X (Tracción) (t)	HTx	0,69	0,62
Carga cortante en Y (Tracción) (t)	HTy	1,83	1,62
Carga vertical (Compresión) (t)	C	20,69	20,24
Carga cortante en X (Tracción) (t)	HCx	2,90	2,83
Carga cortante en Y (Tracción) (t)	HCy	4,06	3,85

Cargas últimas:

		Estático	Dinámico
Carga vertical (Tracción) (t)	Tu	17,96	16,97
Carga cortante en X (Tracción) (t)	HTux	2,27	2,12
Carga cortante en Y (Tracción) (t)	HTuy	4,79	4,33
Carga vertical (Compresión) (t)	Cu	40,53	39,54
Carga cortante en X (Tracción) (t)	HCux	5,62	5,46
Carga cortante en Y (Tracción) (t)	HCuy	8,16	7,71

Peso de cimentación:

Pzap = 7,45 t

Peso de relleno:

Prell = 27,60 t

Lado de prisma de arrancamiento en superficie:

Lps = 4,96 m

Peso de relleno por arrancamiento:

Pa = 61,49 t

Cargas en servicio a nivel de cimentación:

		Estático	Dinámico
Fuerza en X (t)	Fx	-2,90	-2,83
Fuerza en Y (t)	Fy	-4,06	-3,85
Fuerza en Z (t)	Fz	55,75	55,30
Momento en X (t-m)	Mx	4,30	3,81
Momento en Y (t-m)	My	-0,47	-0,44
Excentricidad en X (m)	ex	0,008	0,008
Excentricidad en Y (m)	ey	0,077	0,069

Cargas últimas a nivel de cimentación:

		Estático	Dinámico
Fuerza en X (t)	Fux	-5,62	-5,46
Fuerza en Y (t)	Fuy	-8,16	-7,71
Fuerza en Z (t)	Fuz	93,12	92,13
Momento en X (t-m)	Mux	9,11	8,06
Momento en Y (t-m)	Muy	-0,73	-0,63
Excentricidad en X (m)	eux	0,008	0,007
Excentricidad en Y (m)	euy	0,098	0,087

Presión máxima en servicio:

$$q_{\text{máx}} = 0,99 \text{ kg/cm}^2 < 1,00 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Estático})$$

Relación $\frac{q_{\text{máx}}}{q_{\text{adm}}} = 0,99$ **CUMPLE**

$$q_{\text{máx}} = 0,96 \text{ kg/cm}^2 < 1,00 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Dinámico})$$

Relación $\frac{q_{\text{máx}}}{q_{\text{adm}}} = 0,96$ **CUMPLE**

Presión máxima última:

$$q_{\text{umáx}} = 1,48 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Estático})$$

$$q_{\text{umáx}} = 1,44 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Dinámico})$$

Verificación arrancamiento:

$$FS = 11,68 > 2 \quad \text{CUMPLE} \quad (\text{Estático})$$

$$FS = 12,65 > 2 \quad \text{CUMPLE} \quad (\text{Dinámico})$$

Diseño refuerzo superior:

$$M_u = 3,95 \text{ t-m} \rightarrow A_s = 3,92 \text{ cm}^2 \quad (\text{Estático})$$

$$M_u = 3,74 \text{ t-m} \rightarrow A_s = 3,70 \text{ cm}^2 \quad (\text{Dinámico})$$

$$a = 0,35 \text{ cm} \quad (\text{Estático})$$

$$a = 0,34 \text{ cm} \quad (\text{Dinámico})$$

$$d = 26,87 \text{ cm}$$

$$A_{s\text{min}} = 10,92 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{10\text{Ø}1/2''}$$

$$\text{ØMn} = 13,02 \text{ t-m}$$

Relación	$\frac{M_u}{\phi M_n} = 0,30$	CUMPLE	(Estático)
Relación	$\frac{M_u}{\phi M_n} = 0,29$	CUMPLE	(Dinámico)

Diseño refuerzo inferior:

$$M_u = 21,23 \text{ t-m} \rightarrow A_s = 21,70 \text{ cm}^2 \quad (\text{Estático})$$

$$M_u = 20,70 \text{ t-m} \rightarrow A_s = 21,14 \text{ cm}^2 \quad (\text{Dinámico})$$

$$a = 1,96 \text{ cm} \quad (\text{Estático})$$

$$a = 1,91 \text{ cm} \quad (\text{Dinámico})$$

$$d = 26,87 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 10,92 \text{ cm}^2 \rightarrow 18\phi 1/2''$$

$$\phi M_n = 22,72 \text{ t-m}$$

Relación	$\frac{M_u}{\phi M_n} = 0,93$	CUMPLE	(Estático)
-----------------	-------------------------------	---------------	------------

Relación	$\frac{M_u}{\phi M_n} = 0,91$	CUMPLE	(Dinámico)
-----------------	-------------------------------	---------------	------------

Las cimentaciones de torres de transmisión suelen encontrarse reforzadas por acero mínimo para el pedestal debido a que el refuerzo requerido por esfuerzos últimos es menor al mínimo normado; por lo tanto se utilizará el refuerzo mínimo establecido por el ítem 10.8.2.1 de la norma E.060.

Refuerzo pedestal:

$$A_{smin} = 0,0005 * A^2 = 12,50 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\phi 5/8''$$

Verificación por punzonamiento:

$$b_o = 3,07 \text{ m}$$

$$A_o = 0,59 \text{ m}^2$$

$$\phi V_c = 126,88 \text{ t}$$

$$V_u = 28,32 \text{ t} \quad (\text{Estático})$$

$$V_u = 27,71 \text{ t} \quad (\text{Dinámico})$$

Relación	$\frac{V_u}{\phi V_c} = 0,22$	CUMPLE
-----------------	-------------------------------	---------------

Relación	$\frac{V_u}{\phi V_c} = 0,22$	CUMPLE
-----------------	-------------------------------	---------------

Verificación por corte:

$$L1 = 0,71 \text{ m}$$

$$\emptyset Vc = 53,65 \text{ t}$$

$$Vu = 30,10 \text{ t}$$

(Estático)

$$Vu = 29,34 \text{ t}$$

(Dinámico)

Relación $\frac{Vu}{\emptyset Vc} = 0,56$

CUMPLE

Relación $\frac{Vu}{\emptyset Vc} = 0,55$

CUMPLE

Torre T+30

Datos de ingreso:

Lado zapata (m)	B	2,35
Lado pedestal (m)	A	0,50
Peralte zapata (m)	hz	0,35
Peralte tronco-piramidal	htp	0,00
Altura pedestal (m)	hpe	2,65
Profundidad de desplante (m)	Df	3,00
Altura libre (m)	ho	0,30
Altura punto de referencia (m)	hpr	0,30
Excentricidad punto de referencia (m)	eo	0,44
Ángulo pedestal (°)	θ	7,59
Peso específico de relleno (t/m ³)	γ_r	1,60
Longitud de volado (m)	C	0,93

Cargas en servicio:

		Estático	Dinámico
Carga vertical (Tracción) (t)	T	4,71	4,60
Carga cortante en X (Tracción) (t)	HTx	0,38	0,36
Carga cortante en Y (Tracción) (t)	HTy	1,67	1,46
Carga vertical (Compresión) (t)	C	24,12	24,01
Carga cortante en X (Tracción) (t)	HCx	3,48	3,46
Carga cortante en Y (Tracción) (t)	HCy	4,79	4,58

Cargas últimas:

		Estático	Dinámico
Carga vertical (Tracción) (t)	Tu	17,19	16,95
Carga cortante en X (Tracción) (t)	HTux	1,95	1,90
Carga cortante en Y (Tracción) (t)	HTuy	4,80	4,34

Carga vertical (Compresión) (t)	Cu	46,22	45,98
Carga cortante en X (Tracción) (t)	HCux	6,55	6,50
Carga cortante en Y (Tracción) (t)	HCuy	9,41	8,95

Peso de cimentación:

Pzap = 8,36 t

Peso de relleno:

Prell = 32,18 t

Lado de prisma de arrancamiento en superficie:

Lps = 5,16 m

Peso de relleno por arrancamiento:

Pa = 68,07 t

Cargas en servicio a nivel de cimentación:

		Estático	Dinámico
Fuerza en X (t)	Fx	-3,48	-3,46
Fuerza en Y (t)	Fy	-4,79	-4,58
Fuerza en Z (t)	Fz	64,66	64,55
Momento en X (t-m)	Mx	5,20	4,56
Momento en Y (t-m)	My	-0,88	-0,86
Excentricidad en X (m)	ex	0,014	0,013
Excentricidad en Y (m)	ey	0,080	0,071

Cargas últimas a nivel de cimentación:

		Estático	Dinámico
Fuerza en X (t)	Fux	-6,55	-6,50
Fuerza en Y (t)	Fuy	-9,41	-8,95
Fuerza en Z (t)	Fuz	107,03	106,79
Momento en X (t-m)	Mux	10,73	9,32
Momento en Y (t-m)	Muy	-1,29	-1,24
Excentricidad en X (m)	eux	0,012	0,012
Excentricidad en Y (m)	euy	0,100	0,087

Presión máxima en servicio:

$q_{\text{máx}} = 0,99 \text{ kg/cm}^2 < 1,00 \text{ kg/cm}^2$ (Estático)

Relación $\frac{q_{\text{máx}}}{q_{\text{adm}}} = 0,99$ **CUMPLE**

$q_{\text{máx}} = 0,97 \text{ kg/cm}^2 < 1,00 \text{ kg/cm}^2$ (Dinámico)

Relación $\frac{q_{m\acute{a}x}}{q_{adm}} = 0,97$ **CUMPLE**

Presión máxima última:

$q_{um\acute{a}x} = 1,49 \text{ kg/cm}^2$ (Estático)

$q_{um\acute{a}x} = 1,46 \text{ kg/cm}^2$ (Dinámico)

Verificación arrancamiento:

$FS = 16,23 > 2$ **CUMPLE** (Estático)

$FS = 16,61 > 2$ **CUMPLE** (Dinámico)

Diseño refuerzo superior:

$M_u = 4,19 \text{ t-m} \rightarrow A_s = 4,16 \text{ cm}^2$ (Estático)

$M_u = 4,13 \text{ t-m} \rightarrow A_s = 4,10 \text{ cm}^2$ (Dinámico)

$a = 0,35 \text{ cm}$ (Estático)

$a = 0,34 \text{ cm}$ (Dinámico)

$d = 26,87 \text{ cm}$

$A_{smin} = 11,76 \text{ cm}^2 \rightarrow 10\emptyset 1/2''$

$\emptyset M_n = 13,02 \text{ t-m}$

Relación $\frac{M_u}{\emptyset M_n} = 0,32$ **CUMPLE** (Estático)

Relación $\frac{M_u}{\emptyset M_n} = 0,32$ **CUMPLE** (Dinámico)

Diseño refuerzo inferior:

$M_u = 27,52 \text{ t-m} \rightarrow A_s = 28,36 \text{ cm}^2$ (Estático)

$M_u = 26,98 \text{ t-m} \rightarrow A_s = 27,78 \text{ cm}^2$ (Dinámico)

$a = 2,38 \text{ cm}$ (Estático)

$a = 2,33 \text{ cm}$ (Dinámico)

$d = 26,87 \text{ cm}$

$A_{smin} = 11,76 \text{ cm}^2 \rightarrow 23\emptyset 1/2''$

$\emptyset M_n = 28,80 \text{ t-m}$

Relación	$\frac{M_u}{\phi M_n} = 0,96$	CUMPLE	(Estático)
Relación	$\frac{M_u}{\phi M_n} = 0,94$	CUMPLE	(Dinámico)

Las cimentaciones de torres de transmisión suelen encontrarse reforzadas por acero mínimo para el pedestal debido a que el refuerzo requerido por esfuerzos últimos es menor al mínimo normado; por lo tanto se utilizará el refuerzo mínimo establecido por el ítem 10.8.2.1 de la norma E.060.

Refuerzo pedestal:

$$A_{smin} = 0,0005 * A^2 = 12,50 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{8\phi 5/8''}$$

Verificación por punzonamiento:

$$b_o = 3,07 \text{ m}$$

$$A_o = 0,59 \text{ m}^2$$

$$\phi V_c = 126,88 \text{ t}$$

$$V_u = 33,45 \text{ t} \quad (\text{Estático})$$

$$V_u = 33,30 \text{ t} \quad (\text{Dinámico})$$

Relación	$\frac{V_u}{\phi V_c} = 0,26$	CUMPLE
-----------------	-------------------------------	---------------

Relación	$\frac{V_u}{\phi V_c} = 0,26$	CUMPLE
-----------------	-------------------------------	---------------

Verificación por corte:

$$L_1 = 0,71 \text{ m}$$

$$\phi V_c = 57,77 \text{ t}$$

$$V_u = 36,68 \text{ t} \quad (\text{Estático})$$

$$V_u = 35,96 \text{ t} \quad (\text{Dinámico})$$

Relación	$\frac{V_u}{\phi V_c} = 0,63$	CUMPLE
-----------------	-------------------------------	---------------

Relación	$\frac{V_u}{\phi V_c} = 0,62$	CUMPLE
-----------------	-------------------------------	---------------

Se verificó que para la verificación por arrancamiento, presiones máximas y diseño estructural la variación del ratio de trabajo de estos parámetros para ambas metodologías es similar, con los resultados por cargas estáticas ligeramente mayores para las torres T+10, T+20 y T+30. Esto es consecuente con lo indicado en el ítem 7.4.1, ya que las variaciones entre reacciones son mínimas, tendiendo a aumentar las reacciones dinámicas respecto a las estáticas conforme la altura de la estructura aumenta.

CONCLUSIONES

1. Los criterios de diseño son los parámetros necesarios a cumplir para todo proyecto. Como se ha verificado, el cálculo de las cargas en los puntos de conexión estructura-cable es de gran importancia debido a que en los casos de estructuras de menor altura, estas cargas representan más del 50% de las cargas de diseño tanto de la estructura como de la cimentación. Por ejemplo en el cálculo de la cimentación de la torre T±0 se demostró que la combinación COMBS1 que considera las cargas de viento no es la preponderante para las cargas de servicio sino la combinación de caída en cascada COMBS5 que es un 7% mayor. Cabe indicar que las estructuras que presentamos en la presente tesis son de suspensión, por consiguiente es importante evaluar la altura y la función de la estructura teniendo en cuenta que las cargas de conexión pueden ser mucho mayores que las de viento y realizar un cálculo dinámico no sería relevante.
2. Se considera que la forma de cálculo del viento de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones o el Código Nacional de Electricidad es muy simple y general. En la presente tesis consideramos parámetros que son importantes como es la variación de la velocidad con la altura y el coeficiente de forma o de arrastre del ASCE 74 porque es la normativa que se encuentra más enfocada a este tipo de estructuras. Sin embargo, es importante tener en cuenta que los parámetros que son considerados en las regiones indicadas por el ASCE 74, no necesariamente pueden ser aplicables en nuestra zona, por lo tanto, se considera necesario establecer ya sea en el CNE o en el RNE E.020 "Cargas" tener parámetros adicionales de topografía, rugosidad, ráfaga, entre otros para el cálculo de las cargas de viento.
3. Las serie de tiempo para el viento obtenidas a través del software online NatHaz presentan una espectro cuya correlación con el espectro teórico es del orden entre 0,83 y 0,95, lo cual nos indica que existe un correlación fuerte, por lo tanto se puede considerar aceptable la simulación. Sin

embargo, podría existir, o no, un error en la modelación debido a que no se conoce el funcionamiento interno del software. Por otro lado, se indica que la normativa utilizada es el ASCE 7, sin embargo no se puede llegar a realizar una validación de esto.

4. Las series de tiempo para la velocidad del viento presentan una turbulencia que disminuye con la altura desde 0,16 hasta 0,10 aproximadamente. Con esto también concluimos que las series simuladas cumplen con lo descrito en la parte teórica, lo cual también se aprecia en las gráficas, es decir a mayor altura, la turbulencia disminuye.
5. El desplazamiento máximo de las estructuras de transmisión eléctrica es un parámetro que es poco verificado por sus diseñadores, pero siempre es necesario establecer un límite. De los resultados obtenidos se presentan valores del análisis dinámico que aumentan sobre el análisis estático conforme la altura de la estructura aumenta desde un valor 0,6% inferior para la torre T_{\pm} hasta un valor 12,5% superior para la torre $T+30$. Se puede afirmar que conforme la altura de la estructura aumenta, la dependencia del desplazamiento máximo con respecto al desplazamiento únicamente por la carga de viento sobre la estructura, es mayor; en nuestro caso aumenta desde el 13% al 23%.
6. Se ha podido verificado que los elementos más esforzados para las estructuras son los montantes y las patas por lo tanto, el diseño debe poner mayor énfasis en estos dos tipos de elementos. Los montantes y diagonales para el método dinámico se encuentran entre el 83% y 99% de los esfuerzos por el método estático para las torres $T_{\pm 0}$, $T+10$ y $T+20$, mientras que para la torre $T+30$ los esfuerzos dinámicos son un 9% mayor que los esfuerzos estáticos.
7. Para las patas de todas las torres, los esfuerzos axiales por el método dinámico representan entre el 78% y 93% de los esfuerzos por el método estático. Con respecto a la viga y las crucetas, estos elementos se encontrarán siempre más esforzados para el caso dinámico que para el estático alcanzando un máximo de esfuerzo 28% mayor.

8. Las reacciones a nivel de cimentación se presentaron en todos los casos mayores para el análisis estático que para el dinámico. Sin embargo, la relación entre estos es cada vez menor a medida que la altura de la estructura aumenta pasando de un 12% hasta un 9% para las torres T+20 y T+30. A pesar de esto, el cálculo y verificación de cimentaciones nos indica que la variación para ambas metodologías es mínima, siendo la del análisis estático ligeramente superior.
9. Con los resultados obtenidos de los desplazamientos máximos, fuerzas internas en los elementos y reacciones a nivel de cimentación, la estructura que presentó mayores variaciones en su análisis con respecto a ambas metodologías es la torre T+30, presentan en la mayoría de casos valores mayores para el análisis estático. Por lo tanto, se considera que un análisis dinámico para estructuras de transmisión mayores a los 70 metros de altura podrán generar un comportamiento más crítico que los obtenidos por las metodologías estáticas presentadas en las normativas.
10. A pesar que se presentó una variación de resultados para la torre T+30, la presente tesis garantiza que el análisis estático por cargas de viento se asemeja mucho al comportamiento que puede presentar una estructura de transmisión a los efectos naturales del viento en un emplazamiento que presente una considerable turbulencia. Este caso no aplica a zonas en las que se presenten variaciones extremas como zonas de vientos huracanados.
11. Es importante mencionar que todo proceso dinámico es variable, es decir que, a pesar de que se ha verificado que si la altura de la estructura aumenta, los efectos de las cargas son mayores, no se podría concluir que existe una dependencia lineal entre la variación de los obtenidos entre ambas metodologías con la altura. Es importante mencionar además que las velocidades medias y máximas de la simulación no son las mismas que las obtenidas por la normativa, por lo tanto de ser el caso que se igualen ambas velocidades medias, las máximas serían mucho mayores y por lo tanto generarían un comportamiento más desfavorable en las estructuras.

RECOMENDACIONES

1. Para proyectos de transmisión de gran envergadura y que consideren estructuras altas, se recomienda la verificación de las estructuras y cimentaciones por ambas metodologías, ya sea con información real obtenida en campo o mediante simulaciones.
2. La presente tesis ha considerado las cargas en los puntos de conexión como estáticas debido a la complejidad que sería considerar las estructuras y los cables como un solo conjunto, sin embargo recomienda realizar el modelamiento de estructuras contiguas con los cables que soportan, aplicando la metodología dinámica al conjunto para determinar su comportamiento e influencia en estructuras y cimentaciones.
3. El SAP2000 es un programa muy versátil para cálculo de todo tipo de estructuras y se utilizó en la presente tesis con el único fin de verificar el comportamiento por ambas metodologías. Sin embargo, al considerar que se tiene gran cantidad de elementos y verificaciones, se recomienda que en caso de requerir un diseño de una estructura de transmisión común, realizarlo con programas más especializados como el PLS-Tower o MS-Tower.
4. Un cálculo de estructuras por métodos dinámicos implica un mayor tiempo y una mayor capacidad de computadora. La realización del análisis por el método dinámico puede aproximadamente tomar el doble de tiempo y de capacidad del ordenador, debido a que el proceso de simulación y de modelamiento en SAP2000 consume más recursos. Se recomienda realizar este tipo de análisis computadoras de mayor capacidad, pero teniendo en cuenta casos puntuales en un proyecto. De acuerdo al Atlas eólico del Perú, las zonas como la Costa norte del país, Cajamarca, Ica y los andes peruanos, son zonas que presenta una mayor velocidad del viento, inclusive existen parques eólicos en estas zonas, por lo tanto se

recomienda evaluar un análisis dinámico para líneas de transmisión que atraviesen estas zonas.

5. Considerar otros programas de simulación como MatLab que nos permitan realizar comparaciones no solo con los métodos estáticos sino con las otras simulaciones obtenidas por el NatHaz; así se podrá validar el comportamiento de la estructura para diferentes simulaciones.
6. Por último, se recomienda realizar el procedimiento de verificación y diseño por cargas dinámicas a partir del espectro de densidad de potencia del viento sobre la estructura ya que el SAP2000 tiene un módulo que te permite realizar dicho análisis. Esto con la finalidad no solo de verificar su variación con las cargas estáticas, sino verificar su variación con el método dinámico mediante el método tiempo-historia.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Almeida Prócel, David Santiago y López Rodríguez, Carlos Rubén, “Diseño y Simulación de una Torre de Transmisión Eléctrica Tipo AR2-C4”, Tesis previa a la obtención del Título de Ingeniero Mecánico, Universidad Politécnica Salesiana, Quito, Ecuador, 2013.
2. American Concrete Institute, “ACI 318-14 – Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural”, ACI, USA, 2014.
3. American Society of Civil Engineers, “ASCE 10-97 – Design of Latticed Steel Transmission Structures”, ASCE, USA, 2000.
4. American Society of Civil Engineers, “ASCE 7 – Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures”, ASCE, USA, 2010.
5. American Society of Civil Engineers, “ASCE 74 – Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading”, ASCE, USA, 2010.
6. Bautista Ríos, Juan, “Líneas de Transmisión de Potencia – Aspectos Mecánicos y Conductores”, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú, 2004.
7. Brewer, Alasdair, “Dynamic Wind Load Modelling of High Overhead Transmission Line Towers”, University of Iceland, Reykjavik, Iceland, 2017.
8. Carril Junior, Celio Fontao, “Análise Numérica e Experimental do Efeito Dinâmico do Vento em Torres Metálicas Trelicadas para Telecomunicações”, Tese Apresentada para Obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 2000.
9. Carril Medina, Emanuel Isaac, “Comportamiento Estructural de Chimeneas Metálicas frente a Cargas de Viento por Agitación Turbulenta”, Informe de

- Proyecto de Título para Optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Concepción, Chile, 2016.
10. Castro, H.G, De Bortoli, M.E, Paz, R.R, Marighetti, J.O, “Una Metodología de Cálculo para la Determinación de la Respuesta Dinámica Longitudinal de Estructuras Altas Bajo la Acción del Viento”, Elsevier, Universidad Politécnica de Catalunya, España, 2015
 11. COES SINAC, “PR-20 Procedimiento de Ingreso, Modificación y Retiro de Instalaciones en el SEIN”, OSINERGMIN, Lima, Perú, 2013.
 12. Fiskum, Jorgen, “Verification of the Wind Induced Dynamic Response of the Svinesund Bridge on the Time Domain by the Use of Autoregressive Simulations”, Norwegian University of Science and Technology, Norway, 2012.
 13. Holmes, John D, “Wind Loading of Structures”, CRC Press, Mentone, Australia, 2015.
 14. International Electrotechnical Commission, “IEC 60071-1 Insulation Coordination – Part 1: Definitions, Principles and Rules”, IEC, Geneva, Switzerland, 2006.
 15. Kareem, Ahsan, “Numerical Simulation of Wind Effects: A Probabilistic Perspective”, Elsevier, University of Notre Dame, USA, 2008.
 16. Kiessling, Friedrich, Nefzger, Peter, Nolasco, Joao, Kaintzyk, Ulf, “Overhead Power Lines – Planning, Design, Construction”, Springer, Germany, 2003.
 17. Meseguer Ruiz, José, “Aerodinámica Civil – Efectos del Viento en Edificaciones y Estructuras”, Editorial Garceta, Madrid, España, 2013.
 18. Ministerio de Energía y Minas, “Código Nacional de Electricidad – Suministro 2011”, MINEM, Lima, Perú, 2011.
 19. Murthy S.S, Santhakumar A.R, “Transmission Line Structures”, McGraw-Hill Book Co, Singapore, 1990.

20. Pazmiño Pazmiño, Dario Javier, “Análisis y Diseño Estructural de una Torre de Transmisión Eléctrica para el Proyecto Hidroeléctrico Angamarca – Sinde 32 MW, Cantón Pangua, Provincia de Cotopaxi”, Trabajo de Graduación Previo a la Obtención del Título de Ingeniero Civil, Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador, 2016.

21. Ribeiro de Oliveira, Marcel Isandro, “Análise Estrutural de Torres de Transmissão de Energia Submetidas aos Efeitos Dinâmicos Induzidos pelo Vento”, Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2006.

22. Simiu, Emil y Scanlan, Robert, “Wind Effects on Structures – Fundamentals and Applications to Design”, Wiley-Interscience, Canada, 1996.

ANEXOS

Anexo A – Diseño de elementos por método estático

Anexo B – Diseño de elementos por método dinámico

Anexo C – Planos de estructuras metálicas

Anexo D – Planos de fundaciones

ANEXO A

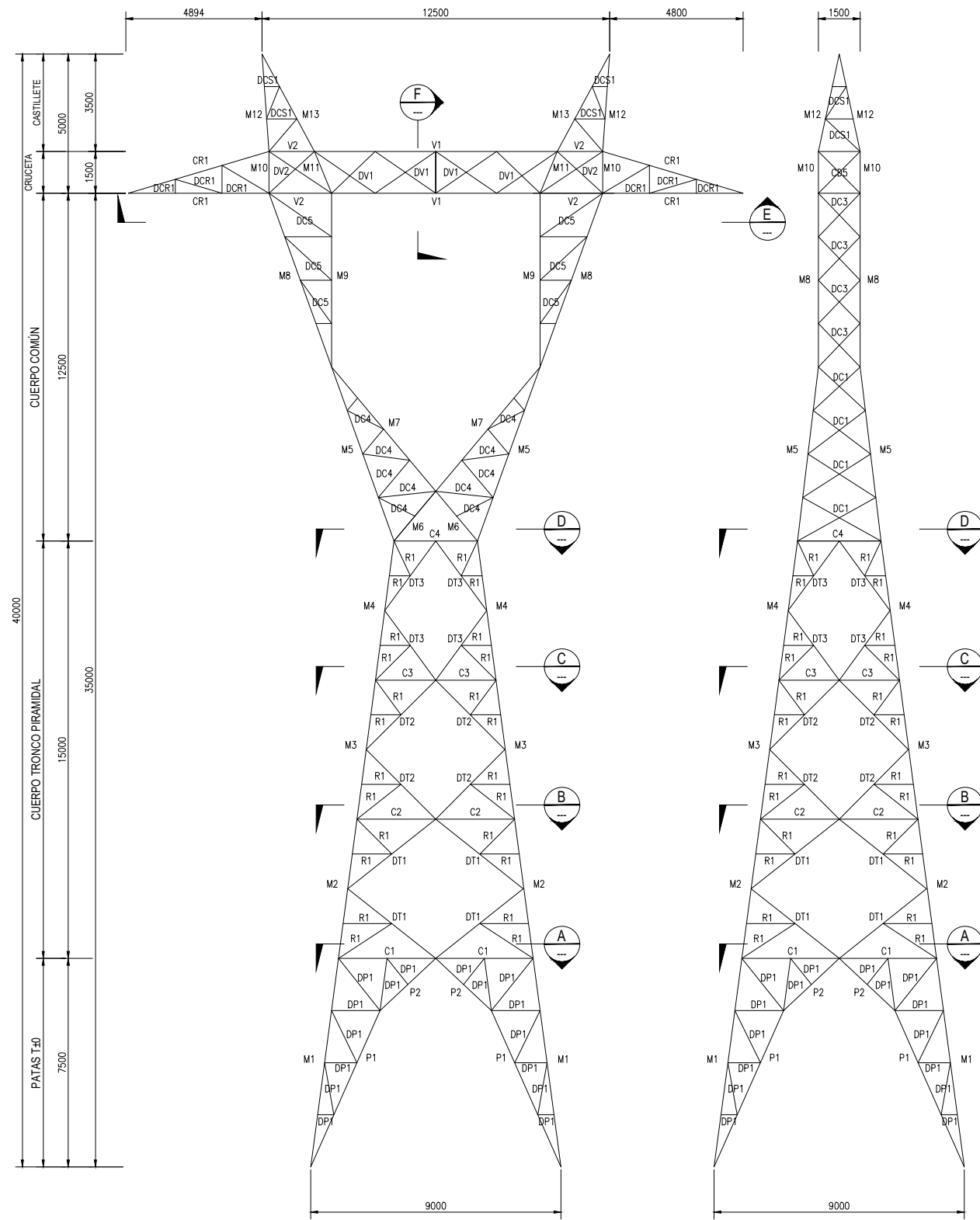
Diseño de elementos por método estático

ANEXO B

Diseño de elementos por método dinámico

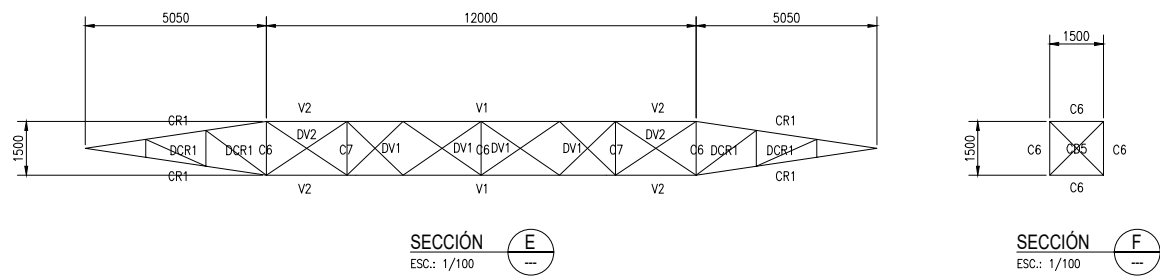
ANEXO C

Planos de Estructuras Metálicas



VISTA FRONTAL - TORRE T±0
ESC.: 1/100

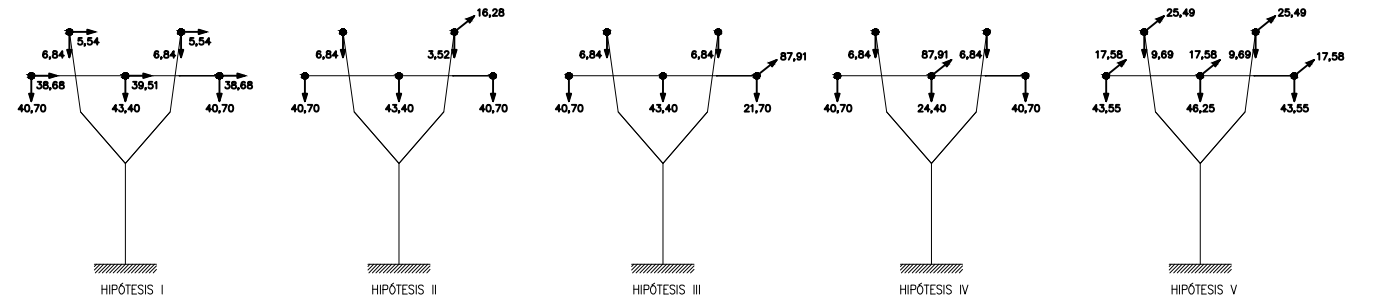
VISTA LATERAL - TORRE T±0
ESC.: 1/100



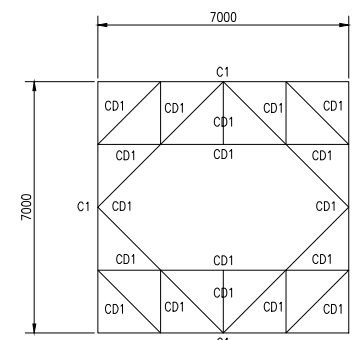
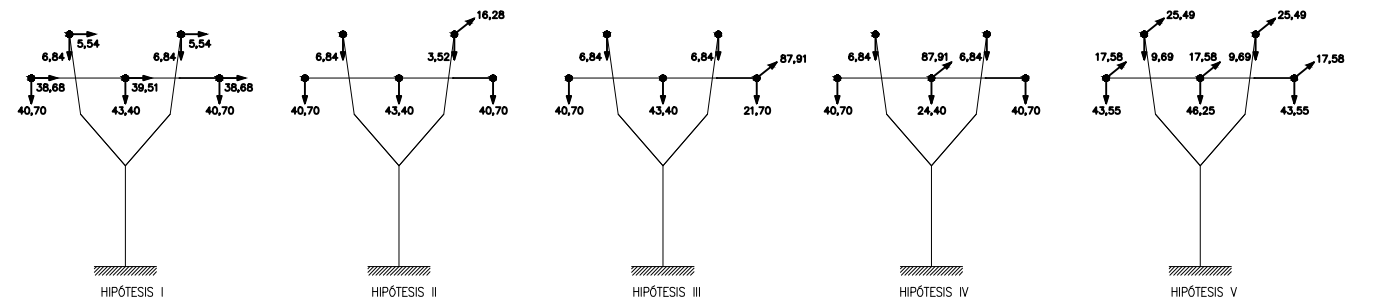
SECCIÓN E
ESC.: 1/100

SECCIÓN F
ESC.: 1/100

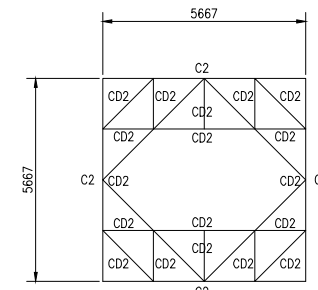
DIAGRAMAS DE CARGA NO FACTORIZADOS



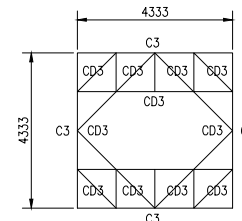
DIAGRAMAS DE CARGA FACTORIZADOS



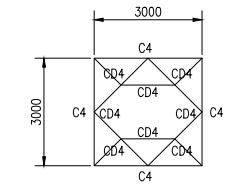
SECCIÓN A
ESC.: 1/100



SECCIÓN B
ESC.: 1/100



SECCIÓN C
ESC.: 1/100



SECCIÓN D
ESC.: 1/100

LISTADO DE ELEMENTOS					
GRUPO	PERFIL	Ø PERNO	Ø PERF.	CANTIDAD	PLANOS DE CORTE
M1	L4x16	12"	12"	8	2
M2	L4x12	8"	12"	6	2
M3	L4x12	8"	12"	6	2
M4	L4x12	8"	12"	6	2
M5	L4x12	8"	12"	6	2
M6	L3x12	8"	12"	3	1
M7	L3x12	8"	12"	3	1
M8	L4x12	8"	12"	6	2
M9	L3x12	8"	12"	3	1
M10	L2x12	8"	12"	4	1
M11	L2x12	8"	12"	2	1
M12	L2x12	8"	12"	4	2
M13	L2x12	8"	12"	2	1
P1	L3x16	8"	12"	2	1
P2	L3x16	8"	12"	2	1
C1	L2x16	8"	12"	2	1
C2	L2x16	8"	12"	2	1
C3	L2x16	8"	12"	2	1
C4	L2x16	8"	12"	2	1
C5	L2x16	8"	12"	1	1
C6	L2x16	8"	12"	1	1
C7	L2x16	8"	12"	1	1
C8	L2x16	8"	12"	1	1
CD1	L2x16	8"	12"	1	1
CD2	L2x16	8"	12"	1	1
CD3	L2x16	8"	12"	1	1
CD4	L2x16	8"	12"	1	1
CD5	L2x16	8"	12"	1	1
CD6	L2x16	8"	12"	1	1
CR1	L3x16	8"	12"	6	1
DC1	L2x16	8"	12"	2	1
DC2	L2x16	8"	12"	1	1
DC3	L2x16	8"	12"	2	1
DC4	L2x16	8"	12"	1	1
DC5	L2x16	8"	12"	1	1
DCS1	L2x16	8"	12"	1	1
DP1	L2x12	8"	12"	1	1
DP2	L3x16	8"	12"	1	1
DT1	L2x16	8"	12"	1	1
DT2	L2x16	8"	12"	1	1
DT3	L2x16	8"	12"	2	1
DV1	L2x16	8"	12"	1	1
DV2	L2x16	8"	12"	2	1
R1	L2x16	8"	12"	1	1
V1	L3x16	8"	12"	6	1
V2	L3x16	8"	12"	6	1

- NOTAS:
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN MILIMETROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
 - TODOS LOS ELEMENTOS METÁLICOS CUMPLEN LA NORMA ASTM A-572. LOS PERNOS CUMPLEN LA NORMA ASTM A394.
 - CADA PERNO DE CONEXIÓN IRÁ PREVISTO DE TUERCA, ARANDELA PLANA, ARANDELA DE PRESIÓN Y LOS ELEMENTOS DE CUÑA NECESARIOS. ESTOS ELEMENTOS DEBEN SUMINISTRARSE SEGÚN LAS NORMAS ASTM A-563, ASTM F-436, ANSI B18.21.1 Y ASTM F-436 RESPECTIVAMENTE.
 - LA GEOMETRÍA DE LAS ESTRUCTURAS DE SOPORTE ESTÁ ACOTADA A GRAMILES DE LOS PERFILES ANGULARES.
 - LAS FUERZAS EN LOS DIAGRAMAS DE CARGA ESTÁN EN KILONEWTONS. SE DEBE CONSIDERAR ADEMÁS LA PRESIÓN DEL VIENTO Y EL PESO PROPIO.

Propietario:	UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA	
Instalación:	FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
Proyecto:	TESIS	
Título:	COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE ESTRUCTURAS EN LÍNEAS DE TRANSMISIÓN DE ENERGÍA ELÉCTRICA DEBIDO A LA ACCIÓN DEL VIENTO	
Fecha:	2017	Aprobó: R. Vivanco

Rev.	Descripción de Modificación	Fecha	Responsable
1			
2			
3			
4			
5			

Propietario:  Plano NP: **LÁMINA 1/2**

Sección: UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Especialidad: ESTRUCTURAS METÁLICAS

Dibujó: R. Vivanco

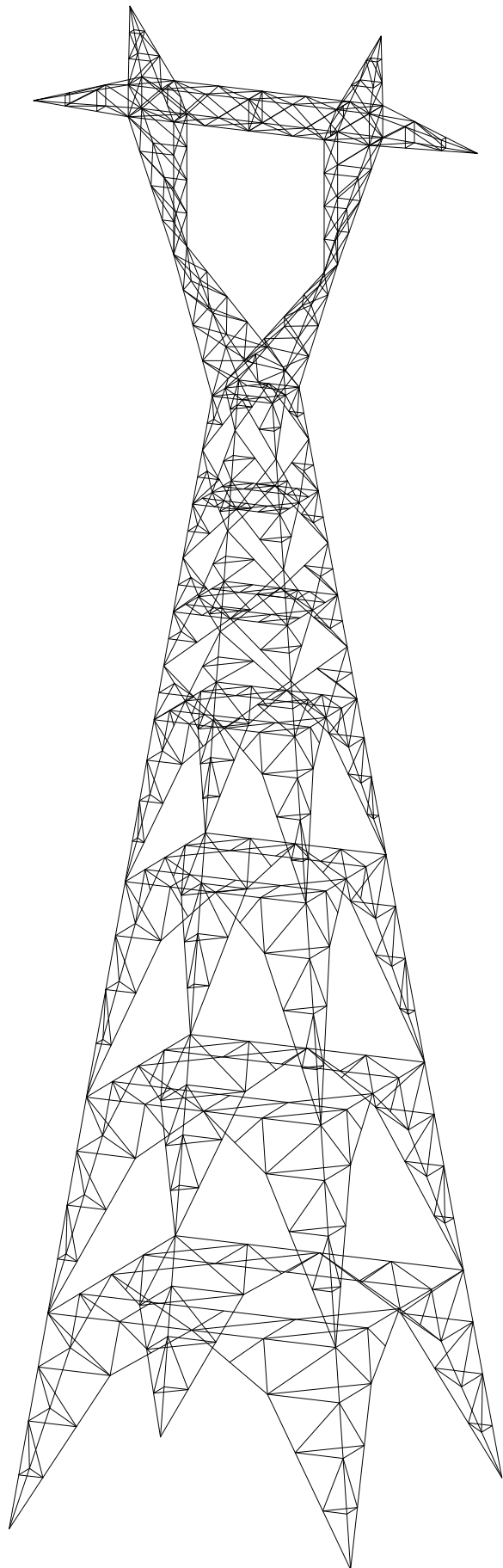
Diseño: R. Vivanco

Revisó: R. Vivanco

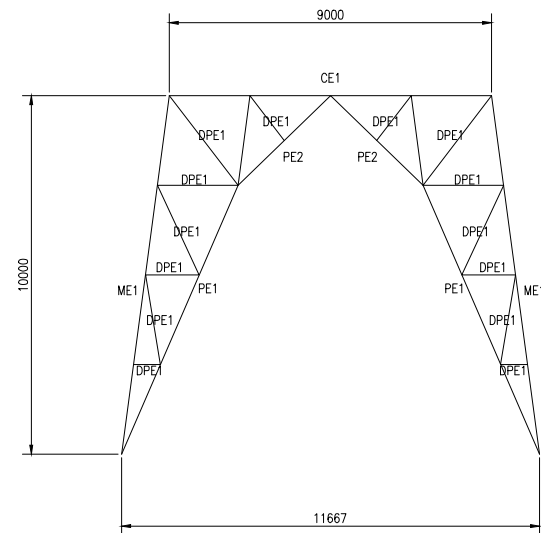
Vº Bº: R. Vivanco

Escala: Indicada

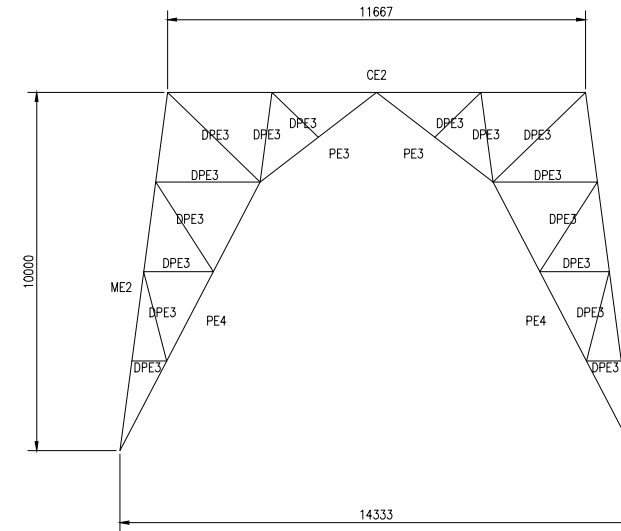
Fecha: 2017 Formatos: A-3



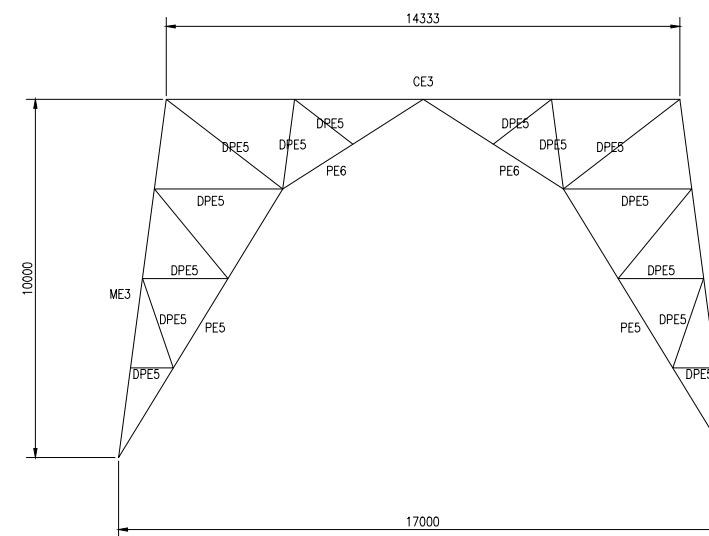
VISTA ISOMÉTRICA
ESC.: S/E



EXTENSIÓN +10
ESC.: 1/100



EXTENSIÓN +20
ESC.: 1/100



EXTENSIÓN +30
ESC.: 1/100

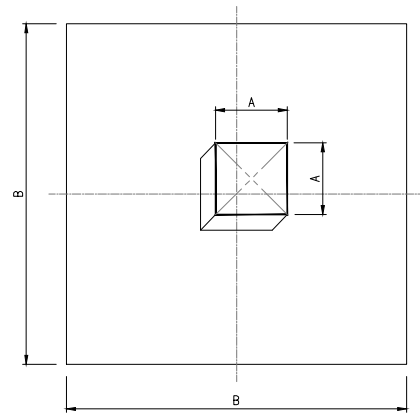
LISTADO DE ELEMENTOS					
GRUPO	PERFIL	Ø PERNO	Ø PERF.	CANTIDAD	PLANOS DE CORTE
ME3	L5"x6"	8"	12"	8	1
ME2	L5"x6"	8"	12"	8	1
ME1	L5"x6"	8"	12"	8	1
PE5	L5"x6"	8"	12"	3	1
PE3	L4"x6"	8"	12"	3	1
PE1	L3"x4"	8"	12"	3	1
PE6	L5"x6"	8"	12"	2	1
PE4	L4"x6"	8"	12"	2	1
PE2	L3"x4"	8"	12"	2	1
CE3	L3"x4"	8"	12"	2	1
CE2	L3"x4"	8"	12"	2	1
CE1	L2"x4"	8"	12"	2	1
CDE3	L5"x6"	8"	12"	1	1
CDE2	L4"x6"	8"	12"	1	1
CDE1	L2"x6"	8"	12"	1	1
DPE5	L4"x6"	8"	12"	1	1
DPE3	L3"x4"	8"	12"	1	1
DPE1	L3"x4"	8"	12"	1	1
DPE6	L6"x6"	8"	12"	1	1
DPE4	L5"x6"	8"	12"	1	1
DPE2	L3"x4"	8"	12"	1	1

- NOTAS:
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN MILÍMETROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
 - TODOS LOS ELEMENTOS METÁLICOS CUMPLEN LA NORMA ASTM A-572. LOS PERNOS CUMPLEN LA NORMA ASTM A394.
 - CADA PERNO DE CONEXIÓN IRÁ PROVISTO DE TUERCA, ARANDELA PLANA, ARANDELA DE PRESIÓN Y LOS ELEMENTOS DE CUÑA NECESARIOS. ESTOS ELEMENTOS DEBEN SUMINISTRARSE SEGÚN LAS NORMAS ASTM A-563, ASTM F-436, ANSI B18.21.1 Y ASTM F-436 RESPECTIVAMENTE.
 - LA GEOMETRÍA DE LAS ESTRUCTURAS DE SOPORTE ESTÁ ACOTADA A GRAMILES DE LOS PERFILES ANGULARES.

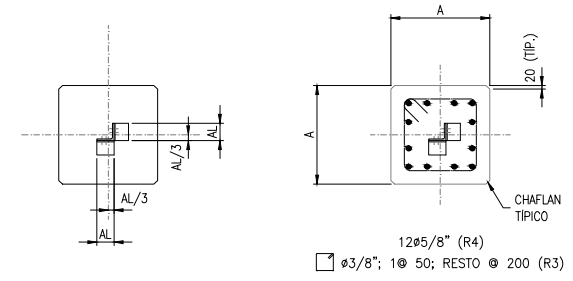
Planos Conexos	Propietario:		Plano N°:
			
Notas	Sección:		Especialidad:
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA		ESTRUCTURAS METÁLICAS
Empresa:	Instalación:		Dibujó: R. Vivanco
	FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL		Diseño: R. Vivanco
Fecha: 2017	Proyecto:		Revisó: R. Vivanco
	TESIS		Vº Bº: R. Vivanco
Aprobó: R. Vivanco		Título:	
Diseño: R. Vivanco		COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE ESTRUCTURAS	
Revisó: R. Vivanco		EN LÍNEAS DE TRANSMISIÓN DE ENERGÍA ELÉCTRICA	
Aprobó: R. Vivanco		DEBIDO A LA ACCIÓN DEL VIENTO	
Fecha: 2017		Escala: Indicada	
Fecha: 2017		Fecha: 2017	
Fecha: 2017		Formato: A-3	

ANEXO D

Planos de Fundaciones

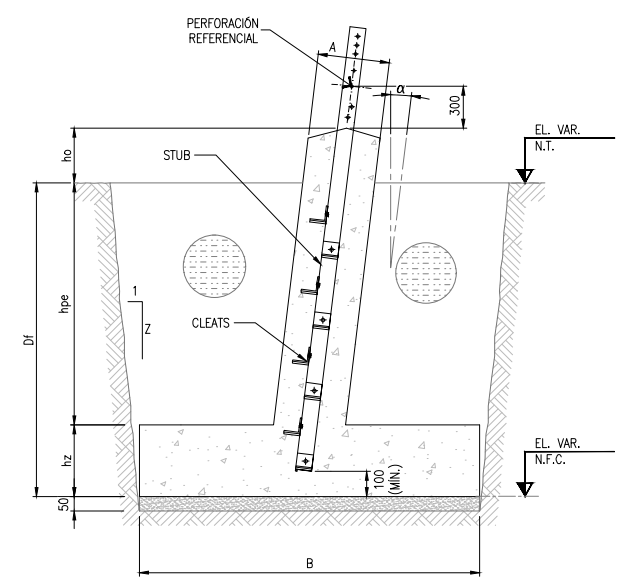


ENCOFRADO
VISTA EN PLANTA DE FUNDACIÓN
S/E

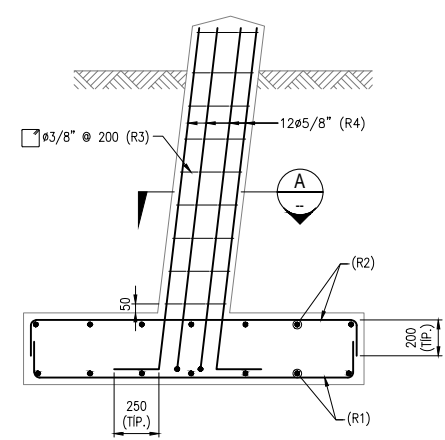


UBICACIÓN DE LA MONTANTE EN EL PEDESTAL
SECCIÓN A-A
S/E

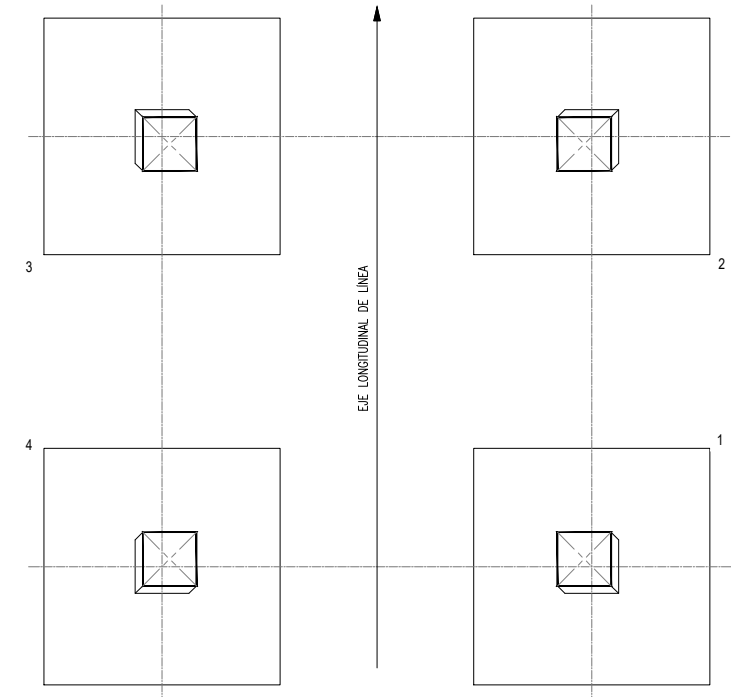
REFUERZO
SECCIÓN A-A
S/E



ENCOFRADO
ELEVACIÓN TÍPICA DE FUNDACIÓN
S/E



REFUERZO
ELEVACIÓN TÍPICA DE FUNDACIÓN
S/E



PUNTO DE DERIVACIÓN
DISPOSICIÓN DE FUNDACIONES - VISTA EN PLANTA
S/E

TIPO TORRE	DIMENSIONES DE LA FUNDACIÓN						REFUERZO			
	B (m)	Df (m)	A (m)	hpe (m)	hz (m)	ho (m)	R1 (Ø1/2")	R2 (Ø1/2")	R3 (Ø3/8")	R4 (Ø5/8")
T±0	2,35	3,00	0,50	2,65	0,35	0,30	10	12	12	8
T+10	2,45	3,00	0,50	2,65	0,35	0,30	10	14	12	8
T+20	2,60	3,00	0,50	2,65	0,35	0,30	10	18	12	8
T+30	2,80	3,00	0,50	2,65	0,35	0,30	10	23	12	8

- ABREVIATURAS:
- EL. : ELEVACIÓN
 - VAR. : VARIABLE
 - TIP. : TÍPICO
 - Ø : DIÁMETRO
 - AL : ALA PERFIL METÁLICO
 - e : ESPESOR
 - N.T. : NIVEL DE TERRENO
 - N.T.C. : NIVEL TOPE DE CONCRETO
 - N.F.Z. : NIVEL FONDO DE ZAPATA

- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**
- CONCRETO
- CONCRETO ARMADO $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - SOLADO $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
 - CEMENTO PORTLAND TIPO I
- ACERO DE REFUERZO
- BARRAS CORRUGADAS $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - ASTM A-615 Gr.60
- ESTUDIO DE SUELOS
- CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO $\sigma = 1,00 \text{ kg/cm}^2$
- RECUBRIMIENTO
- CONTRA EL TERRENO 70mm.
 - EN CONTACTO CON EL RELLENO 50mm.

- LEYENDA:**
- RELLENO COMPACTADO
 - SOLADO
 - TERRENO EXISTENTE
 - CONCRETO
 - NUOVO

Planos Conexos	
Notas	
Empresa:	Sección:
Dibujó:	R. Vivanco
Diseño:	R. Vivanco
Revisó:	R. Vivanco
Aprobó:	R. Vivanco
Fecha:	2017

Rev.	Descripción de Modificación	Fecha	Responsable

Propietario:

Plano N°: **LÁMINA 1/1**

Sección: UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Instalación: FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Proyecto: TESIS

Título: COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE ESTRUCTURAS EN LÍNEAS DE TRANSMISIÓN DE ENERGÍA ELÉCTRICA DEBIDO A LA ACCIÓN DEL VIENTO

Fecha: 2017

Formato: A-3