



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**DESARROLLO DE CURVAS DE FRAGILIDAD PARA TORRES DE TRANSMISIÓN
CONSIDERANDO INCERTIDUMBRE EN LA RESISTENCIA Y EN LOS
MATERIALES.**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ERICK ALEMÁN LÓPEZ

TUTOR:
ADRIÁN POZOS ESTRADA
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

CIUDAD UNIVERSITARIA, CIUDAD DE MÉXICO, SEPTIEMBRE 2018.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. José Alberto Escobar Sánchez

Secretario: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

Vocal: Dr. Adrián Pozos Estrada

1^{er.} Suplente: Dr. Orlando Javier Díaz López

2^{do.} Suplente: Dr. Jaime García Pérez

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Instituto de Ingeniería UNAM. Ciudad Universitaria. Ciudad de México.

TUTOR DE TESIS:

DR. ADRIÁN POZOS ESTRADA

FIRMA

DEDICATORIA

A mis padres, Maria y Moises, por todo su apoyo y motivación en cada uno de los objetivos que me he planteado cumplir.

A mis tíos, Aracely y Gerardo, por brindarme su hogar al comienzo de esta etapa.

Y en general a toda mi familia que de alguna forma u otra siempre me han apoyado.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Adrián Pozos por permitirme ser parte de su equipo de trabajo y a la orientación que me brindó en el desarrollo de esta investigación.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por darme la oportunidad de formar parte de la máxima casa de estudios del país y ampliar mi preparación profesional.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACyT, por el apoyo económico brindado para realizar mis estudios de maestría.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por las instalaciones y equipo de trabajo prestado durante el desarrollo de esta investigación.

A Mónica por ser parte de mi vida y llegar en una etapa muy especial e importante de mi vida.

Un agradecimiento especial para los mejores maestros y amigos que me pude encontrar durante esta maravillosa etapa, Giovanni, Salvador, Nina, Noe, Luis y Emmanuel.

Y en general a cada uno de los profesores que me impartieron alguna asignatura ya que me llevo el conocimiento transmitido en cada una de sus clases.

iii;GRACIAS TOTALES!!!!

Contenido

Resumen	III
Abstract	IV
Índice de figuras	V
Índice de tablas.....	VIII
Capítulo 1 Introducción.....	1
1.2.-Objetivos	2
1.3.- Justificación	2
1.4.- Estado del arte.....	3
Capítulo 2 Amenaza eólica en México.....	6
2.1.- Definición de amenaza.....	6
2.2.- Descripción de los tipos de viento	6
2.3.- Clasificación de los tipos de viento.....	7
2.4.- Clasificación de la velocidad de los vientos	9
2.5.- Eventos climatológicos severos asociados a la amenaza eólica.....	10
2.5.1.- Huracanes.....	10
2.5.2.- Tornados	11
2.6.- Principales afectaciones en líneas de transmisión durante eventos climatológicos severos	12
Capítulo 3 Características de las líneas de transmisión.....	13
3.1.-Definición	13
3.2.- Requisitos para el diseño de una línea de transmisión	13
3.3.- Componentes de una línea de transmisión	14
3.4- Definición de torre autosoportada.....	18
3.5.- Clasificación de las torres de transmisión.....	18
Capítulo 4 Características y descripción del modelo de torre tipo 53T10.....	20
4.1.- Descripción del modelo	20
4.2.- Modelo en <i>ANSYS Mechanical APDL V13.0</i>	22
4.3.- Propiedades no lineales del material	24
4.4.- No linealidad geométrica	26
4.5.- Análisis transitorio dinámico no lineal (Paso a paso)	27
4.5.1.- Método de integración de Newmark	28
4.5.2.- Método de Newton Raphson para problemas no lineales	29
4.5.3.- Amortiguamiento de Rayleigh	29
Capítulo 5 Fuerzas a las que se somete una torre de transmisión.....	34
5.1.- Peso y tensión mecánica en cables conductores y de guarda.....	34

5.1.1.- Ecuación de la catenaria para el cálculo de tensiones mecánicas	35
5.2.- Fuerzas inducidas por el viento.....	38
5.2.1.- Perfil medio del viento (Metodología CFE).....	38
5.2.2.- Simulación de la parte turbulenta del viento (Software SVT pro V2.0)	41
5.2.3.- Cálculo de fuerzas sobre la estructura de soporte	44
5.3- Fuerzas del viento sobre los conductores.....	48
5.3.1.- Factor de amplificación dinámica para conductores (F_{ADC})	50
Capítulo 6 Curva de capacidad empleando el análisis dinámico incremental.....	53
6.1.- Análisis Dinámico Incremental (IDA).....	54
6.2.- Consideraciones tomadas en el análisis IDA	57
6.2.1.- Análisis modal.....	57
6.2.2.- Cálculo de amortiguamiento de Rayleigh.....	59
6.2.3.- Material	59
6.2.4.- Duración de análisis	60
6.2.5.- Escalamiento de señales.....	60
6.3.-Resultados del Análisis Dinámico Incremental	60
Capítulo 7 Análisis probabilista	66
7.1.- Definición de curvas de fragilidad	67
7.2.- Estados límite.....	68
7.2.1.- Fallas comunes en torres de transmisión.....	68
7.2.3.- Límites de desplazamiento	72
7.3.- Cálculo de curvas de fragilidad para torre de transmisión tipo 53T10	77
7.4.- Comparación de curvas de colapso para diferentes direcciones	81
Capítulo 8 Incertidumbre en las propiedades del material	83
8.1.- Incertidumbre en los materiales	83
8.2.- Simulación de Monte Carlo	85
8.2.1.- Resultados de Simulación de Monte Carlo	86
8.3.- Comparación de la respuesta entre análisis deterministas y análisis con incertidumbre	96
8.4.- Mapas de fragilidad.....	97
Capítulo 9 Conclusiones y comentarios	104
Anexo A	106
Anexo B.....	111
Anexo C.....	114
Referencias	118

Resumen

En la República Mexicana existen zonas en las cuales se presentan frecuentemente eventos climatológicos con ráfagas de viento importantes, este tipo de eventos se dan en forma de huracanes, tornados y tormentas severas. Dado este escenario el sistema eléctrico nacional sufre daños en su infraestructura, principalmente en las líneas de transmisión y distribución. De acuerdo a los reportes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) y la Comisión Federal de Electricidad (CFE), el colapso de las torres de transmisión es elevado y esto trae consigo la interrupción del servicio eléctrico, el cual se pretende que esté en funcionamiento durante este tipo de eventos para poder atender emergencias y necesidades de la población.

Diversos estudios han demostrado que las curvas de fragilidad son una herramienta útil para evaluar la fragilidad o probabilidad de excedencia de estados límites ante amenaza sísmica o eólica.

En el presente trabajo se busca establecer una metodología para obtener curvas de fragilidad que asocien la probabilidad del colapso de las torres de transmisión con la velocidad del viento, incluyendo la respuesta dinámica generada por la parte turbulenta del viento. Para obtener la capacidad de la estructura se emplea un Análisis Dinámico Incremental (IDA) considerando las propiedades no lineales del material y la no linealidad geométrica. Se emplean señales simuladas tiempo historia de la velocidad del viento con las cuales se caracterizan las fuerzas que actúan sobre la estructura. Se incluye la incertidumbre de las propiedades del material, resistencia a la fluencia (f_y) y módulo de elasticidad (E), para comparar la respuesta y capacidad de la estructura con un análisis determinista.

Finalmente, se realizan mapas de fragilidad con base en las velocidades regionales del “Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Viento” para diferentes estados límites.

Abstract

In the Mexican Republic there are areas where climatological events with important wind gusts frequently occur, this type of events occurs in form of hurricanes, tornadoes and severe storms. In this scenario, the national electric system suffers damage to its infrastructure, mainly in transmission and distribution lines. According to del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) and Comisión Federal de Electricidad (CFE) reports, the transmission towers collapse is high, whit the consequence of electric service interruption, which is expected to be functional during this type of events to be able to attend emergencies and population needs.

Several studies have shown that fragility curves are a very useful tool to evaluate the probability of exceedance of limit states under seismic or wind hazard.

The purpose of the present work is to establish a methodology to obtain fragility curves that associate the probability of collapse of transmission towers with the wind speed, including the dynamic response generated by the turbulent part of the wind. To obtain the capacity of the structure, an Incremental Dynamic Analysis (IDA) considering the material nonlinear properties and geometric nonlinearity is used. Simulated time-history signals of the wind speed are used to characterize the forces that act on the structure. Uncertainty of material properties, yield strength (f_y) and modulus of elasticity (E) are included to compare the response and capacity of the structure with a deterministic analysis.

Finally, fragility maps are developed based on the regional velocities of the “Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Viento” for different limit states.

Índice de figuras

Figura 1.1 Esquema general de una red eléctrica (Tomada de https://goo.gl/Wse8cZ)	1
Figura 1.2 Curva de capacidad para diferentes ángulos (Zhang, et al., 2015).....	3
Figura 1.3 Curva de fragilidad y curva crítica de colapso (Fu, et al., 2015)	4
Figura 1.4 Resultados obtenidos del modelo de elemento finito y ensaye a escala real (Rao, et al., 2010).....	4
Figura 1.5 Capacidad de elementos obtenida con normativa, análisis de elemento finito y ensaye (Rao, et al., 2010).5	
Figura 2.1 Vientos planetarios (Tomada de https://goo.gl/MF3XKg)	7
Figura 2.2 Estructura de un huracán (Dyrbye & Hansen, 1997)	10
Figura 2.3 Sección transversal de una tormenta.....	11
Figura 3.2 Cable conductor tipo ACSR (Tomada de https://goo.gl/99NYJ6).....	14
Figura 3.3 Cable de guarda tipo CGFO (Tomada de https://goo.gl/ykHycm)	14
Figura 3.4 Amortiguador tipo stockbridge (Tomada de https://goo.gl/xwJGyE).....	15
Figura 3.5 Separador preformado (C.F.E., 2012).....	15
Figura 3.6 Aisladores tipo (C.F.E., 2012)	16
Figura 3.7 Herrajes y accesorios (C.F.E., 2012)	16
Figura 3.8 Estructuras de soporte, a) torre autosoportada, b) torre de retenidas tipo portal, c) poste troncocónico y d) estructura formada por poste de madera (C.F.E., 2012).....	17
Figura 3.9 Trayectoria de la línea de transmisión (C.F.E., 2012)	19
Figura 4.1 Geometría y perfiles de torre de transmisión tipo 53T10	21
Figura 4.2 Geometría de elemento BEAM 188 (ANSYS-Inc., 2013).....	22
Figura 4.3 Asignación de secciones en ANSYS Mechanical APDL V13.0.....	22
Figura 4.4 Modelo de torre de transmisión tipo 53T10 en ANSYS Mechanical APDL V13.0	23
Figura 4.5 Elementos tridimensionales de torre de transmisión en ANSYS Mechanical APDL V13.0	23
Figura 4.6 Modelo Multilinear Kinematic Hardening.....	24
Figura 4.7 Curva esfuerzo-deformación del acero ASTM A-992	25
Figura 4.8 Curva esfuerzo-deformación del acero ASTM A-992 en ANSYS Mechanical APDL V13.0.....	25
Figura 4.9 Deformación no lineal de una viga en cantiléver.....	26
Figura 4.10 Comportamiento no conservativo de una viga en cantiléver	27
Figura 4.11 Gráfico descriptivo del método de Newton-Raphson	29
Figura 4.12 Amortiguamiento proporcional a la masa (izquierda) y amortiguamiento proporcional a la rigidez (derecha), (Chopra, 2014).	30
Figura 4.13 Variación de las fracciones de amortiguamiento modal con la frecuencia natural.	32
Figura 4.14 Amortiguamiento de Rayleigh.....	33
Figura 5.1 Cable suspendido de dos puntos de apoyo colocados al mismo nivel, (C.F.E., 2012)	36
Figura 5.2 Claro efectivo, flecha de cables conductores y cables de guarda.....	37
Figura 5.3 Tensiones y peso de cables sobre crucetas.....	37
Figura 5.4 Señales de viento a diferentes alturas	38
Figura 5.5 Perfil medio del viento.....	40
Figura 5.6 Interfaz de programa SVTpro V2.0	42
Figura 5.7 Comparación de la distribución de energía (Ortegón & Pozos-Estrada, 2017)	43
Figura 5.8 Interfaz de programa SVTpro V2.0, configuración de análisis sistemático.....	43
Figura 5.9 Señal de viento turbulento (Suma de la parte media y la parte turbulenta).....	44

Figura 5.10 Factor de solidez.....	45
Figura 5.11 Distribución de fuerzas en nodos de estructura	45
Figura 5.12 Ejemplo de cálculo de historia de fuerzas en el tiempo	47
Figura 5.13 Condiciones geométricas para la aplicación de las cargas de viento sobre un conductor o cable (C.F.E., 2012)	48
Figura 5.14 Acción del viento sobre los conductores y su fuerza resultante sobre los apoyos (C.F.E., 2012)	49
Figura 6.1 Curva de capacidad.....	53
Figura 6.2 Curva de capacidad dinámica empleando metodología IDA	54
Figura 6.3 Diagrama de flujo para obtener la curva de capacidad empleando la metodología IDA	57
Figura 6.4 Formas modales para los primeros seis modos.....	58
Figura 6.5 Amortiguamiento de Rayleigh para torre de transmisión tipo 53T10.....	59
Figura 6.6 Incremento del ángulo de incidencia del viento.....	60
Figura 6.7 Efectos de la dirección del viento en la respuesta de la estructura	61
Figura 6.8 Variación de las fuerzas en las crucetas de acuerdo a la dirección del viento con una velocidad de $V_{10} = 60$ m/s (216 km/h)	61
Figura 6.9 Curvas de capacidad para las direcciones 0° y 15°	62
Figura 6.10 Curvas de capacidad para las direcciones 30° y 45°	63
Figura 6.11 Curvas de capacidad para las direcciones 65° y 90°	64
Figura 6.12 Resumen de curvas de capacidad promedio, con material determinista	65
Figura 7.1 Nodo de control tomado como medida de daño (MD)	66
Figura 7.2 Falla por flexión en el cuerpo de la torre (IIUNAM, 2015).....	68
Figura 7.3 Falla por flexión en la base de la torre (IIUNAM, 2015).....	69
Figura 7.4 Falla por arrancamiento de los cimientos de la torre (IIUNAM, 2015).....	69
Figura 7.5 Esquema general de ensayos a escala real en el CSIR-SERC (Rao, et al., 2010)	69
Figura 7.6 Falla por pandeo en elemento principal de torre (piernas), (Rao, et al., 2010).....	70
Figura 7.7 Falla por flexión cerca de la base debido al pandeo en elemento principal (Rao, et al., 2010).....	70
Figura 7.8 Comportamiento de torre 53T10 obtenido del análisis (Tapia-Hernández , et al., 2016)	71
Figura 7.9 Curva de capacidad, Cortante basal vs. Deriva global (Tapia-Hernández , et al., 2016).....	71
Figura 7.10 Grupos de elementos para identificar zona de falla	72
Figura 7.11 Historia en el tiempo de los esfuerzos en elementos.....	73
Figura 7.12 Gráfico Esfuerzo axial vs. Desplazamiento global	73
Figura 7.13 Límites de desplazamiento y porcentaje del esfuerzo de fluencia en elementos	74
Figura 7.14 Relación de esfuerzos en tensión y compresión (izquierda a derecha) para los límites de desplazamientos 25 cm y 50 cm.....	75
Figura 7.15 Relación de esfuerzos en tensión y compresión (izquierda a derecha) para los límites de desplazamientos 70 cm y 90 cm.....	76
Figura 7.16 Límites de desplazamiento sobre curvas de capacidad para dirección crítica (0° grados)	77
Figura 7.17 Ajuste de distribución de probabilidad Log-normal para límites de desplazamiento	78
Figura 7.18 Ajuste de distribución de probabilidad Weibull para límites de desplazamiento	78
Figura 7.19 Papel de probabilidad Log-normal para límites de desplazamiento	79
Figura 7.20 Papel de probabilidad Weibull para límites de desplazamiento.....	79
Figura 7.21 Curvas de fragilidad para dirección crítica (0°)	80
Figura 7.22 Curvas de fragilidad para el colapso en diferentes direcciones	81
Figura 7.23 Curvas de fragilidad $< 10\%$ de probabilidad de colapso en diferentes direcciones	82
Figura 8.1 Densidad de probabilidad y distribución acumulada de la resistencia a la fluencia, f_y	84
Figura 8.2 Densidad de probabilidad y distribución acumulada del módulo de elasticidad, E	84
Figura 8.3 Simulación de Montecarlo.....	85
Figura 8.4 Bilinear Kinematic Hardening.	86
Figura 8.5 Simulación de Montecarlo y obtención de las curvas de capacidad y fragilidad.....	87
Figura 8.6 De izquierda a derecha histograma de 10 números aleatorios, densidad de probabilidad y distribución acumulada para el módulo de elasticidad y resistencia a la fluencia.....	88

Figura 8.7 De izquierda a derecha histograma de 50 números aleatorios, densidad de probabilidad y distribución acumulada para el módulo de elasticidad y resistencia a la fluencia.....	89
Figura 8.8 De izquierda a derecha histograma de 100 números aleatorios, densidad de probabilidad y distribución acumulada para el módulo de elasticidad y resistencia a la fluencia.....	90
Figura 8.9 De izquierda a derecha histograma de 300 números aleatorios, densidad de probabilidad y distribución acumulada para el módulo de elasticidad y resistencia a la fluencia.....	91
Figura 8.10 Curva de capacidad promedio y curvas de fragilidad para 10 números aleatorios	92
Figura 8.11 Curva de capacidad promedio y curvas de fragilidad para 50 números aleatorios	93
Figura 8.12 Curva de capacidad promedio y curvas de fragilidad para 100 números aleatorios	94
Figura 8.13 Curva de capacidad promedio y curvas de fragilidad para 300 números aleatorios	95
Figura 8.14 Coeficientes de variación de la respuesta para cada conjunto de análisis.....	96
Figura 8.15 Curvas de capacidad promedio para análisis con incertidumbre y curva de capacidad determinista	97
Figura 8.16 Mapa de fragilidad estructural con un límite de desplazamiento de 25cm para un periodo de retorno de 10 años	98
Figura 8.17 Mapa de fragilidad estructural con un límite de desplazamiento de 25cm para un periodo de retorno de 50 años	99
Figura 8.18 Mapa de fragilidad estructural con un límite de desplazamiento de 50cm para un periodo de retorno de 50 años	100
Figura 8.19 Mapa de fragilidad estructural con un límite de desplazamiento de 25cm para un periodo de retorno de 200 años	101
Figura 8.20 Mapa de fragilidad estructural con un límite de desplazamiento de 50cm para un periodo de retorno de 200 años	102
Figura 8.21 Mapa de fragilidad estructural con un límite de desplazamiento de 70cm para un periodo de retorno de 200 años	103
Figura I Papeles de probabilidad y curvas de fragilidad para la dirección 15 grados	106
Figura II Papeles de probabilidad y curvas de fragilidad para la dirección 30 grados	107
Figura III Papeles de probabilidad y curvas de fragilidad para la dirección 45 grados.....	108
Figura IV Papeles de probabilidad y curvas de fragilidad para la dirección 65 grados	109
Figura V Papeles de probabilidad y curvas de fragilidad para la dirección 90 grados.....	110
Figura VI Curva esfuerzo-deformación del acero ASTM-992 multilínea y bilínea.....	111
Figura VII Columna empotrada y sección transversal en interfaz del software ANSYS Mechanical APDL V13.0 .	112
Figura VIII Ciclos histeréticos para columna, con modelos multilínea y bilínea	112
Figura IX Curva de capacidad para torre de transmisión utilizando un modelo bilínea y multilínea	113

Índice de tablas

Tabla 1 Escala de Beaufort de la fuerza de los vientos (Tomada de https://goo.gl/PiiCwe).....	9
Tabla 2 Resumen de torres derribadas durante eventos climatológicos severos 1997-2015 (Tomada de Inzunza Aragón, 2014, C.F.E., 2000-2016 y CENAPRED, 2000-2015).....	12
Tabla 3 Propiedades de cable conductor tipo ACSR/AS 1113 (Extraído de CFE-E0000-18).....	35
Tabla 4 Propiedades de cable de guarda (Extraído de CFE-E0000-22).....	35
Tabla 5 Tensiones y peso de cables conductores y cables de guarda.....	36
Tabla 6 Factor de topografía local, F_T , (C.F.E., 2008).....	39
Tabla 7 Valores de α , δ y C , (C.F.E., 2008).....	40
Tabla 8 Velocidad básica de diseño calculada con la metodología de la CFE.....	41
Tabla 9 Parámetros necesarios para el cálculo de la historia de fuerzas.....	46
Tabla 10 Valores para b , d , α , K , Z_{min} , Z_0 y L_s (C.F.E., 2012).....	51
Tabla 11 Fuerzas en las crucetas para el caso $V_{10} = 36$ km/hr con $\theta = 0^\circ$	52
Tabla 12 Periodos de vibrar de la estructura.....	57
Tabla 13 Resumen de relación de esfuerzos en grupos de elementos principales.....	74
Tabla 14 Resumen de R^2 para ajustes de distribución Log-normal y Weibull obtenidas para las direcciones de análisis.....	80
Tabla 15 Descripción de regiones de daño al aplicar los estados límite.....	81
Tabla 16 Coordinación de resistencia típica (IIE, 1993).....	82
Tabla 17 Datos estadísticos de propiedades del acero ASTM A-992 Gr. 50.....	84
Tabla 18 Resumen de R^2 para ajustes de distribución Log-normal y Weibull obtenidas para los conjuntos de datos.....	92

Capítulo 1

Introducción

En la actualidad el uso de la energía eléctrica es de suma importancia para cualquier sector de la población, ya sea para realizar las actividades cotidianas de cualquier persona como para la industria y desarrollo del país. La red eléctrica del país está constituida por un conjunto de elementos interconectados (Figura 1.1) para suministrar energía eléctrica desde las centrales de generación a los puntos de consumo, para transportar y suministrar la energía eléctrica se emplean líneas de transmisión subterránea y líneas de transmisión aérea, siendo estas últimas el tema de estudio del presente documento.



Figura 1.1 Esquema general de una red eléctrica (Tomada de <https://goo.gl/Wse8cZ>)

Las líneas de transmisión aérea son un componente primordial de la red de energía eléctrica del país, este tipo de sistemas está compuesto por estructuras de soporte y circuitos eléctricos por los que se transporta la energía eléctrica. Para cubrir grandes distancias se emplean torres de acero auto soportadas como estructuras de soporte, las cuales deben ser capaces de soportar las tensiones mecánicas que se aplican a los cables conductores y de guarda. Además de las solicitaciones debidas al peso de los componentes, las torres deben soportar fuerzas que le inducen las corrientes de viento, siendo estos efectos los que provocan el mayor daño en este tipo de estructuras.

1.2.-Objetivos

El objetivo de este trabajo es obtener curvas de fragilidad que asocien la probabilidad del colapso de las torres de transmisión con la velocidad del viento, en las cuales se considere la respuesta dinámica generada por la parte turbulenta del viento. Para ello se realizan análisis estructurales y probabilísticos, el proceso utilizado en el estudio se describe de manera general en los siguientes puntos:

- Crear un modelo con las propiedades que representan a la estructura.
- Generar las simulaciones del viento donde se incluye la parte turbulenta del mismo, para esto se emplea el programa de libre acceso SVTpro V2.0 (Ortegón & Pozos-Estrada, 2017).
- Obtener la historia en el tiempo de las fuerzas que se aplican a la estructura.
- Realizar un análisis modal para obtener las propiedades dinámicas de la estructura.
- Obtener la curva de capacidad de la estructura mediante un análisis dinámico incremental (IDA), el cual se basa en las fuerzas obtenidas de las señales de viento y en varios análisis paso a paso o también conocido como tiempo historia que consideran las propiedades no lineales de los materiales y geométricas, con el fin de calcular el cortante en la base y el desplazamiento en la parte alta de la estructura.
- Establecer un límite de daño en la estructura.
- Obtener las curvas de fragilidad para la estructura, asociadas a un estado límite.

En las secciones posteriores se desarrollan los conceptos que se involucran en el proceso de estudio.

1.3.- Justificación

Con base en los reportes de instituciones como el CENAPRED y la CFE, se aprecia que los sistemas de transmisión y distribución de energía eléctrica del país son susceptibles a los efectos del viento durante eventos climáticos que azotan las zonas costeras, principalmente cuando se presentan huracanes y tormentas tropicales. Es imprescindible que estos sistemas permanezcan en servicio durante este tipo de eventos, debido a que son de vital importancia para atender emergencias.

De acuerdo a lo anterior, es importante observar la capacidad de las torres de transmisión que se construyen bajo los estándares de diseño vigentes en el país, para estimar su probabilidad de falla ante los efectos del viento, para ello se emplean las curvas de fragilidad, éstas se definen como “la representación gráfica de la función de distribución acumulada, de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite especificado, dada una respuesta estructural” (FEMA, 1999), en este caso la respuesta de la estructura está asociada a las fuerzas que induce el viento.

1.4.- Estado del arte

La aplicación de curvas de fragilidad es ampliamente usada en las áreas de ingeniería sísmica e ingeniería de viento, donde la fragilidad de una estructura está relacionada con su vulnerabilidad al evento que se esté estudiando (vulnerabilidad sísmica, eólica), y se puede cuantificar mediante curvas de fragilidad (FEMA, 1999).

La seguridad estructural de una torre de transmisión se ha ido estudiando bajo diferentes procesos, por ejemplo, Zhang et al., 2015, realizan un análisis que combina pruebas en túnel de viento y métodos probabilísticos para estimar la capacidad de este tipo de estructuras. Con las pruebas en túnel de viento se busca verificar que las expresiones para el cálculo del coeficiente de arrastre sean satisfactorias, además de obtener el ángulo de ataque del viento que provoca la mayor fuerza de arrastre sobre la torre. El análisis probabilístico se aplica para obtener las curvas de fragilidad que caracterizan la probabilidad del colapso de las torres, asociado a la velocidad del viento. Para el cálculo de la curva de capacidad se realiza el procedimiento empleado en la ingeniería sísmica con un análisis dinámico incremental (IDA). Para obtener las fuerzas que se inducen a la torre se generan historias en el tiempo de la velocidad del viento, donde las fluctuaciones del viento se tratan como un proceso estacionario gaussiano y se simulan como una superposición de funciones trigonométricas con ángulos de fase aleatorios conocido como el método de Shinozuka et al., 2000. De los resultados obtenidos de la investigación se observa que la torre de transmisión estudiada es más susceptible a los efectos del viento cuando tiene una dirección a 90 grados (Figura 1.2).

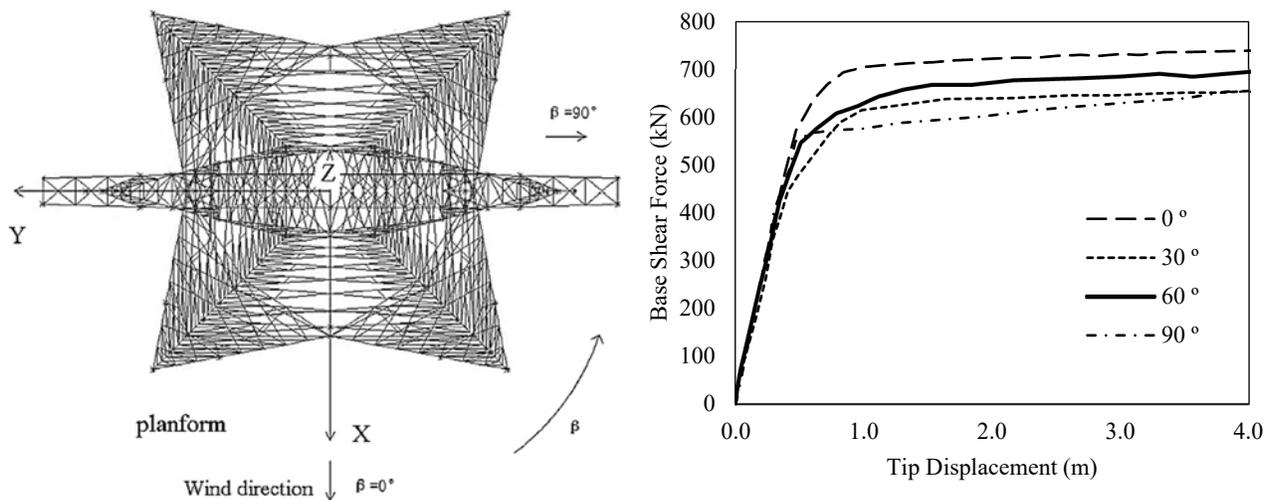


Figura 1.2 Curva de capacidad para diferentes ángulos (Zhang, et al., 2015)

Por otro lado, Fu, et al., 2015, realizan un estudio semejante al descrito anteriormente, pero incluyen el efecto de la lluvia, la cual aporta un incremento en la carga horizontal que se induce a las torres de transmisión durante las tormentas severas. En este análisis se busca establecer curvas de fragilidad y una curva crítica de colapso (CCC), la cual considere las combinaciones entre la velocidad del viento y la intensidad de la lluvia, como se muestra en la Figura 1.3. Para establecer la curva crítica de colapso utilizan una expresión que involucra la velocidad del viento y la intensidad de la lluvia, Ec. 1.1, esta ecuación da como resultado una velocidad que combina ambos efectos.

$$V_{10}^* = V_{10} + 0.009376 R^{0.7087} [\exp(0.006462 V_{10}) - 1.2486 \exp(-0.2769 V_{10})] \quad \text{Ec. 1.1}$$

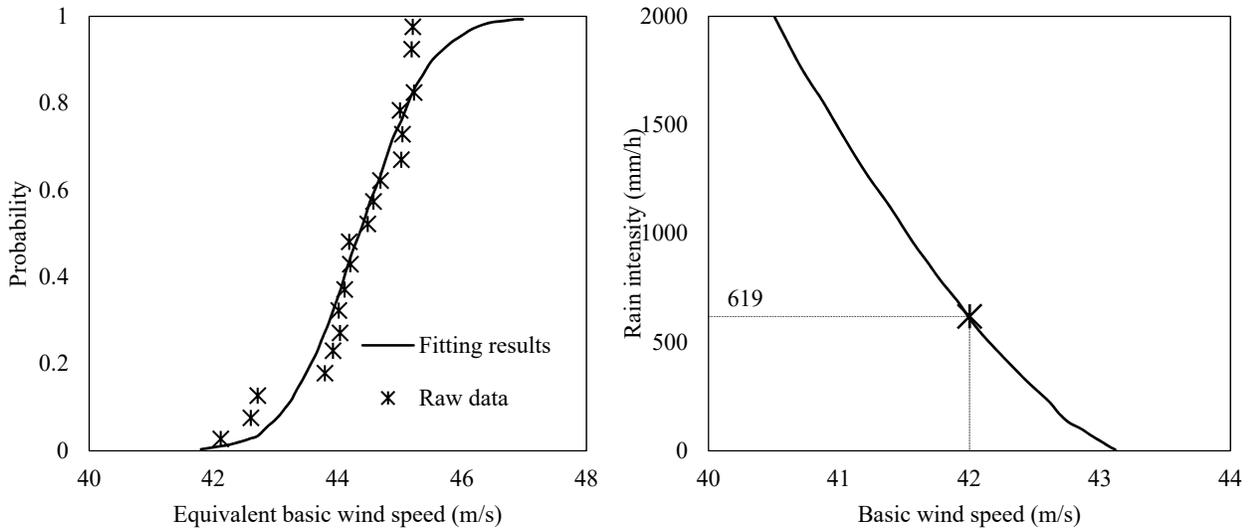


Figura 1.3 Curva de fragilidad y curva crítica de colapso (Fu, et al., 2015)

Las pruebas a escala real que realizan Rao et al., 2010, en el Tower Testing and Research Station, Structural Engineering Research Centre, Chennai (CSIR-SERC), han demostrado que las torres de transmisión presentan fallas prematuras, es decir, que éstas no alcanzan a resistir las cargas para las cuales fueron diseñadas. En este estudio se realizan comparaciones entre los resultados obtenidos de los ensayos a escala real y modelos de elemento finito. En la Figura 1.4 se muestran los resultados obtenidos de uno de los ensayos y la predicción del modelo de elemento finito.

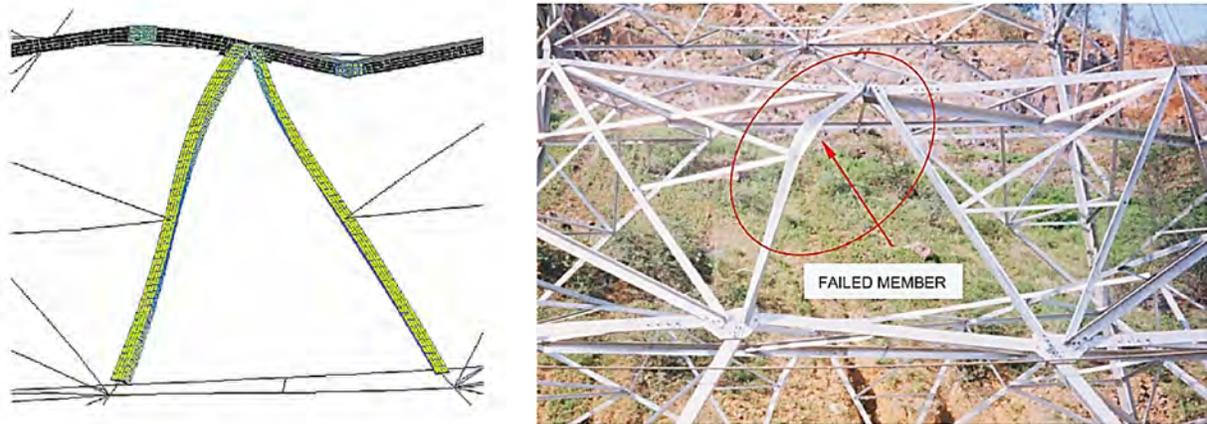


Figura 1.4 Resultados obtenidos del modelo de elemento finito y ensaye a escala real (Rao, et al., 2010)

Otro aspecto importante que se puede estudiar con los resultados de este tipo de pruebas, es la de comparar la capacidad de las estructuras mediante los métodos de análisis que se plantean en diferentes normativas y compararlo directamente con la capacidad obtenida de los ensayos a escala real. De acuerdo al estudio que

realiza Rao et al., 2010, se observa que la capacidad obtenida por el modelo FEM fue superior entre 7 y 14% que la obtenida en los ensayos a escala real para los diferentes modelos en estudio (Figura 1.5).

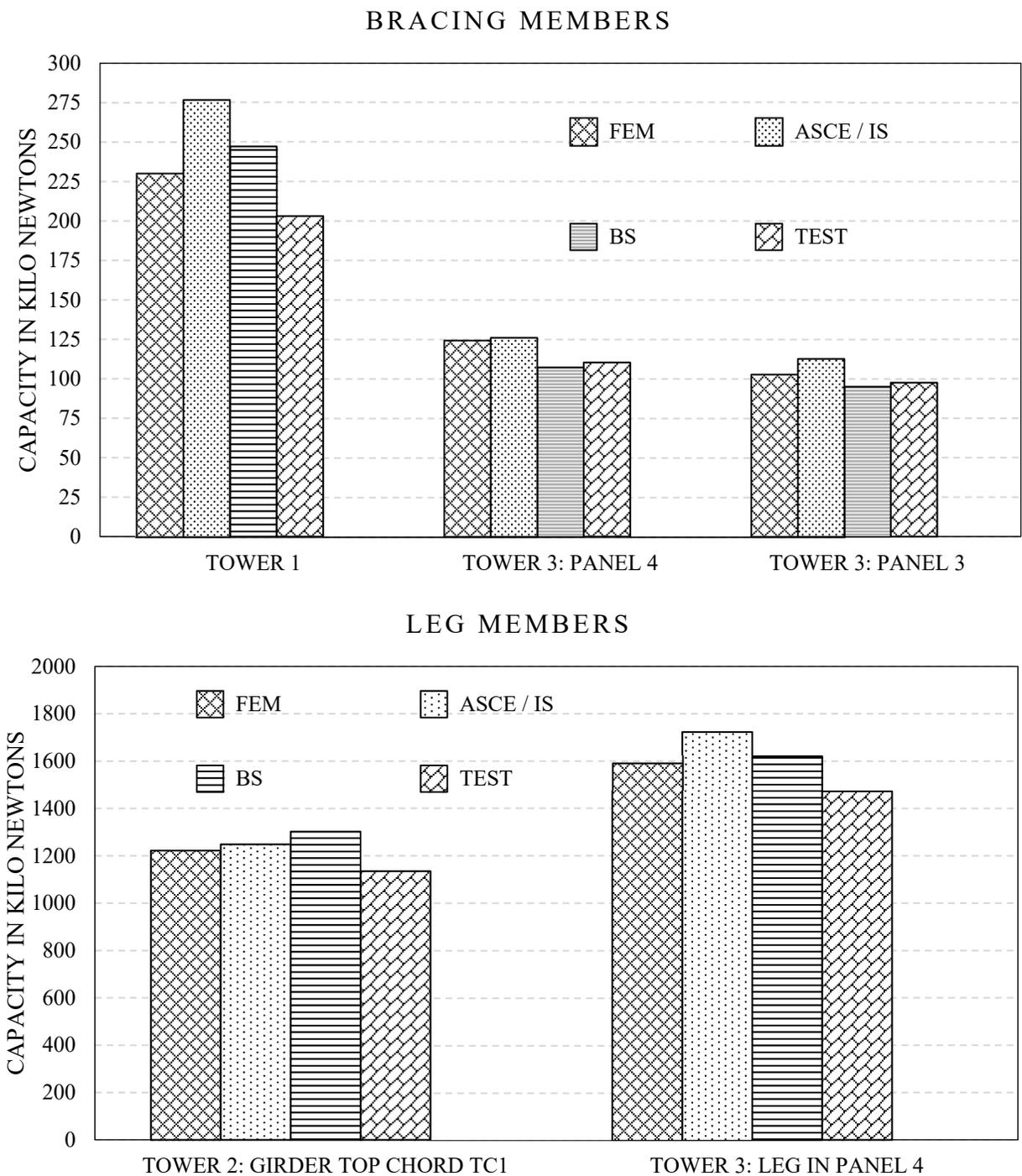


Figura 1.5 Capacidad de elementos obtenida con normativa, análisis de elemento finito y ensaye (Rao, et al., 2010)

Capítulo 2

Amenaza eólica en México

Un desastre puede definirse como un evento o suceso que ocurre en la mayoría de los casos en forma repentina e inesperada causando sobre los elementos sometidos alteraciones intensas, representadas por la destrucción o pérdida de la infraestructura. La amenaza eólica está asociada con desastres naturales como lo son los huracanes, ciclones tropicales o tifones y tornados, este tipo de desastres se pueden clasificar mediante escalas de intensidad.

2.1.- Definición de amenaza

La amenaza es representada por un peligro latente asociado con un fenómeno físico de origen natural o tecnológico que puede presentarse en un sitio específico y en un tiempo determinado produciendo efectos adversos en las personas, los bienes y/o el medio ambiente. Matemáticamente es expresado como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un evento con una cierta intensidad en un cierto sitio y en cierto periodo de tiempo.

2.2.- Descripción de los tipos de viento

El viento es una corriente de aire que se forma en la atmósfera por las diferencias de temperaturas y presión entre diversos puntos, es un elemento termodinámico del clima, la desigualdad de presiones atmosféricas producida por la diferencia de temperatura es la que origina el movimiento de las masas de aire, la velocidad y dirección puede ser modificada por la fuerza de movimiento de rotación de la tierra, a estas fuerzas se le conoce como fuerza de Coriolis, otro de los factores que afectan la forma y la velocidad con la que el viento se mueve es la topografía.

Con el pasar de los años y con el conocimiento de las características singulares del viento, se fue aplicando su investigación para una mejor construcción de edificaciones y estructuras, las cuales fueran capaces de resistir los embates del viento.

2.3.- Clasificación de los tipos de viento

a) Vientos planetarios

Suceden como consecuencia del movimiento de rotación terrestre. Estos vientos circulan ocupando grandes extensiones de la superficie de la Tierra, se caracterizan por mantener su constante dirección y facilitar así el transporte de gran cantidad de energía calórica (Figura 2.1).

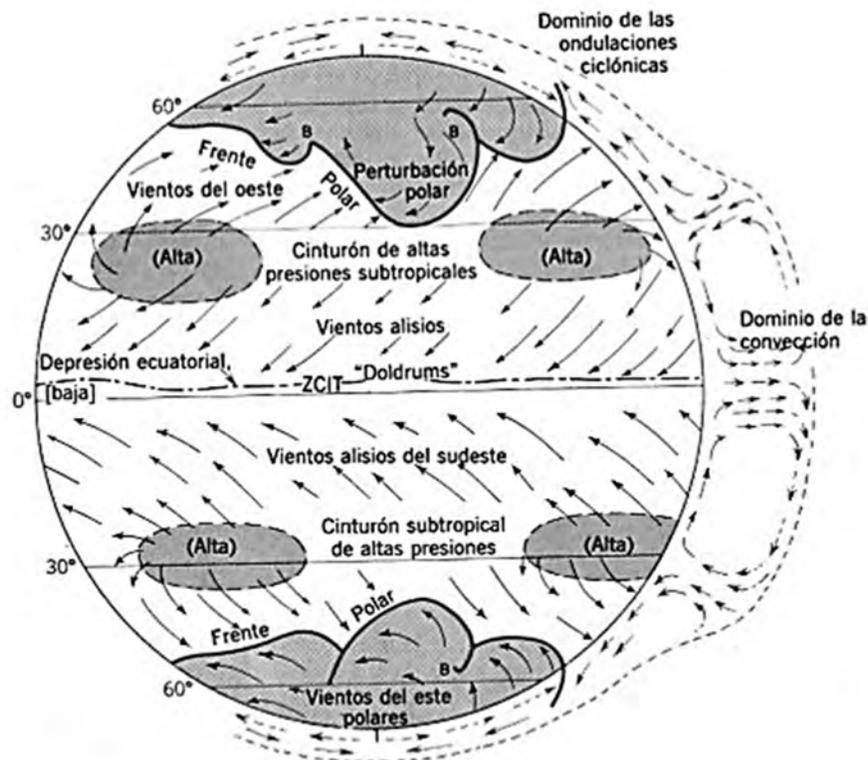


Figura 2.1 Vientos planetarios (Tomada de <https://goo.gl/MF3XKg>)

Dentro de los vientos planetarios se pueden encontrar tres grandes clasificaciones:

a.1) Vientos alisios

Comprenden una zona que va desde los trópicos hacia el Ecuador. Al ser su recorrido lo bastante extenso como para atravesar gran cantidad de superficie oceánica, cargan con bastante humedad que resulta en lluvias. El movimiento por el que se rigen es el de rotación de la Tierra, que determina su dirección constante, que puede ser noroeste o sudoeste.

a.2) Vientos contralisios

También comprenden desde los trópicos, pero, a diferencia de los vientos alisios, los vientos contralisios se dirigen hacia los círculos polares. Estos vientos son cálidos, aunque guardan una gran cantidad de humedad y también provocan lluvias.

a.3) Vientos circumpolares

Circulan desde los polos de la Tierra hacia los círculos polares. Esto resulta en que sean vientos muy fríos, que se originan en la inclinación del eje de la Tierra.

b) Vientos regionales

Los vientos regionales son aquellos en los que su dirección no permanece constante, sino que cambia de acuerdo a las estaciones del año, aunque a veces también pueden cambiar dependiendo el momento del día, y les da la característica de periodicidad.

Dentro de los vientos regionales podremos encontrar cuatro grandes clasificaciones.

b.1) Brisas

Llevan como acompañamiento el lugar en el que se originan (oceánicas, continentales, etcétera). Las brisas oceánicas se producen en todas las costas del mundo y se caracterizan por inducir una gran diferencia de temperatura. Las brisas continentales son típicas de regiones más alejadas de las corrientes marinas, y cambian de dirección entre el día y la noche, lo que genera ondas circulares, así como la existencia de heladas.

b.2) Ciclones

Se originan en torno a áreas de presión atmosférica baja, lo que atrae vientos con masas de aire más calientes que ascienden al estar en una temperatura más elevada que su entorno. Esto produce vientos arremolinados que, por lo general, son húmedos y cálidos. Existen clasificaciones de ciclones, entre los que destacamos los térmicos y los dinámicos. La dirección de los ciclones en el hemisferio sur es horaria, mientras que en el hemisferio norte lo realizan de manera antihoraria.

b.3) Anticiclones

Son característicos en áreas de presión atmosférica alta y que expulsan vientos de aire que desciende. De igual manera que los ciclones, estas reacciones pueden darse por cuestiones térmicas o dinámicas, lo que diferencia entre que provoque una catástrofe o no. Dentro de las cuestiones dinámicas, podremos encontrar anticiclones que provoquen un viento más gélido y no provocan el mal tiempo. Los anticiclones no traen precipitaciones, pero sí alteran las corrientes marinas.

b.4) Monzones

Se observan al cambiar de temperatura más rápido que el agua. Esto se da porque en verano el aire provoca un área de presión atmosférica baja, como resultado del aire que empieza a ascender sobre la superficie terrestre. Esto da origen a la formación de un ciclón estacional que hace que el viento, en verano, sople de

sur a norte y llegue con gran cantidad de lluvias. En invierno, los vientos proceden del interior y son secos y fríos. Los monzones aparecen en determinadas regiones con un régimen bastante general.

c) Vientos locales

Los vientos locales son precisamente locales, es decir, que se sienten en una sola área de la Tierra y, por lo general, se rigen por las grandes masas de agua que atraviesan.

Si bien pueden estar relacionados al circuito anticiclón/ciclón, los factores locales de estos vientos determinan las particularidades relacionadas a la intensidad y regularidad de los movimientos del aire. Algunos ejemplos de vientos locales son las brisas marinas y las brisas del valle, así también como los vientos catabáticos que se registran en los Alpes, los Andes o el Mar Mediterráneo.

2.4.- Clasificación de la velocidad de los vientos

Para clasificar la velocidad de los vientos se emplea la escala de Beaufort (Tabla 1), la cual asocia la velocidad del viento con un índice de intensidad. La escala se basa en el estado del mar y los efectos que causan las ráfagas de viento sobre la tierra, la escala fue establecida por Sir Francis Beaufort en 1805.

Tabla 1 Escala de Beaufort de la fuerza de los vientos (Tomada de <https://goo.gl/PiiCwe>)

Número de Beaufort	Velocidad del viento (km/h)	Nudos (millas náuticas/h)	Denominación	Aspecto del mar	Efectos en tierra
0	0 a 1	< 1	Calma	Despejado	Calma, el humo asciende verticalmente
1	2 a 5	1 a 3	Ventolina	Pequeñas olas, pero sin espuma	El humo indica la dirección del viento
2	6 a 11	4 a 6	Flojito (Brisa muy débil)	Crestas de apariencia vítrea, sin romper	Se caen las hojas de los árboles, empiezan a moverse los molinos de los campos
3	12 a 19	7 a 10	Flojo (Brisa Ligera)	Pequeñas olas, crestas rompientes.	Se agitan las hojas, ondulan las banderas
4	20 a 28	11 a 16	Bonancible (Brisa moderada)	Borreguillos numerosos, olas cada vez más largas	Se levanta polvo y papeles, se agitan las copas de los árboles
5	29 a 38	17 a 21	Fresquito (Brisa fresca)	Olas medianas y alargadas, borreguillos muy abundantes	Pequeños movimientos de los árboles, superficie de los lagos ondulada
6	39 a 49	22 a 27	Fresco (Brisa fuerte)	Comienzan a formarse olas grandes, crestas rompientes, espuma	Se mueven las ramas de los árboles, dificultad para mantener abierto el paraguas
7	50 a 61	28 a 33	Frescachón (Viento fuerte)	Mar gruesa, con espuma arrastrada en dirección del viento	Se mueven los árboles grandes, dificultad para caminar contra el viento
8	62 a 74	34 a 40	Temporal (Viento duro)	Grandes olas rompientes, franjas de espuma	Se quiebran las copas de los árboles, circulación de personas muy difícil, los vehículos se mueven por sí mismos.

Número de Beaufort	Velocidad del viento (km/h)	Nudos (millas náuticas/h)	Denominación	Aspecto del mar	Efectos en tierra
8	62 a 74	34 a 40	Temporal (Viento duro)	Grandes olas rompientes, franjas de espuma	Se quiebran las copas de los árboles, circulación de personas muy difícil, los vehículos se mueven por sí mismos.
9	75 a 88	41 a 47	Temporal fuerte (Muy duro)	Olas muy grandes, rompientes. Visibilidad mermada	Daños en árboles, imposible caminar con normalidad. Se empiezan a dañar las construcciones. Arrastre de vehículos.
10	89 a 102	48 a 55	Temporal duro (Temporal)	Olas muy gruesas con crestas empenachadas. Superficie de la mar blanca.	Árboles arrancados, daños en la estructura de las construcciones. Daños mayores en objetos a la intemperie.
11	103 a 117	56 a 63	Temporal muy duro (Borrasca)	Olas excepcionalmente grandes, mar completamente blanca, visibilidad muy reducida	Dstrucción en todas partes, lluvias muy intensas, inundaciones muy altas. Voladura de personas y de otros muchos objetos.
12	118	64	Temporal huracanado (Huracán)	Olas excepcionalmente grandes, mar blanca, visibilidad nula	Voladura de vehículos, árboles, casas, techos y personas. Puede generar un huracán o tifón

2.5.- Eventos climatológicos severos asociados a la amenaza eólica

2.5.1.- Huracanes

Los huracanes son tormentas generadas sobre océanos tropicales donde la temperatura del agua supera los 26°C. La energía en huracanes proviene de la liberación de calor latente cuando el vapor se condensa.

Cerca del ecuador, en latitudes de entre 5 ° y 20 °, el aire caliente se eleva ocasionalmente a grandes alturas por viento en contra. Durante ciertas condiciones climatológicas, el aire caliente y húmedo forma una nube en la que el vapor se condensa y libera calor latente. Esto puede implicar cantidades de energía extremadamente grandes, ya que el diámetro de un huracán generalmente mide varios cientos de kilómetros. La cantidad de energía liberada por un huracán en sólo una hora es del orden de la cantidad de energía eléctrica consumida por los EE. UU. durante una semana completa.

En general, los huracanes arrecian durante varios días y causan daños extensos debido a la alta velocidad del viento, a menudo alrededor de 70-80 m/s (252-288 km/h). La principal estructura de un huracán se presenta en la Figura 2.2.

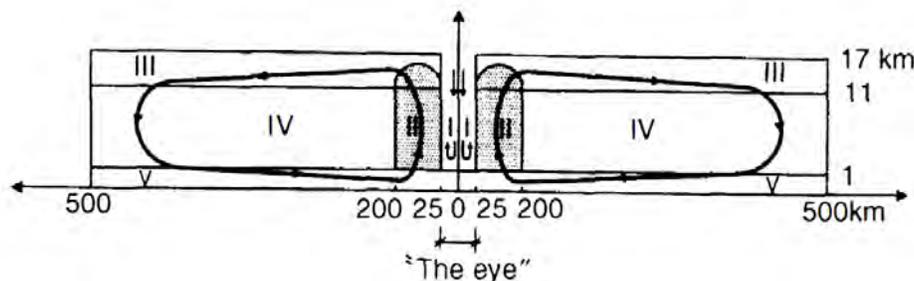


Figura 2.2 Estructura de un huracán (Dyrbye & Hansen, 1997)

- **Región I:** El ojo del huracán es circular, relativamente seco, casi en calma. Sobre el cual se libera el vendaval. En el límite exterior del ojo, el aire se eleva lentamente y cae correspondientemente en el centro.
- **Región II:** El aire cálido y húmedo se eleva. Resultante de la condensación del vapor se libera una gran cantidad de energía la cual provoca lluvias fuertes.
- **Región III-V:** El aire es aspirado hacia el ojo en la superficie del suelo. Se transporta a través de la región II y se aleja del ojo a gran altitud (aproximadamente 10 km).
Por encima del agua, el flujo de aire que se mueve hacia adentro en la región V hace que el aire cálido y húmedo fluya a la región II, generando así nueva energía para la tormenta. Por encima de la tierra, hay más pérdida de energía debido a la mayor fricción en la superficie del suelo. El suministro de energía en forma de aire cálido y húmedo también se reduce, razón por la cual las tormentas tropicales generalmente se dispersan sobre la tierra después de unos días.

2.5.2.- Tornados

Las tormentas severas pueden convertirse en tornados con velocidades del viento muy altas. Un tornado es un violento vórtice alrededor de un eje vertical o inclinado. Típicamente su diámetro es de aproximadamente 300 m y se mueve con una velocidad de 10-30 m/s (36-108 km/h). La velocidad máxima del viento tangencial es de 100 m/s (360 km/h). Justo debajo del tornado, que se parece a una nube vertical en forma de tubo, se produce una caída repentina en la presión barométrica. Por lo tanto, las superficies externas de los edificios están sujetas a una poderosa succión. Esto puede volverse tan intenso que los edificios casi "explotan". Los escombros transportados por el aire es otra fuente de daño. Al romper ventanas o revestimientos, los tornados provocan cambios en la presión interna que causan destrucción severa de los techos, etc. Según los informes, los tornados son más frecuentes y violentos en los EE. UU., pero también ocurren en otras regiones como Europa, Japón, Australia, Rusia y México (Dyrbye & Hansen, 1997).

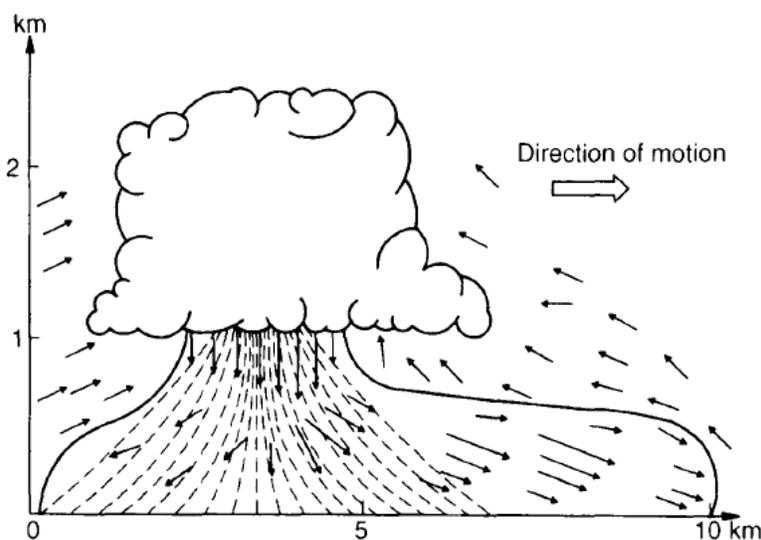


Figura 2.3 Sección transversal de una tormenta (Dyrbye & Hansen, 1997)

2.6.- Principales afectaciones en líneas de transmisión durante eventos climatológicos severos

En México se presentan eventos climatológicos severos como huracanes, tormentas tropicales y tornados, los cuales traen consigo pérdidas en los sistemas de distribución y transmisión eléctrica, además de las pérdidas generadas también se presenta una interrupción del servicio. Instituciones como la CFE y el CENAPRED, mantienen registros sobre los daños que estos eventos provocan, en la Tabla 2 se muestra un resumen de la cantidad de torres que han sido derribadas durante los eventos más significativos en un periodo que va de 1997 a 2015.

Tabla 2 Resumen de torres derribadas durante eventos climatológicos severos 1997-2015 (Tomada de Inzunza Aragón, 2014, C.F.E., 2000-2016 y CENAPRED, 2000-2015)

Año	Evento	Categoría	Velocidad [km/h]	Estados afectados	Torres derribadas
1997	Huracán Paulina	4	240	Oaxaca y Guerrero	60
2001	Depresión tropical Juliette	D	< 63	Sonora y Baja California Sur	27
2002	Huracán Isidore	3	85 a 205, rachas 250	Yucatán	9
				Campeche	36
2002	Huracán Kenna	3	185, rachas 205	Nayarit	58
2003	Tormenta tropical Ignacio	T	110, rachas 140	Baja California Sur	141
2005	Huracán Emily	4	215, rachas de 260	Quintana Roo	1
				Yucatán	1
2005	Huracán Stan	1	130, rachas 155	Oaxaca	--
				Veracruz	7
				Chiapas	--
2005	Huracán Wilma	4	220, rachas 270	Quintana Roo	253
				Yucatán	--
2006	Huracán Lane	3	185	Sinaloa	194
2007	Huracán Dean	5	278	Quintana Roo	7
			130, rachas 165	Campeche	--
2008	Huracán Norbert	2	175, rachas 210	Baja California Sur	3
2009	Huracán Jimena	2	113, rachas 146	Baja California Sur	--
				Sonora	4
2010	Huracán Alex	2	175	Tamaulipas	21
2012	Huracán Ernesto	2	155	Quintana Roo	5
2013	Tormenta tropical Fernand	T	92.6	Veracruz	4
2014	Huracán Odile	3	205, rachas 250	Baja California Sur	534
2014	Tormenta tropical Trudy	T	51	Guerrero	3
2015	Huracán Patricia	5	345, rachas 400	Colima, Nayarit, Jalisco, Michoacán y Zacatecas	88

Capítulo 3

Características de las líneas de transmisión

3.1.-Definición

Una línea de transmisión es un componente del sistema eléctrico del país, la cual sirve como medio físico por la que se transporte o distribuya la energía eléctrica abarcando grandes distancias desde las centrales de generación hasta los usuarios.

Las líneas de transmisión se clasifican de acuerdo a sus características, siendo la característica más importante la tensión nominal a que se distribuye la energía. La tensión nominal de la línea la determina el departamento de planeación de la CFE, la cual recopila información sobre la demanda que tendrá la línea y con base a esto establece la tensión nominal. Los valores de tensión nominal empleados por la red de transmisión de CFE son: 115, 138, 161, 230 y 400kV, de acuerdo a la especificación CFE-L0000-02.

Las estructuras de soporte que se emplean en las líneas de transmisión están en función de las tensiones mecánicas que los cables conductores le transmiten a la estructura y la cantidad de circuitos que puede alojar la estructura. Los tipos de estructuras de soporte pueden ser torres autosoportadas, o con retenidas, postes troncocónicos, marcos de celosía o estructuras formadas por postes de madera y/o concreto.

3.2.- Requisitos para el diseño de una línea de transmisión

En México, la Comisión Federal de Electricidad es la institución encargada de establecer los requisitos para el diseño de las redes de líneas de transmisión que componen el sistema eléctrico del país. La CFE establece los siguientes requisitos para el diseño de una línea de transmisión:

- Recopilar información para establecer la tensión eléctrica de operación, el tipo de estructuras, así como los tipos y calibres de cables (conductores y de guarda). Elaborar un extenso estudio de la red

eléctrica para establecer la cantidad y tipos de líneas de transmisión requeridas para una determinada zona geográfica.

- Analizar el tamaño y localización de las centrales generadoras y centros de consumo de la energía eléctrica.
- Analizar la posibilidad de utilizar enlaces de transmisión existentes.
- Establecer los voltajes y puntos finales de las líneas de transmisión requeridas.

3.3.- Componentes de una línea de transmisión

Los principales componentes de una línea de transmisión también son conocidos como “materiales de instalación permanente”, los cuales se describen a continuación:

a) Cables conductores

Conducen o transmiten la energía eléctrica. La capacidad de transmisión depende de los materiales utilizados para su fabricación. Los cables conductores representan la mayor parte del costo de una línea de transmisión.



Figura 3.1 Cable conductor tipo ACSR (Tomada de <https://goo.gl/99NYJ6>)

b) Cables de guarda

Proporcionan blindaje a los cables conductores ante descargas atmosféricas. Además, proporcionan una trayectoria física que drena, hacia el sistema de tierras, la corriente eléctrica de las descargas atmosféricas que inciden en las estructuras y cables de guarda. Recientemente, la tecnología permite instalar cables de guarda que sirven para control, protección y comunicaciones. Para algunas líneas de transmisión con requerimientos especiales de comunicación se instalan cables de guarda con fibras ópticas integradas (CGFO).



Figura 3.2 Cable de guarda tipo CGFO (Tomada de <https://goo.gl/ykHycm>)

c) Amortiguadores

Elementos mecánicos que contribuyen a reducir la amplitud de las oscilaciones provocadas por el viento en los cables conductores y de guarda, evitando fallas por fatiga. Los más utilizados son del tipo stockbridge, compuestos por una grapa de sujeción, cable mensajero y dos contrapesos laterales.

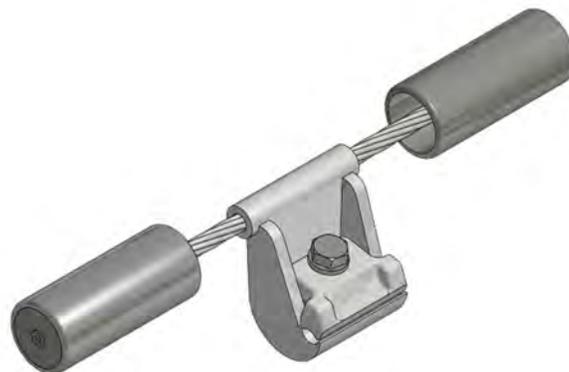


Figura 3.3 Amortiguador tipo stockbridge (Tomada de <https://goo.gl/xwJGyE>)

d) Separadores

Elementos mecánicos que tienen la función de mantener distantes los conductores de fase para evitar daños por fricción o golpeteo. Se emplean cuando, en una línea de transmisión, se instalan dos o más conductores por fase.



Figura 3.4 Separador preformado (C.F.E., 2012)

e) Separadores - amortiguadores

Dispositivos que cumplen con la doble función de separar y amortiguar las vibraciones eólicas en los cables, cuando se emplean tres o más conductores.

f) Aisladores

Componentes que cumplen con ciertos requerimientos eléctricos que, dependiendo del nivel de tensión eléctrica de operación, deben soportar las sobretensiones originadas por descargas atmosféricas y por maniobras, sin que se forme una trayectoria conductora (arco eléctrico) sobre la superficie. Mecánicamente, los aisladores deben soportar las cargas originadas por viento y hielo sobre el cable conductor.

El buen desempeño de operación de una línea de transmisión depende, en gran medida, de la adecuada selección de cantidad y tipos de aisladores; este estudio se conoce como “coordinación de aislamiento”, por lo que es importante considerar las zonas geográficas con altos índices de contaminación y problemas de vandalismo. En la Figura 3.5 se muestra de izquierda a derecha aisladores de vidrio tipo suspensión, de porcelana tipo alfiler y polimérico tipo poste.



Figura 3.5 Aisladores tipo (C.F.E., 2012)

g) Herrajes y accesorios

La selección de los herrajes debe garantizar el correcto ensamble de cada uno de los elementos de los conjuntos de tensión y suspensión, tanto para cables conductores como para cables de guarda. De igual manera, deben soportar los esfuerzos mecánicos correspondientes. Como requerimiento de operación de la línea de transmisión, el diseño de los herrajes debe ser libre de efecto Corona. En la Figura 3.6 se muestra del lado izquierdo un conjunto de herrajes para cables de guarda y de lado derecho se observa un herraje de torre y conjunto de suspensión para 3 conductores por fase.

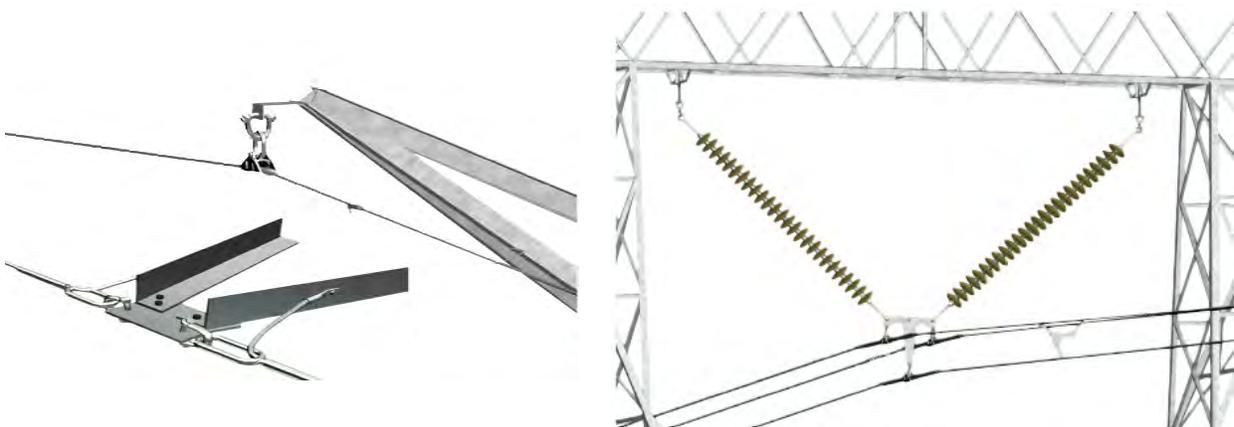


Figura 3.6 Herrajes y accesorios (C.F.E., 2012)

h) Estructuras de soporte

Son una parte significativa del costo de las líneas de transmisión. Las estructuras a utilizar en una línea de transmisión deben soportar las tensiones mecánicas aplicadas a los cables conductores y cables de guarda; su diseño debe considerar las distancias dieléctricas y libramientos mínimos acordes al nivel de tensión eléctrica de operación. Los tipos de estructuras más comunes utilizadas por la CFE son: torres de acero autoportadas, postes troncocónicos de acero y estructuras formadas por postes de madera o concreto.

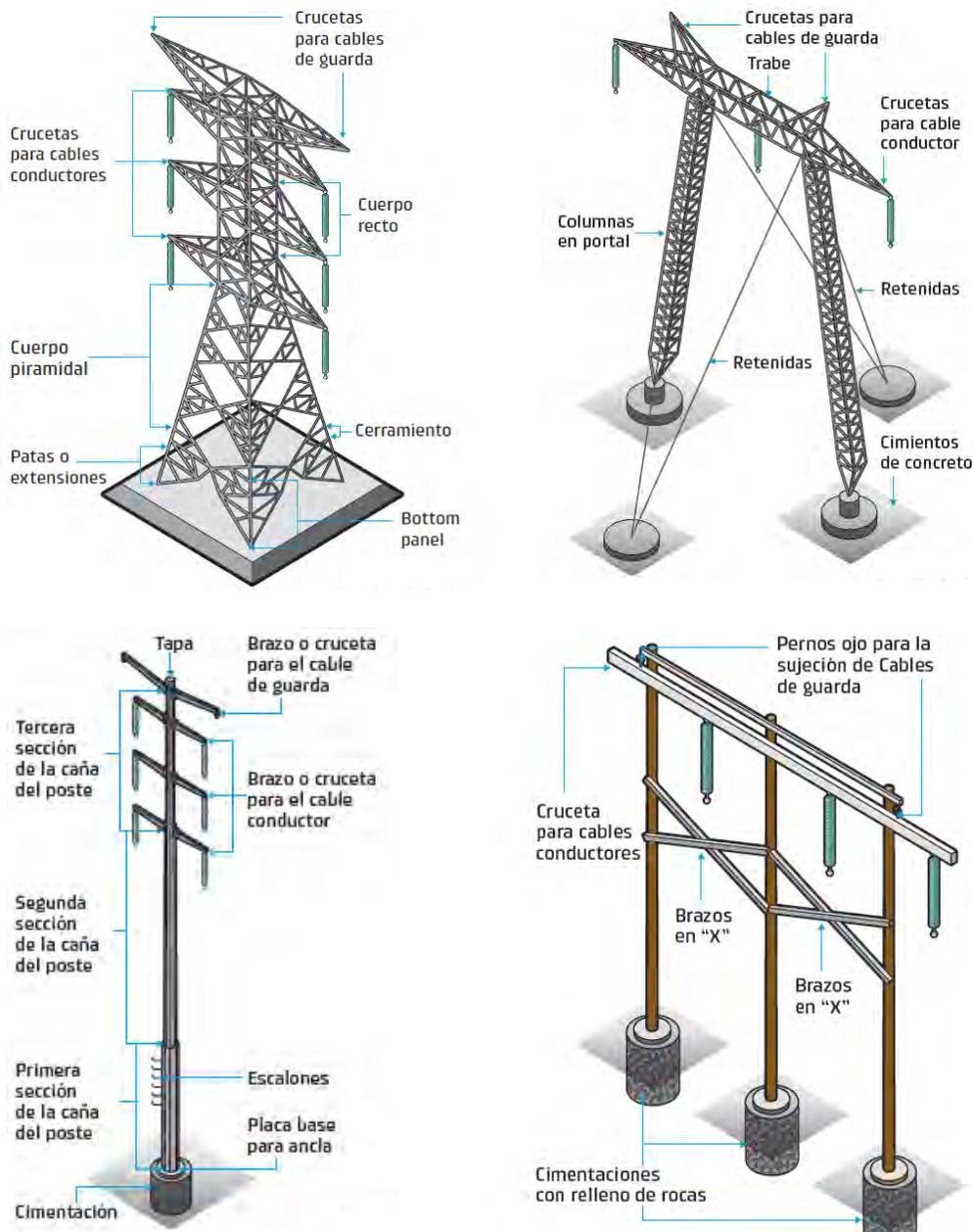


Figura 3.7 Estructuras de soporte, a) torre autoportada, b) torre de retenidas tipo portal, c) poste troncocónico y d) estructura formada por poste de madera (C.F.E., 2012)

La configuración de las estructuras se refiere a la cantidad de circuitos que soporta y al arreglo de fases en el espacio. Es comúnmente provocado por requerimientos eléctricos, ambientales y de configuración de la red eléctrica. Las configuraciones típicas de arreglos de fases en el espacio son horizontales (las cuales requieren de estructuras de bajo peso), verticales (éstas necesitan de estructuras con anchos mínimos de derecho de vía) y en delta (que minimizan pérdidas eléctricas de la línea de transmisión y efectos de campo magnético para estructuras monocircuito).

3.4- Definición de torre autoportada

Las estructuras de transmisión tienen como función principal proporcionar un soporte adecuado a los cables conductores para la transmisión de energía eléctrica, cumpliendo con las distancias dieléctricas mínimas entre estos puntos de soporte de cables y con la capacidad mecánica para absorber las tensiones generadas por los cables, además de las condiciones ambientales que inciden en ellas.

Una torre autoportada es una estructura formada por celosía (enrejado) de acero, que, por su geometría y diseño, es capaz de soportar su peso propio y las fuerzas ejercidas por los cables conductores y de guarda. Debido a su aplicación en cualquier tipo de terreno, son los tipos de estructuras más usadas tradicionalmente para líneas de transmisión aéreas. Se pueden diseñar para diversas configuraciones de varios circuitos con diferentes disposiciones de fases en el espacio, y resultan ser el diseño más económico aún en casos de requerimientos de torres de gran altura.

3.5.- Clasificación de las torres de transmisión

a) Estructura de suspensión

Utilizadas en tramos rectos o con ángulos de deflexión muy pequeños con respecto al cambio de dirección del eje de la trayectoria de las líneas de transmisión, normalmente no exceden los 3°. Además, las estructuras de suspensión constituyen entre el 80 y 90% del total de las estructuras consideradas en el diseño de una línea de transmisión.

Durante condiciones normales de operación, las tensiones en los cables no transfieren esfuerzos adicionales a éstas. Las estructuras están diseñadas para soportar únicamente las cargas verticales y la fuerza ejercida por la presión del viento actuando perpendicularmente con respecto a la dirección de la trayectoria de la línea de transmisión.

b) Estructuras de deflexión

Utilizadas cuando la línea de transmisión cambia de dirección. Este tipo de torres se colocan en los puntos de intersección o inflexión, tales que el eje transversal de la cruceta divide el ángulo formado por el conductor, igualando las tensiones longitudinales de los conductores en los claros adyacentes. Las estructuras de deflexión soportan las fuerzas ejercidas por la tensión de los cables cuando la trayectoria de la línea cambia de dirección.

Los ángulos de deflexión que se recomiendan para el diseño de este tipo de estructuras oscilan entre los 5° y 60°, dependiendo de las características de la línea de transmisión.

c) Estructuras de remate

Diseñadas para resistir la tensión permanente en el tendido de los conductores en un solo lado. Generalmente se colocan al inicio y final de la línea de transmisión con ángulos desde 0° hasta 90° .

Cuando existen tramos rectos de trayectorias, comúnmente llamados “tangentes”, con longitudes muy grandes, no es recomendable utilizar solamente estructuras de suspensión, ya que, al presentarse una eventual rotura de cable, podría presentarse la falla mecánica de todas las estructuras de suspensión del tramo, lo que se conoce como “fallas en cascada”. Para evitar este evento indeseable es necesario intercalar estructuras de remate (denominadas “rompe-tramos”).

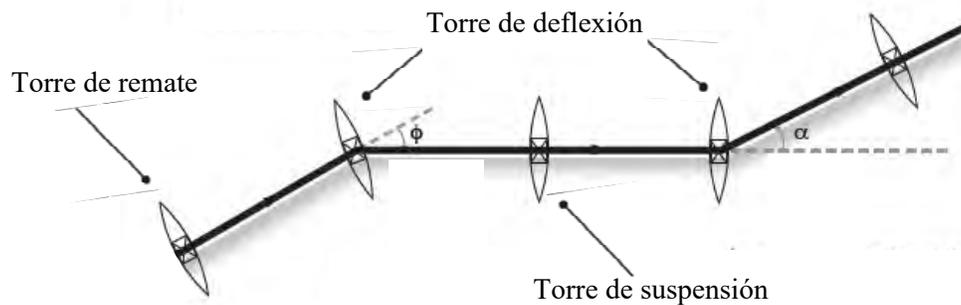


Figura 3.8 Trayectoria de la línea de transmisión (C.F.E., 2012)

Es práctica común que las compañías suministradoras de energía eléctrica, como la CFE, cuenten con conjuntos de estructuras normalizadas para cada nivel de tensión eléctrica, comúnmente llamadas familias. Cada familia de estructuras consiste al menos en: (i) una estructura para su uso en remate, (ii) una estructura para su uso en deflexión y (iii) una estructura para su uso en suspensión.

Capítulo 4

Características y descripción del modelo de torre tipo 53T10

El sistema de distribución y transmisión de energía eléctrica del país cuenta con diferentes tipos de estructuras de soporte, las cuales van desde postes de madera o concreto, torres de retenidas, postes troncocónicos de metal y torres autosoportadas, estas últimas son empleadas para cubrir grandes claros en las líneas de transmisión, el claro máximo en el cual se pueden emplear estas estructuras es de 400 m, esto hace que las torres queden expuestas a los embates del viento en zonas donde no se encuentran otras estructuras u obstáculos a su alrededor. Dado lo anterior es importante proyectar una estructura segura que sea capaz de resistir las fuerzas que el viento le induce, aunado a esto se deben de elegir los materiales y perfiles adecuados para lograr que la estructura cumpla con su estado de servicio. A continuación, se detalla el modelo utilizado en el presente estudio, de igual forma se describen las consideraciones para el análisis de la misma.

4.1.- Descripción del modelo

En el presente estudio se utiliza la geometría de una torre de transmisión eléctrica de 400kV del tipo 53T10, la cual tiene una altura de 52.53m y base cuadrada de 5.92m. Este modelo corresponde a uno de los modelos tipo más empleados que se encuentran en la red eléctrica del país. La torre está constituida por 968 elementos que corresponden a perfiles de ángulos con propiedades del acero ASTM A-992 con una resistencia a la fluencia de $f_y=345$ MPa (3515 kg/cm²), fue diseñada para una deflexión máxima de 10° grados respecto al eje de la línea de transmisión y cuenta con seis crucetas, sobre las cuales se distribuyen dos circuitos con un conductor por fase y dos crucetas para hilo de guarda (Inzunza Aragón, 2014).

La torre se dividió en 37 paneles con el fin de discretizar las áreas sobre las cuales actúan las acciones debido al viento, en la Figura 4.1 se puede observar el tipo de perfil estructural que se utiliza para cada panel. El tipo de perfil y material empleado para el modelo es con base en los planos originales de la torre, ya que se busca evaluar el comportamiento de una estructura existente.

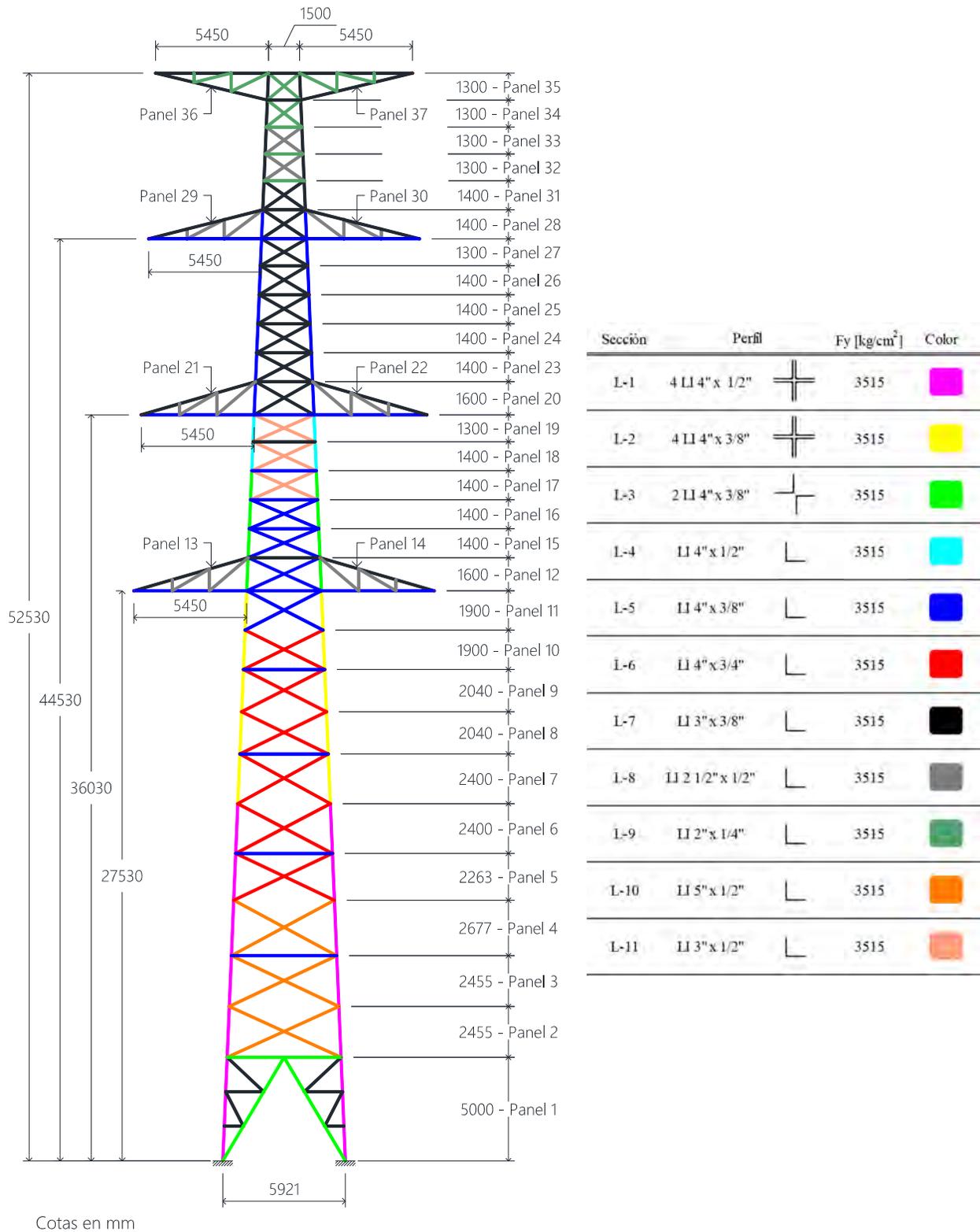


Figura 4.1 Geometría y perfiles de torre de transmisión tipo 53T10

4.2.- Modelo en ANSYS Mechanical APDL V13.0

El software ANSYS Mechanical APDL V13.0 académica es utilizado para realizar los análisis empleando la teoría de elemento finito, en el software se pueden establecer las condiciones de frontera y las propiedades mecánicas del modelo a estudiar.

Para realizar el modelo de la estructura se utilizan elementos BEAM188, el cual sirve para modelar estructuras con elementos esbeltos a moderadamente gruesos. Los elementos siguen la teoría de Timoshenko y se consideran los efectos esfuerzo-deformación. Cada elemento BEAM 188 está compuesto por un elemento lineal unido por 2 nodos, los cuales tienen 6 grados de libertad por nodo, éstos incluyen translaciones en los ejes X, Y y Z, y rotaciones alrededor de las direcciones X, Y y Z (Figura 4.2).

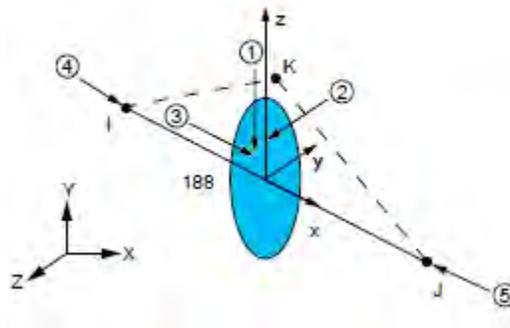


Figura 4.2 Geometría de elemento BEAM 188 (ANSYS-Inc., 2013)

Se utiliza este tipo de elemento para caracterizar los perfiles que componen la torre de transmisión debido a que estos elementos permiten asignar propiedades no lineales tanto del material como geométricas, dichas propiedades se describen en los siguientes apartados.

Al modelo se le aplican las propiedades de las secciones que se muestran en la Figura 4.1. En la Figura 4.3 se muestra la interfaz del software ANSYS Mechanical APDL V13.0 académica en la cual se declaran las propiedades geométricas de las secciones.

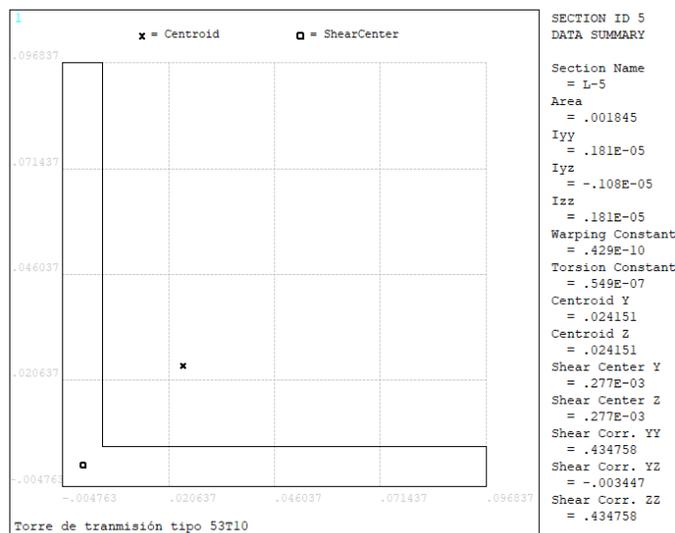


Figura 4.3 Asignación de secciones en ANSYS Mechanical APDL V13.0

En la Figura 4.4 se muestra el modelo de la torre de transmisión en la interfaz del software ANSYS Mechanical APDL V13.0 y en la Figura 4.5 se muestra una vista de los elementos en 3D.

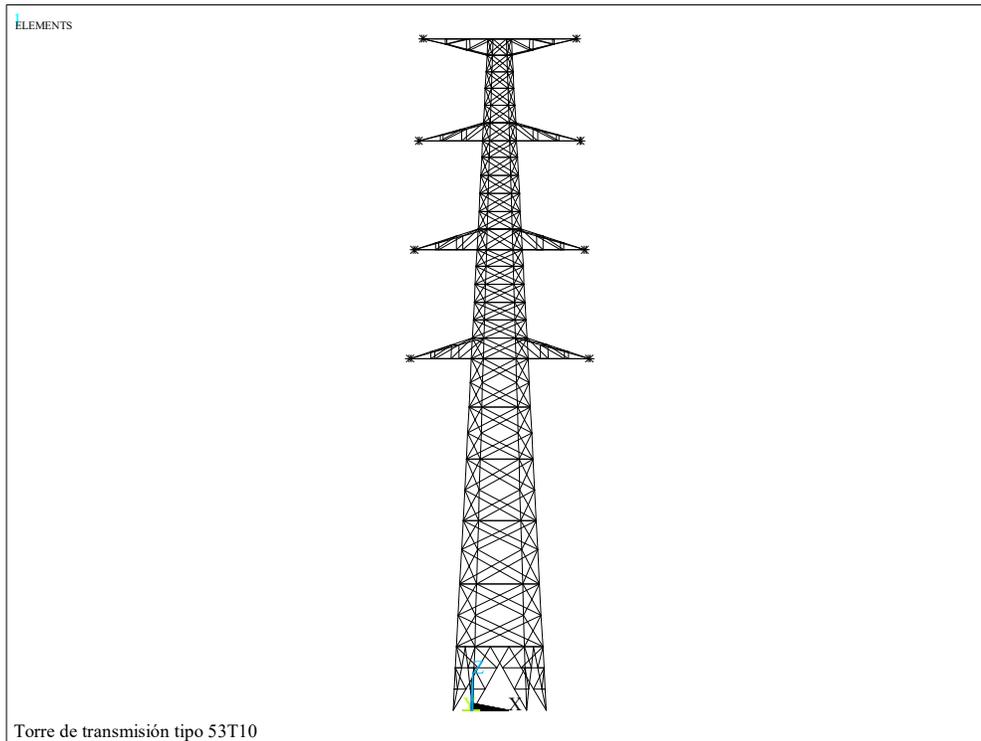


Figura 4.4 Modelo de torre de transmisión tipo 53T10 en ANSYS Mechanical APDL V13.0

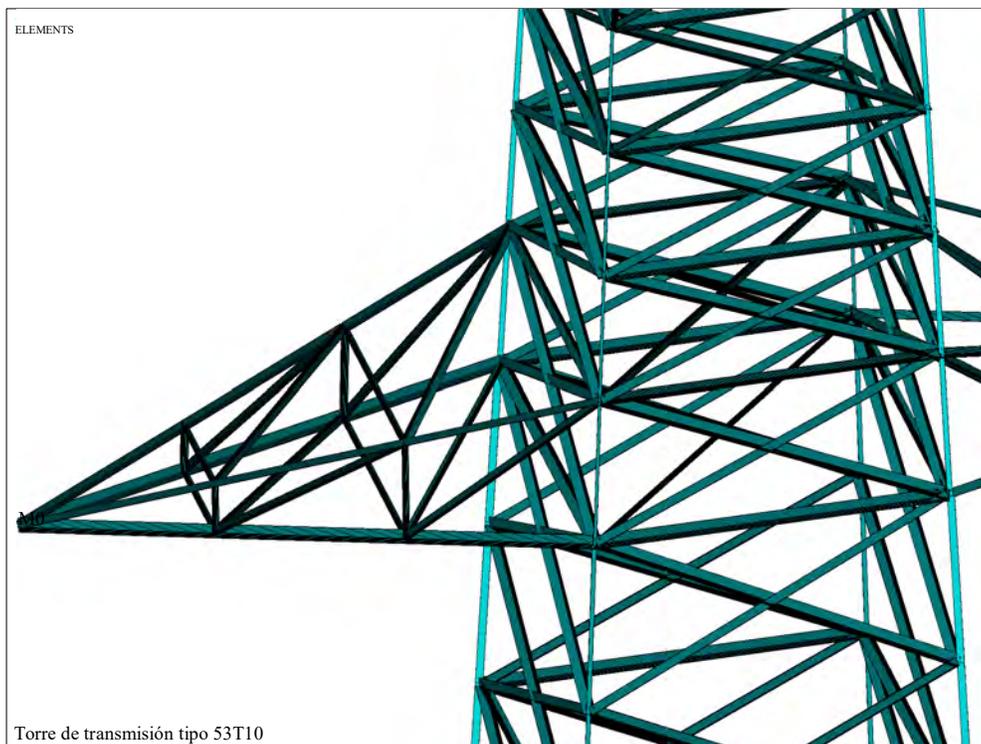


Figura 4.5 Elementos tridimensionales de torre de transmisión en ANSYS Mechanical APDL V13.0

4.3.- Propiedades no lineales del material

El comportamiento no lineal del material se deriva principalmente de la relación esfuerzo-deformación; diferentes factores influyen en este comportamiento, tales como la historia en el tiempo de las cargas a la que se somete, las condiciones ambientales en las que se encuentra el material y la duración en la que se aplica la carga.

Para caracterizar las propiedades no lineales del material, el software ANSYS Mechanical maneja varios modelos para representar las curvas de esfuerzo-deformación del material. Para representar el acero ASTM A-992 Gr. 50 se utiliza el modelo “Multilinear Kinematic Hardening” el cual se ilustra en la Figura 4.6, este tipo de modelo se utiliza para modelar el comportamiento de endurecimiento cinemático, el cual se presenta en elementos de metal ante cargas cíclicas. El modelo toma en cuenta el efecto Bauschinger, donde la resistencia a la compresión se reduce en respuesta al rendimiento de tracción.

Para utilizar el modelo anteriormente descrito es necesario ingresar la curva esfuerzo-deformación del material que se empleará, por lo tanto, se ingresaron los datos correspondientes a un acero ASTM A-992 con una resistencia a la fluencia de $f_y=345 \text{ MPa}$ (3515 kg/cm^2) y módulo de elasticidad $E=200000 \text{ MPa}$ (2038000 kg/cm^2). En la Figura 4.7 se muestra la curva esfuerzo-deformación que se utiliza para realizar los análisis estructurales que en los siguientes apartados se describen y en la Figura 4.8 se muestra la misma curva dentro de la interfaz del programa ANSYS Mechanical V13.0. Es preciso señalar que la curva esfuerzo-deformación que aquí se presenta es la curva que utilizan softwares de análisis y diseño estructural como lo son SAP2000, ETABS y STAAD, por lo cual se puede establecer que el material cuenta con las propiedades características con las que se diseña usualmente en la práctica profesional.

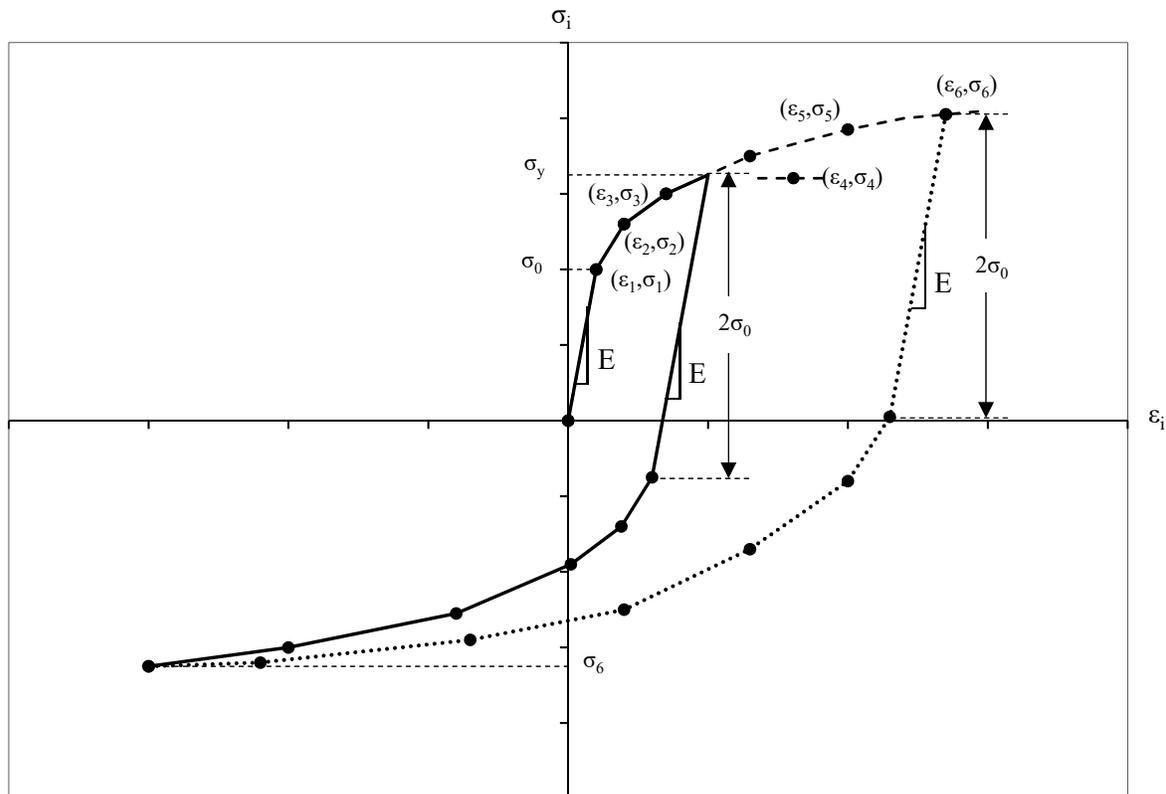


Figura 4.6 Modelo Multilinear Kinematic Hardening

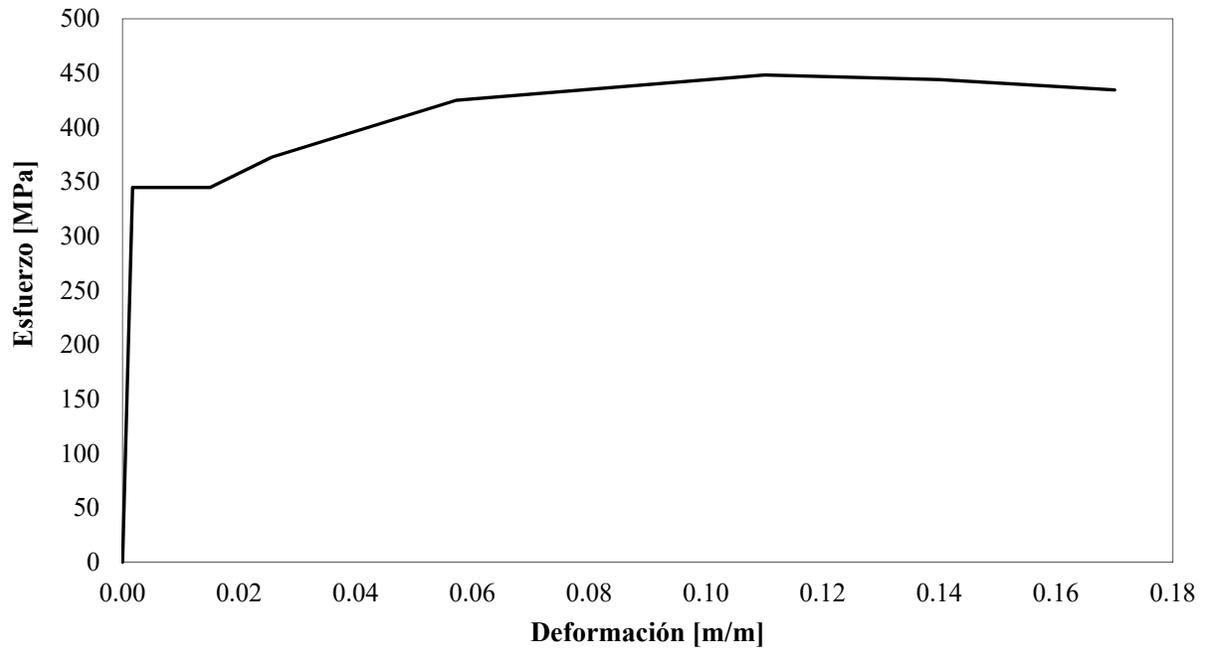


Figura 4.7 Curva esfuerzo-deformación del acero ASTM A-992

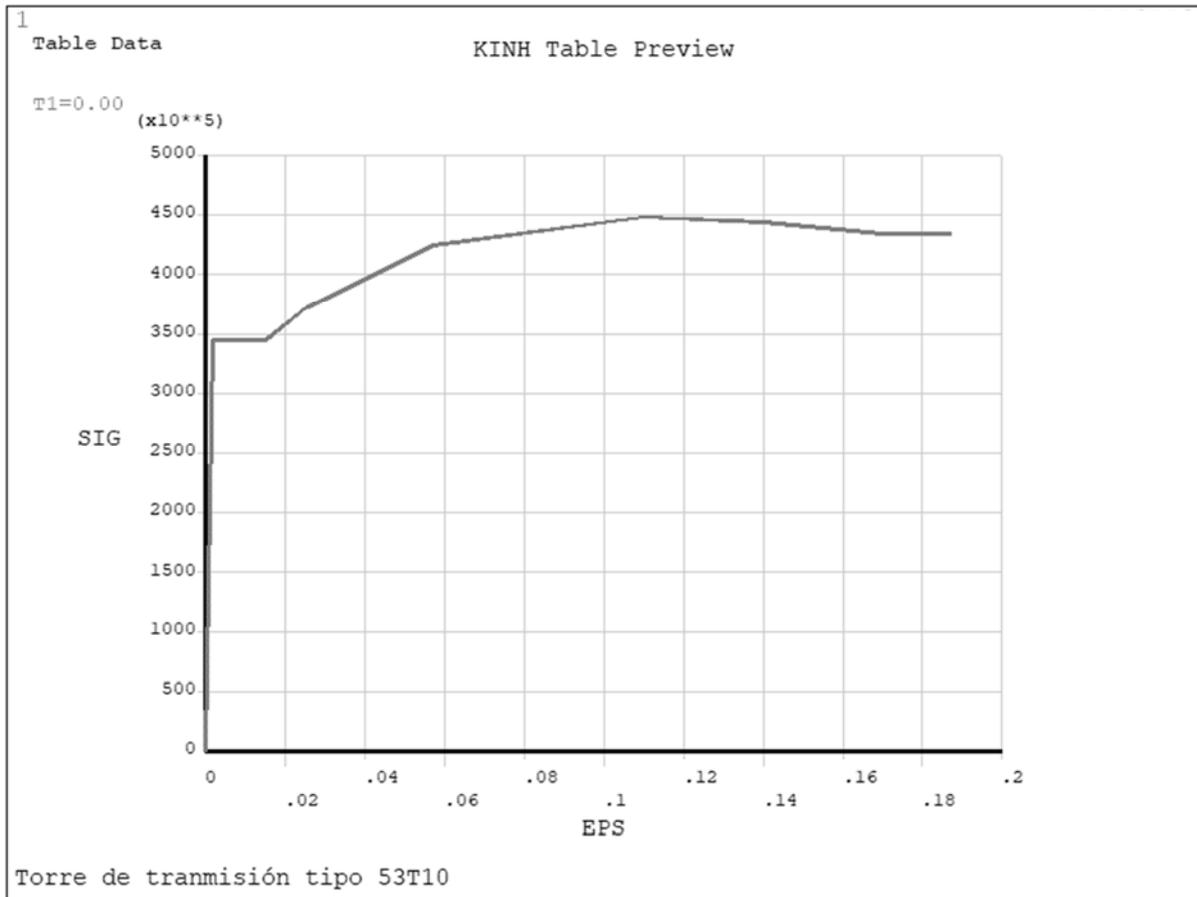


Figura 4.8 Curva esfuerzo-deformación del acero ASTM A-992 en ANSYS Mechanical APDL V13.0

4.4.- No linealidad geométrica

En los análisis en donde se consideran pequeñas deflexiones y deformaciones se supone que los desplazamientos son lo suficientemente pequeños como para que los cambios de rigidez resultantes sean insignificantes.

Si una estructura experimenta grandes deformaciones, su configuración geométrica cambiante puede hacer que la estructura responda de forma no lineal. La no linealidad geométrica se caracteriza por desplazamientos y / o rotaciones "grandes". A continuación, se describen varios conceptos relacionados a la no linealidad geométrica.

Grandes deflexiones: Es el término más común para referirse a la no linealidad geométrica, al considerar esta propiedad se obliga al modelo de elemento finito (FEA) a realizar una solución iterativa, actualizando la matriz de rigidez en función de los desplazamientos nodales incrementales en cada iteración de equilibrio. La deformación puede estar compuesta por translaciones y rotaciones del cuerpo rígido, o deformaciones significativas, o una combinación de ambos. Los efectos de las grandes deflexiones deben incluirse siempre que la geometría o posición final del componente sea significativamente diferente de los valores iniciales.

Grandes rotaciones: Las grandes rotaciones no tienen que incluir grandes deformaciones, ya que pueden limitarse a rotaciones rígidas del cuerpo. Para los componentes sometidos a rotaciones finitas, se deben incluir grandes efectos de deflexión para calcular correctamente y combinar las deformaciones rígidas y flexibles y predecir con precisión el impacto de rigidez geométrica actualizada en la solución.

Grandes deformaciones: Implica el cambio de forma en el nivel del elemento, de modo que los elementos individuales se estiran, se comprimen o se cortan de tal forma que la forma del elemento final es significativamente diferente de la forma inicial. Desde una perspectiva práctica, los grandes efectos de deformación casi siempre requieren el uso de una representación de material no lineal que pueda modelar con precisión el comportamiento del material en el régimen de deformación finita.

En la Figura 4.9 se muestra esquemáticamente cómo se deforma una viga en cantiléver en su intervalo no lineal, como se describió en los párrafos anteriores, las grandes deflexiones pueden estar compuestas por una rotación θ , traslación δ_y y una deformación ϵ , esta última puede ocasionar un cambio en la sección transversal del elemento.

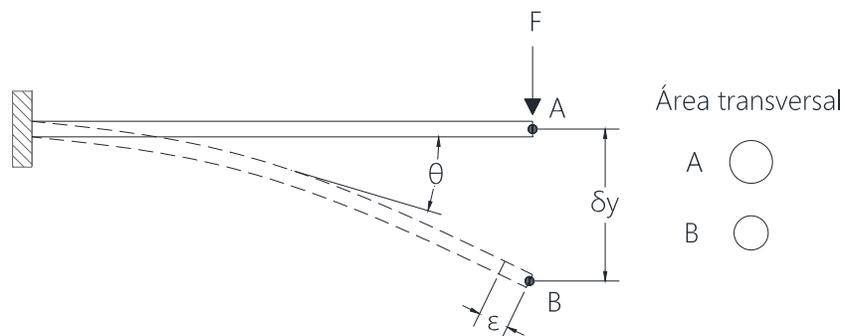


Figura 4.9 Deformación no lineal de una viga en cantiléver

La no linealidad geométrica en combinación con la no linealidad del material genera un comportamiento no conservativo en los elementos, este comportamiento es contrario al que se tiene en un sistema conservativo en el cual toda la energía que se introduce a la estructura debida a cargas externas se recupera cuando se eliminan las cargas, por otro lado, el sistema no conservativo disipa energía por medio de una deformación plástica. En la Figura 4.10 se muestra el comportamiento no conservativo de una viga en cantiléver la cual disipa energía por medio una articulación plástica, la deformación alcanzada en el punto B es permanente, por lo tanto, al descargar la viga en el punto C ya no regresará por la misma trayectoria de carga, sino que descargará por la trayectoria C-D con la pendiente del tramo A-B.

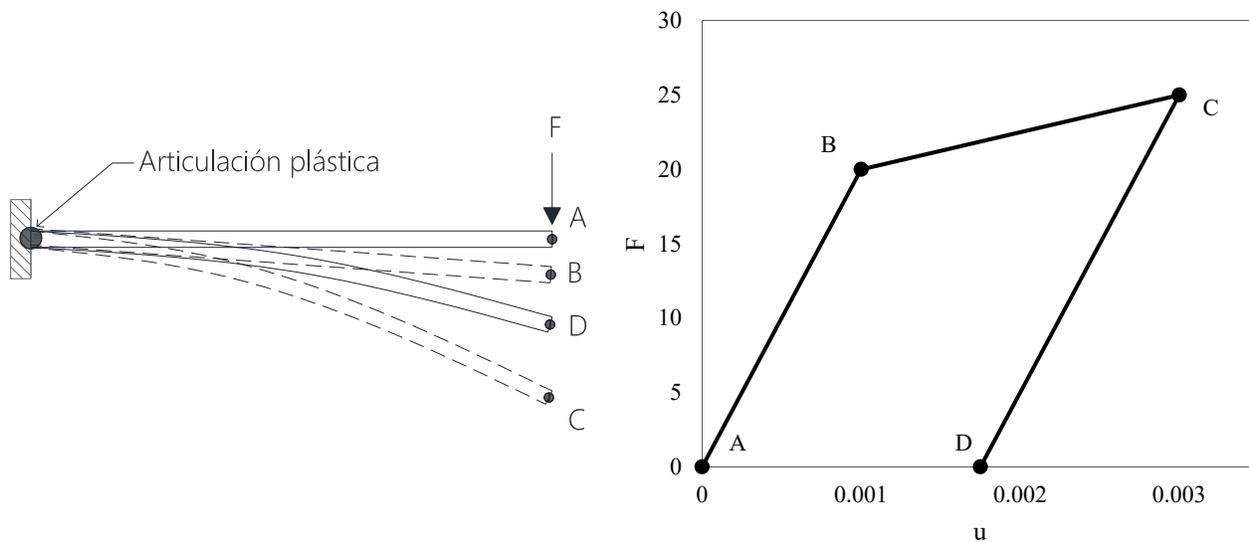


Figura 4.10 Comportamiento no conservativo de una viga en cantiléver

Un análisis de un sistema conservador es independiente de la trayectoria: las cargas generalmente se pueden aplicar en cualquier orden y en cualquier cantidad de incrementos sin afectar los resultados finales. Por el contrario, un análisis de un sistema no conservativo depende de la trayectoria: se debe seguir de cerca el historial real de respuesta de carga del sistema para obtener resultados precisos, para ello las cargas se aplican en incrementos pequeños, esto ayuda a que el cálculo de la respuesta final tenga una mejor precisión.

4.5.- Análisis transitorio dinámico no lineal (Paso a paso)

El análisis transitorio dinámico no lineal (también es conocido como análisis tiempo-historia) es usualmente empleado para conocer la respuesta dinámica de una estructura bajo acciones o fuerzas que varían con el tiempo, como lo es la velocidad del viento. Con este análisis se obtiene la respuesta en el tiempo de la estructura, siendo una de sus ventajas que se pueden combinar fuerzas estáticas con fuerzas dinámicas. Como se realiza un análisis en función del tiempo, los efectos de inercia y amortiguamiento se vuelven importantes. En este tipo de análisis la respuesta de la estructura está gobernada por la solución de la ecuación de movimiento (ver Ec. 4.1).

$$\{F(t)\} = [M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} \tag{Ec. 4.1}$$

Donde:

- $[M]$ = Matriz de masa
- $[C]$ = Matriz de amortiguamiento
- $[K]$ = Matriz de rigidez
- $\{\ddot{u}\}$ = Vector de aceleración nodal
- $\{\dot{u}\}$ = Vector de velocidad nodal
- $\{u\}$ = Vector de desplazamiento nodal
- $\{F(t)\}$ = Vector de cargas externas

Para cada tiempo t , estas ecuaciones pueden considerarse como un conjunto de ecuaciones de equilibrio "estáticas" que también tienen en cuenta las fuerzas de inercia $[M]\{\ddot{u}\}$ y las fuerzas de amortiguamiento $[C]\{\dot{u}\}$, para resolver la ecuación de movimiento el programa ANSYS Mechanical APDL V13.0 emplea el método de Newmark, el cual es un método de integración "paso a paso".

4.5.1.- Método de integración de Newmark

Este algoritmo es un método paso a paso, en el cual se busca la solución para cada incremento Δt , el método busca la solución de las velocidades y aceleraciones en el instante $t + \Delta t$, utilizando la siguiente formulación propuesta por Newmark en 1959:

$$\{\dot{u}_{i+1}\} = \{\dot{u}_i\} + [(1 - \gamma)\Delta t]\{\ddot{u}_i\} + (\gamma\Delta t)\{\ddot{u}_{i+1}\} \quad \text{Ec. 4.2}$$

$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + (\Delta t)\{\dot{u}_i\} + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\{\ddot{u}_i\} + [\beta(\Delta t)^2]\{\ddot{u}_{i+1}\} \quad \text{Ec. 4.3}$$

Donde los coeficientes β y γ definen la variación de la aceleración durante un paso de tiempo y determinan las características de estabilidad y precisión del método (Chopra, 2014). Existen 2 variantes principales del método de Newmark, el método de la aceleración promedio constante con $\gamma = \frac{1}{2}$ y $\beta = \frac{1}{4}$, el método de la aceleración lineal con $\gamma = \frac{1}{2}$ y $\beta = \frac{1}{6}$. Empleando las relaciones entre las Ec. 4.2 y Ec. 4.3 en combinación de la Ec. 4.1 se calcula el desplazamiento (u_{i+1}), la velocidad (\dot{u}_{i+1}) y la aceleración (\ddot{u}_{i+1}) en el tiempo $i + 1$ a partir de u_i , \dot{u}_i y \ddot{u}_i conocidas en el tiempo i .

En sistemas lineales la matriz de rigidez $[K]$ de la Ec. 4.1 no varía debido a que los desplazamientos nodales en la estructura son muy pequeños y esto no lleva a que la estructura sufra deformaciones considerables las cuales provoquen un cambio significativo en la geometría. En caso contrario los sistemas no lineales sufren deflexiones grandes, que pueden estar compuestas por rotaciones, traslaciones y deformaciones en los elementos, llevando al material más allá del rango elástico. Para poder utilizar el algoritmo de Newmark es necesario implementar el método de Newton Rapshon, con este método se realizan iteraciones para determinar que las fuerzas externas sean iguales a las fuerzas internas $\{F(t)\} = [K]\{u\}$, una vez que la relación anterior tiene una convergencia aceptable se procede a dar solución al sistema no lineal con el método de Newmark.

4.5.2.- Método de Newton Raphson para problemas no lineales

ANSYS Mechanical APDL V13.0 emplea el método de Newton-Raphson para resolver los problemas no lineales. La carga se subdivide en una serie de incrementos. Antes de cada solución, el método de Newton-Raphson evalúa la diferencia entre las fuerzas externas e internas, con estas se realiza un análisis lineal y se evalúa la convergencia de la solución, si no se cumplen los criterios de convergencia, se reevalúa el vector de cargas, se actualiza la matriz de rigidez y se obtiene una nueva solución, todo lo anterior se repite hasta que el problema converge (ver Figura 4.11).

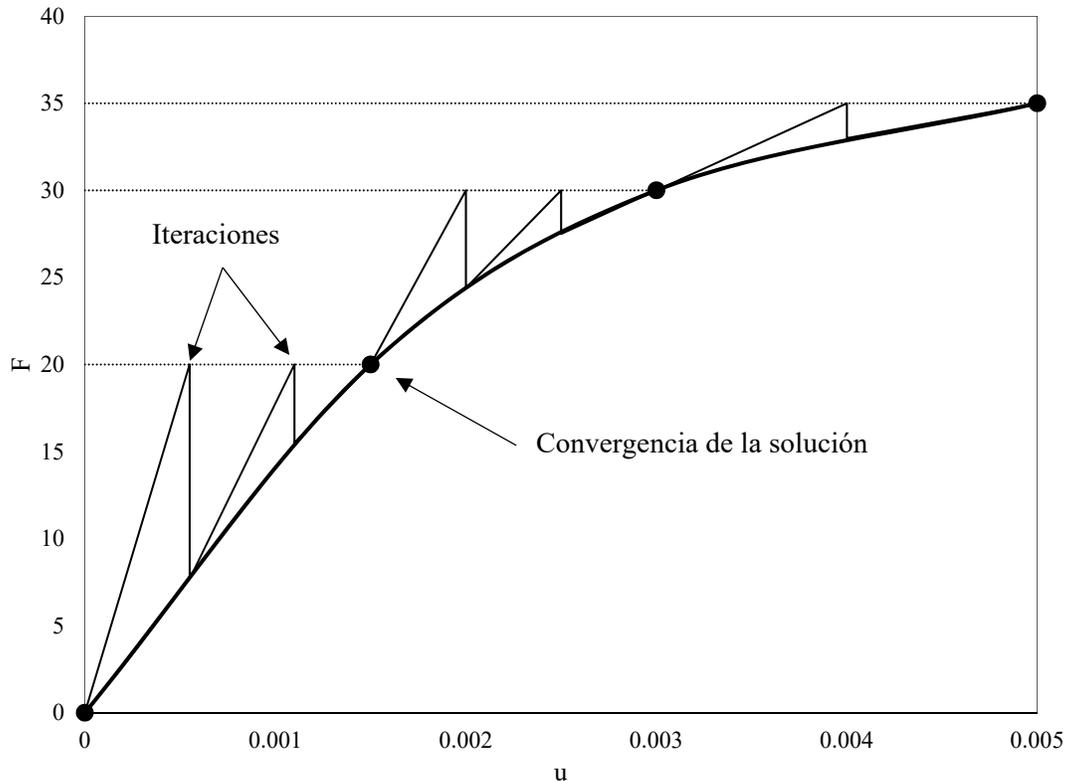


Figura 4.11 Gráfico descriptivo del método de Newton-Raphson

4.5.3.- Amortiguamiento de Rayleigh

La matriz de amortiguamiento $[C]$ es necesaria para el análisis de los sistemas lineales con amortiguamiento no clásico y para el estudio de las estructuras no lineales. Para ambos casos el método más utilizado es la matriz de amortiguamiento de Rayleigh.

Las matrices de amortiguamiento clásico son válidas en estructuras con un mecanismo de amortiguamiento similar en todas sus zonas (por ejemplo, un sistema estructural y materiales similares), mientras que las matrices de amortiguamiento no clásicas se producen en estructuras con zonas de propiedades mecánicas muy diferentes. Para el caso de estudio que se presenta en este documento de una torre de transmisión en la que se realizan análisis que consideran las propiedades no lineales del material y no linealidades geométricas, la hipótesis de una matriz de amortiguamiento clásico no es válida.

Se considera un amortiguamiento proporcional a la masa y un amortiguamiento proporcional a la rigidez:

$$[C] = a_0 \cdot [M] \quad \text{Ec. 4.4}$$

$$[C] = a_1 \cdot [K] \quad \text{Ec. 4.5}$$

En la Figura 4.12 se pueden observar los modelos que representan las Ec. 4.4 y Ec. 4.5 para un edificio de varios niveles.

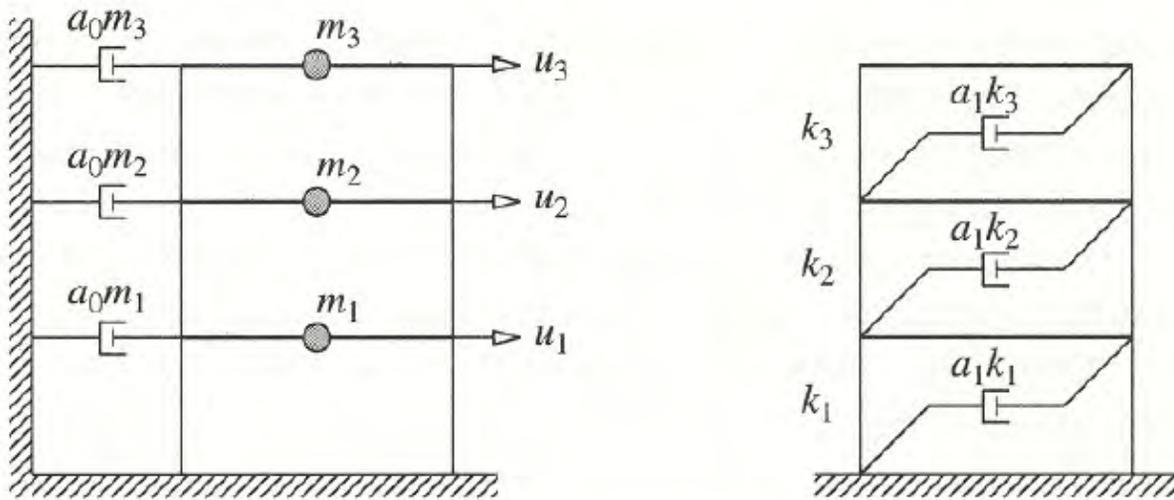


Figura 4.12 Amortiguamiento proporcional a la masa (izquierda) y amortiguamiento proporcional a la rigidez (derecha), (Chopra, 2014).

A continuación, se relacionan las fracciones de amortiguamiento modal para un sistema de amortiguamiento proporcional a la masa con el coeficiente a_0 . El amortiguamiento generalizado para el n -ésimo modo, se expresa con la Ec. 4.6, y la fracción de amortiguamiento modal se expresa de acuerdo a la Ec. 4.7.

$$C_n = a_0 M_n \quad \text{Ec. 4.6}$$

$$\xi_n = \frac{C_n}{2M_n \omega_n} \quad \text{Ec. 4.7}$$

Se sustituye la Ec. 4.6 en la Ec. 4.7 se obtiene la fracción de amortiguamiento modal donde interviene el coeficiente a_0 .

$$\xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} \quad \text{Ec. 4.8}$$

De la Ec. 4.8 se obtiene que la fracción de amortiguamiento es inversamente proporcional a la frecuencia natural, además que el coeficiente a_0 puede seleccionarse de manera que se obtenga un valor específico de la fracción de amortiguamiento en cualquier modo, para lo cual se utiliza la Ec. 4.9. Una vez que se determina a_0 la matriz de amortiguamiento $[C]$ se conoce a partir de la Ec. 4.4.

$$a_0 = 2\xi_n \omega_n \quad \text{Ec. 4.9}$$

Para el caso del amortiguamiento proporcional a la rigidez, las fracciones de amortiguamiento modal pueden relacionarse con el coeficiente a_1 , sustituyendo la Ec. 4.10 en la Ec. 4.5 se obtiene el amortiguamiento generalizado para el n-ésimo modo, ver Ec. 4.11. De esta forma al sustituir la Ec. 4.10 en la Ec. 4.7 se obtiene la fracción de amortiguamiento en la que interviene el coeficiente a_1 , ver Ec. 4.12.

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K_n}{M_n}} \Rightarrow K_n = \omega_n^2 M_n \quad \text{Ec. 4.10}$$

$$C_n = a_1 \omega_n^2 M_n \quad \text{Ec. 4.11}$$

$$\xi_n = \frac{a_1}{2} \omega_n \quad \text{Ec. 4.12}$$

A diferencia del caso anterior el valor del coeficiente a_1 se incrementa linealmente con la frecuencia natural. El coeficiente a_1 puede seleccionarse de manera que se obtenga un valor específico de la fracción de amortiguamiento en cualquier modo, para ellos se hace uso de la Ec. 4.13.

$$a_1 = \frac{2\xi_n}{\omega_n} \quad \text{Ec. 4.13}$$

Calculando el coeficiente a_1 con la ecuación anterior se procede al cálculo de la matriz de amortiguamiento [C] a partir de la Ec. 4.5.

En la Figura 4.13 se muestra la variación la fracción de amortiguamiento proporcional a la masa y a la rigidez, que representan las Ec. 4.8 y Ec. 4.11 respectivamente.

Ninguno de los dos métodos anteriores se adapta a las medidas experimentales que indican que de forma aproximada los factores de amortiguamiento modal no varían de forma significativa para los primeros modos de vibración de la estructura. Por tanto, para la construcción de una matriz de amortiguamiento que sea en cierta medida constante a lo largo de los modos que tiene mayor aportación al comportamiento de la estructura y se apegue a los datos experimentales, Rayleigh propone la siguiente ecuación:

$$C = a_0 M + a_1 K \quad \text{Ec. 4.14}$$

De esta forma la fracción de amortiguamiento para el n-ésimo modo se puede expresar de la siguiente manera:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1}{2} \omega_n \quad \text{Ec. 4.15}$$

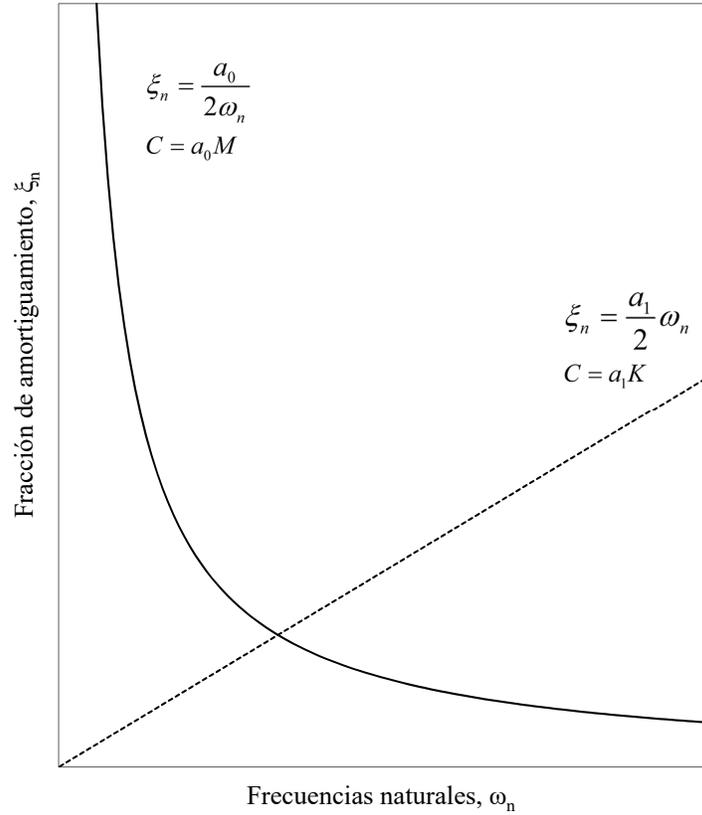


Figura 4.13 Variación de las fracciones de amortiguamiento modal con la frecuencia natural.

Para calcular los coeficientes a_0 y a_1 se plantea de forma matricial la Ec. 4.15 para los modos i -ésimo y j -ésimo, la cual se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad \text{Ec. 4.16}$$

Con el objetivo de obtener la misma fracción de amortiguamiento para los modos que contribuyen de manera significativa a la respuesta de la estructura, se puede establecer que $\xi = \xi_i = \xi_j$, esto se sustenta con base en datos experimentales. De esta forma es posible obtener a_0 y a_1 a partir de la Ec. 4.16.

$$a_0 = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \text{Ec. 4.17}$$

$$a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad \text{Ec. 4.18}$$

Al calcular los coeficientes con las ecuaciones anteriores se procede al cálculo de la matriz $[C]$ haciendo uso de la Ec. 4.14.

$$C = a_0 M + a_1 K \quad \text{Ec. 4.14}$$

Al utilizar el amortiguamiento de Rayleigh para los modos i y j que contribuyen a la respuesta de la estructura, se garantiza que los modos que estén dentro del intervalo $i-j$ tendrán una fracción de amortiguamiento un poco menor que ξ y para los modos que son $>j$ se tendrán un valor mayor que ξ . Para los modos superiores la fracción de amortiguamiento aumentará conforme aumente la frecuencia natural y las respuestas modales correspondientes se eliminarán al tener un amortiguamiento alto. Lo explicado anteriormente se puede observar de forma gráfica en la Figura 4.14.

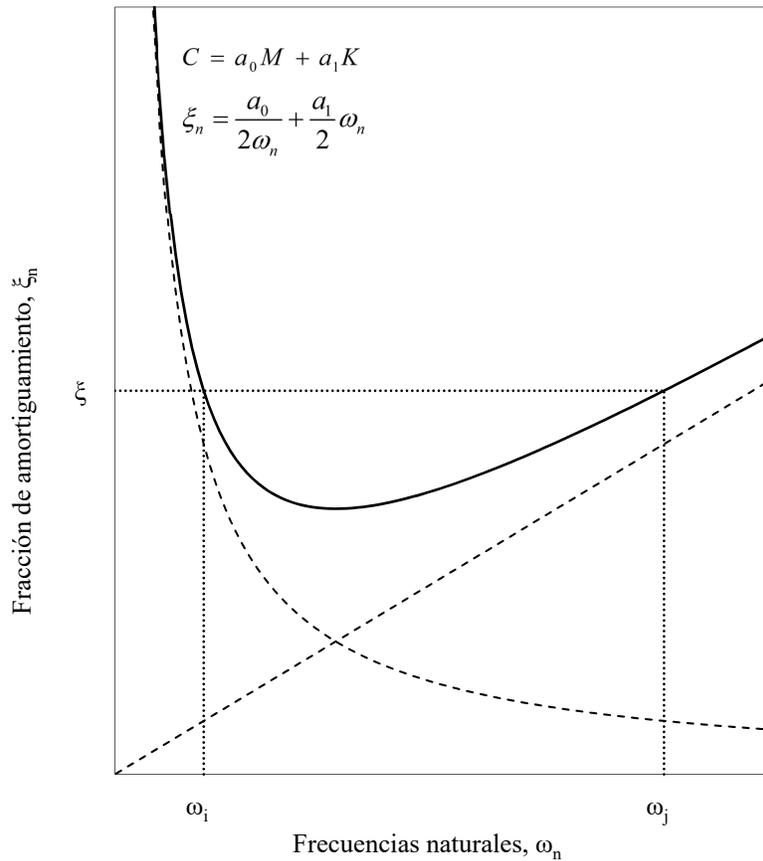


Figura 4.14 Amortiguamiento de Rayleigh

Capítulo 5

Fuerzas a las que se somete una torre de transmisión

Las estructuras de soporte como lo son las torres de transmisión se ven sometidas a diferentes tipos de cargas como lo son el peso propio, el peso de accesorios y herrajes, peso de los cables conductores y cables de guarda, cargas inducidas por el viento y tensiones mecánicas que transmiten los cables a la torre. Para el caso de los accesorios, herrajes, cables de guarda y cables conductores la CFE maneja normas donde se pueden consultar las especificaciones técnicas de dichos componentes. Para el cálculo de las fuerzas inducidas por el viento en México se emplea el “*Manual de diseño de obras civiles- Diseño por viento*” publicado por la CFE, en el cual se establecen metodologías para calcular las fuerzas estáticas que actúan sobre este tipo de estructuras. Para el caso de las fuerzas que inducen los cables conductores y los cables de guarda a la estructura de soporte se emplea el “*Manual para diseño electromecánico de líneas de transmisión aéreas*”, dicho manual también es publicado por la CFE, el mismo se utiliza para el cálculo de las tensiones mecánicas en los cables. En los siguientes apartados se especifica el método empleado para el cálculo de las fuerzas a las que se someterá el modelo de torre de transmisión.

5.1.- Peso y tensión mecánica en cables conductores y de guarda

La torre debe soportar las tensiones mecánicas que los cables le transmiten en los puntos de apoyo, las tensiones están en función de la tensión nominal de la línea, los claros efectivos y el peso del cable conductor o de guarda.

Claro Efectivo

El claro efectivo es la distancia horizontal que existe entre una estructura de soporte a la estructura consecutiva. Para el caso de estudio se utiliza un claro efectivo de 400 metros, Figura 5.2. Se elige este claro ya que es el máximo permitido para este tipo de estructura de soporte y, además, representará la condición más crítica.

Peso de cable conductor

Para realizar los cálculos en el presente estudio, se utiliza el cable tipo ACSR/AS 1113 que, de acuerdo con la especificación **CFE-E0000-18**, sus propiedades se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3 Propiedades de cable conductor tipo ACSR/AS 1113 (Extraído de CFE-E0000-18)

Descripción corta	Conductor de aluminio	Núcleo de acero	Diámetro exterior del cable [mm]	Peso por unidad de longitud [kg/m]			Carga mínima de ruptura [kN]
	Número de alambres	Número de alambres		Aluminio	Acero	Total	
ACSR/AS 1113	45	7	31.98	1.526	0.256	1.82	130

Peso de cable de guarda

En el caso del peso de los cables de guarda se consulta la especificación **CFE-E0000-22**, en la Tabla 4 se presentan sus propiedades.

Tabla 4 Propiedades de cable de guarda (Extraído de CFE-E0000-22)

Descripción corta	Número de alambres	Sección transversal [mm ²]	Carga última de ruptura [kN]	Peso por unidad de longitud [kg/m]
7 # 8	7	58.43	70.90	0.39

Con los valores del peso por unidad de longitud obtenidos de las especificaciones para los cables conductores y de guarda se procede a realizar el cálculo de las cargas que se transmitirán en los apoyos de las crucetas de la torre de transmisión. Para proceder con este cálculo es necesario conocer la longitud del cable, por lo tanto, es necesario calcular dicha longitud con la ecuación de la catenaria, la cual describe la forma que toman los cables cuando se encuentran en el tendido de la red eléctrica, en el siguiente apartado se describe el procedimiento empleado.

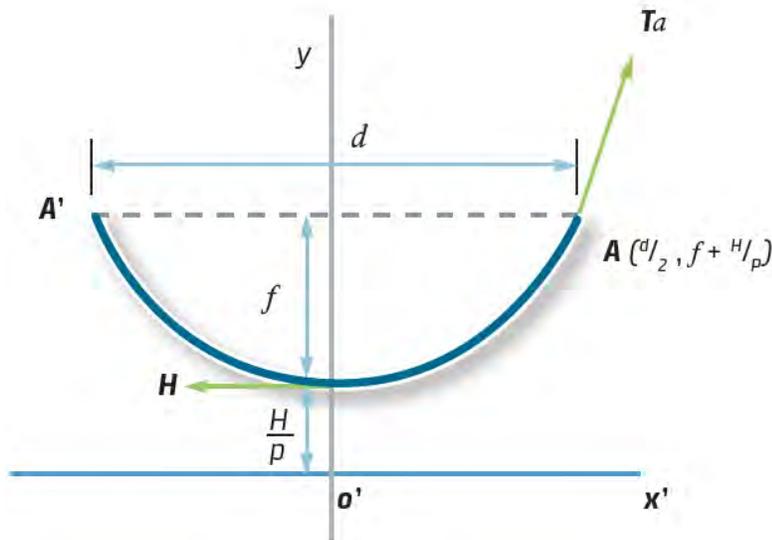
5.1.1.- Ecuación de la catenaria para el cálculo de tensiones mecánicas

Catenaria es la curva que adopta un cable flexible suspendido de dos puntos, con una carga uniformemente distribuida a lo largo del cable. Se considera que el cable está apoyado en dos puntos a una misma altura, con una distancia *d* uno del otro, Figura 5.1, asumiendo lo anterior se hace uso de las ecuaciones que describen a la catenaria.

$$f = \frac{H}{p} \left[\left(\cosh \frac{pd}{2H} \right) - 1 \right] \tag{Ec. 5.1}$$

$$L = \frac{2H}{p} \sinh \frac{pd}{2H} \tag{Ec. 5.2}$$

$$H = T_a - \frac{p^2 d^2}{8T_a} \quad \text{Ec. 5.3}$$



d = Es el claro o vano

f = Es la flecha

T_a = Es la tensión mecánica en los apoyos A y A'

= Es la tensión mecánica en el punto más bajo de la catenaria

p = Es el peso del cable por unidad de longitud

L = Es la longitud del arco de catenaria A-A'

Figura 5.1 Cable suspendido de dos puntos de apoyo colocados al mismo nivel, (C.F.E., 2012)

Las Ec. 5.1, Ec. 5.2 y Ec. 5.3 son extraídas del “Manual para el Diseño Electromecánico de Líneas de Transmisión Aéreas”, de igual forma se establece en dicho manual que la tensión mecánica que transmite un cable en sus apoyos (d) es equivalente al 33% de la carga ultima de ruptura especificada.

Empleado las Ec. 5.1, Ec. 5.2, Ec. 5.3 y las propiedades que se muestran en las Tabla 3 y Tabla 4 se obtienen las tensiones mecánicas y el peso de los cables en los apoyos de las crucetas, Tabla 5.

Tabla 5 Tensiones y peso de cables conductores y cables de guarda.

Tipo de cable	d [kN]	H [kN]	Flecha, f [m]	Longitud, L [m]	Peso por unidad de longitud [kg/m]	Peso [kg]
Conductor ASCR/AS 1113	42.90	42.75	8.37	400.47	1.82	730
Cable de guarda 7 # 8	23.40	23.38	3.27	399.73	0.39	156

El peso que se muestra en la Tabla 5 corresponde a la mitad del tramo de los cables que llegan en ambas direcciones de la línea, es decir, si se tienen estructuras de soporte a cada 400m, se tendrán 2 tramos de 200.235m que aportan peso en los puntos de apoyo de las crucetas de la torre.

Los pesos anteriormente calculados se aplican en los extremos de cada una de las crucetas de la torre, en la cruceta que se encuentra en la parte más alta de la torre se coloca el peso y la tensión correspondiente al cable de guarda y en las crucetas inferiores el de los cables conductores. En las crucetas que llevan cables conductores se agrega un peso adicional de 314 kg (Figura 5.3), el cual se atribuye a la cadena de aisladores (Tapia & Valdepeña, 2002).

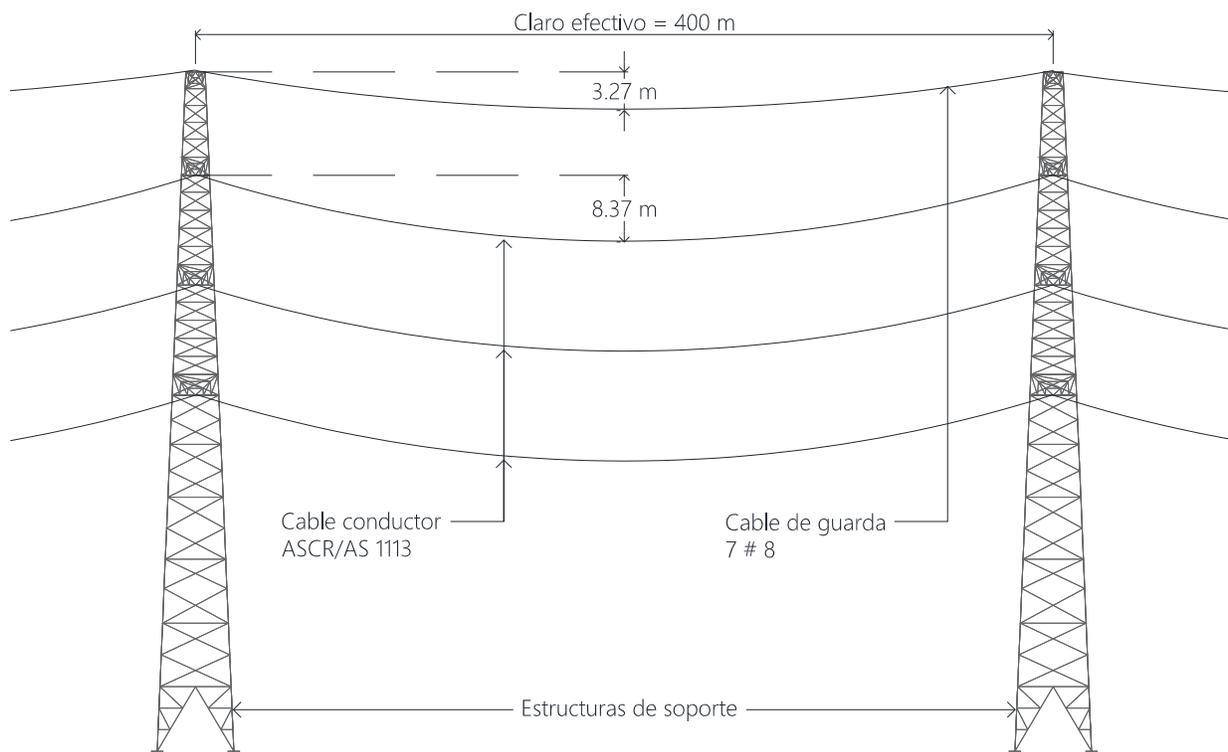


Figura 5.2 Claro efectivo, flecha de cables conductores y cables de guarda

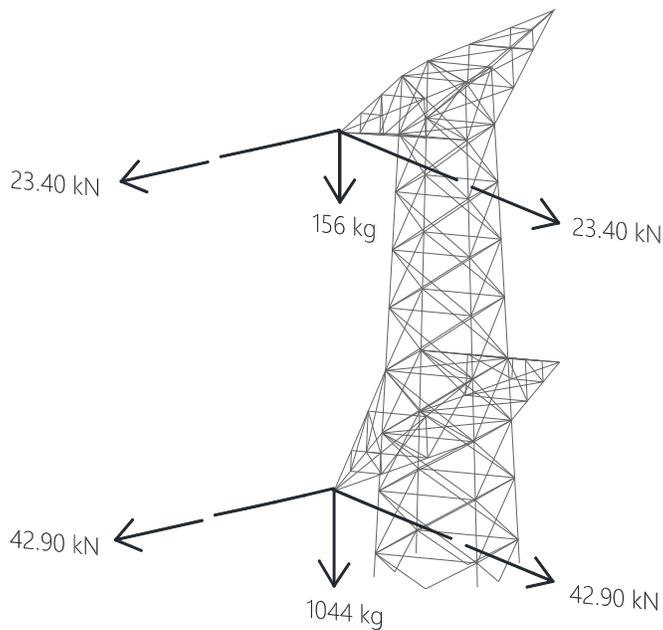


Figura 5.3 Tensiones y peso de cables sobre crucetas

5.2.- Fuerzas inducidas por el viento

Para el cálculo de las fuerzas que induce el viento sobre la torre de transmisión eléctrico primero es necesario comprender que la velocidad del viento está compuesta de dos partes, la primera de ellas es la parte media y la segunda es la parte turbulenta, aunado a esto se tiene que la velocidad media del viento va incrementando conforme incrementa la altura, el cambio en la velocidad media se da debido a factores relacionados con la topografía y la rugosidad del terreno. En la Figura 5.4 se muestra una gráfica donde se muestra la velocidad total en diferentes puntos de la torre de transmisión, también se puede observar la parte media de la velocidad del viento.

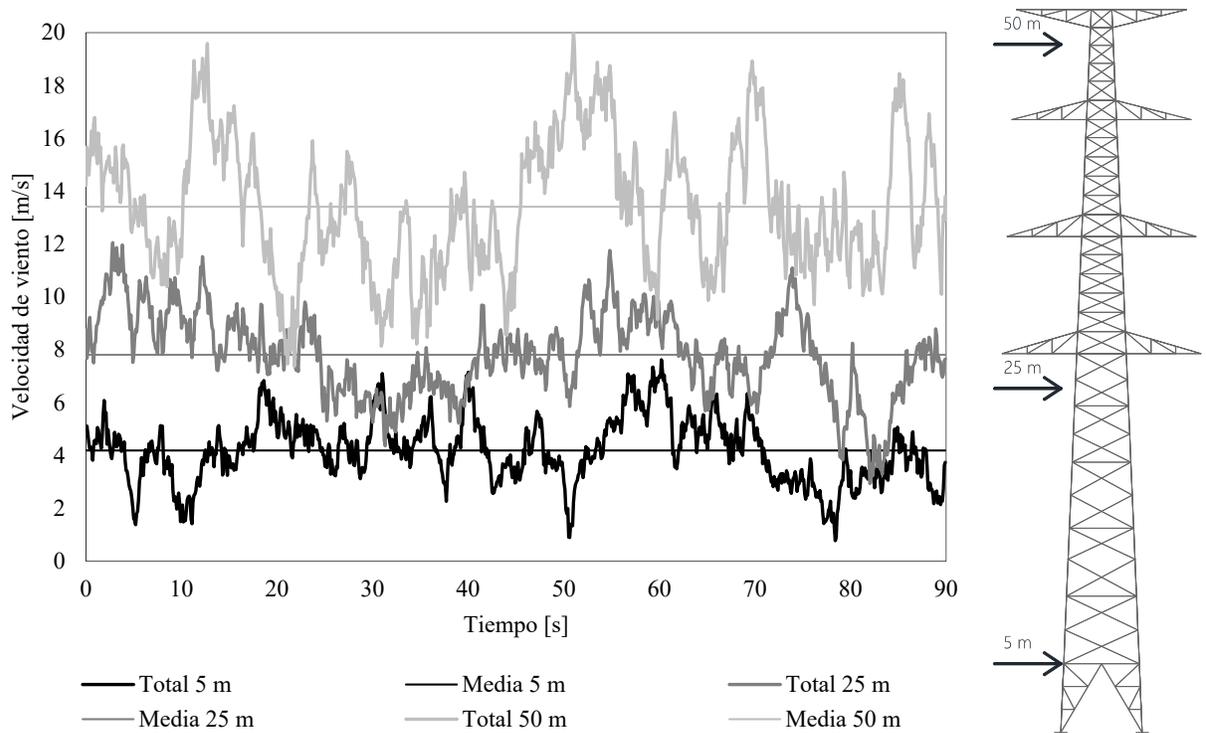


Figura 5.4 Señales de viento a diferentes alturas

Para obtener la velocidad total del viento se calcula, en primera instancia, el perfil medio del viento y, posteriormente, se calcula la parte turbulenta. Para determinar el perfil medio del viento se sigue la metodología establecida en el “Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Viento” publicado por la CFE y para el caso de la turbulenta se utiliza el software SVTpro V2.0 (Ortegón & Pozos-Estrada, 2017).

5.2.1.- Perfil medio del viento (Metodología CFE)

Se emplea la metodología establecida en “Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Viento” en el cual se establece que la velocidad básica de diseño, V_D en km/h, es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de la misma.

$$V_D = F_T F_{rz} V_R \quad \text{Ec. 5.4}$$

Donde:

F_T = Es el factor que depende de la topografía local, adimensional.

F_{rz} = Es el factor que toma en cuenta el efecto de las características de exposición local, adimensional.

V_R = la velocidad regional de ráfaga que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, en km/h.

La velocidad regional de ráfaga, V_R , se establece en 36 km/h (10 m/s), se establece en este valor ya que posteriormente se realizan escalamientos de la velocidad. El factor de topografía, F_T , se toma igual a 1.0 de acuerdo a la Tabla 6. Se utiliza este valor ya que representa a los sitios donde se presentan ráfagas de viento más desfavorables, debido a que no existen obstáculos alrededor de las estructuras de soporte.

Tabla 6 Factor de topografía local, F_T , (C.F.E., 2008)

Sitios	Ejemplos de topografía local	F_T
Protegidos	Valles cerrados	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano: Campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%.	1.0

Para calcular el factor exposición local F_{rz} , se emplean las Ec. 5.5, Ec. 5.6 y Ec. 5.7, este factor establece la variación de la velocidad del viento con la altura, en función de la categoría del terreno.

$$F_{rz} = c \quad z \leq 10 \quad \text{Ec. 5.5}$$

$$F_{rz} = c \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \quad 10 < z < \delta \quad \text{Ec. 5.6}$$

$$F_{rz} = c \left(\frac{\delta}{10} \right)^\alpha \quad z \geq \delta \quad \text{Ec. 5.7}$$

Donde:

z = Es la altura por encima del terreno natural, a la cual se desea conocer la velocidad de diseño, en m.

α = Es el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura, adimensional.

δ = Es la altura medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y puede suponerse constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente en m.

C = Es el coeficiente de escala de rugosidad, adimensional.

Para los valores de α , δ y C que se utilizan en las Ec. 5.5, Ec. 5.6 y Ec. 5.7 se emplean los establecidos en la Tabla 7 correspondientes a una categoría de terreno 2, esta categoría representa a un “Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones” (C.F.E., 2008), de igual forma que con el factor de topografía se elige esta categoría de terreno ya que con ellos se obtienen las condiciones más desfavorables en lugares llanos con pocas obstrucciones.

Tabla 7 Valores de α , δ y C , (C.F.E., 2008)

Categoría de terreno	α	δ [m]	C
1	0.099	245	1.137
2	0.128	315	1.000
3	0.156	390	0.881
4	0.170	455	0.815

Una vez establecidos los parámetros anteriores se procede a fijar nodos de referencia en la torre de transmisión con el fin de calcular la velocidad media a la altura de dichos nodos, estos se colocan en la parte superior de cada uno de los paneles que se establecieron anteriormente (Figura 4.1), a continuación se extrae la altura de los nodos y se calcula la velocidad media con la metodología descrita en los párrafos anteriores. En la Tabla 8 se presentan los resultados obtenidos del cálculo de la velocidad media, y en la Figura 5.5 se muestra el perfil medio del viento en toda la altura de la torre de transmisión.

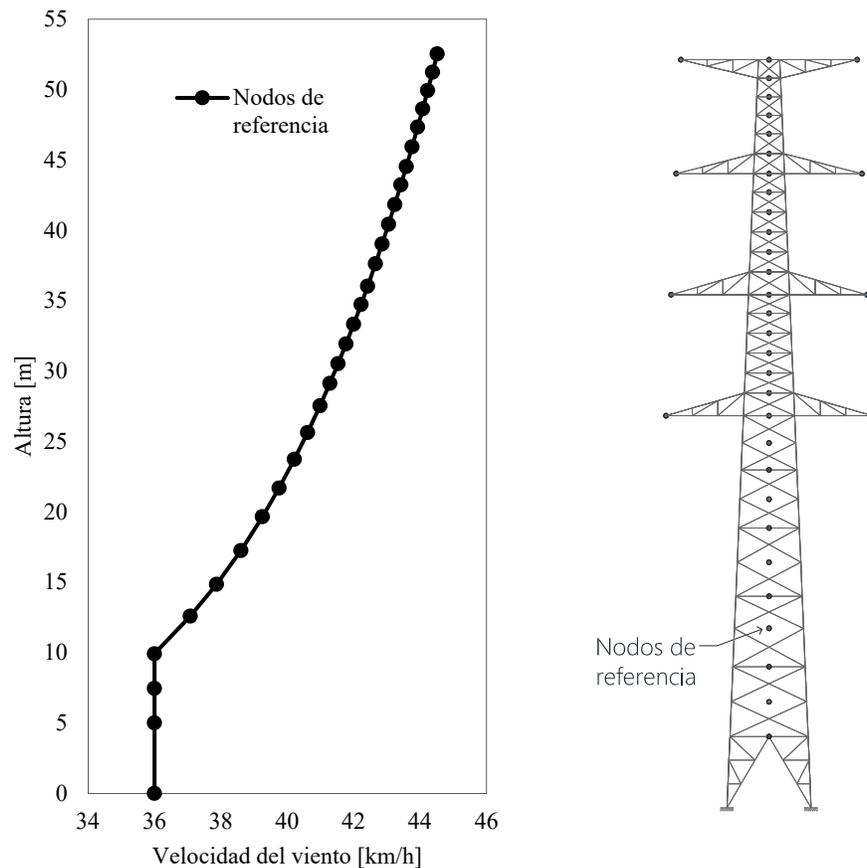


Figura 5.5 Perfil medio del viento

Tabla 8 Velocidad básica de diseño calculada con la metodología de la CFE

Panel	Altura [m]	F_{rz}	V_D [km/h]	Crucetas
1	5.00	1.000	36.00	
2	7.46	1.000	36.00	
3	9.91	1.000	36.00	
4	12.59	1.030	37.08	
5	14.85	1.052	37.87	
6	17.25	1.072	38.60	
7	19.65	1.090	39.25	
8	21.69	1.104	39.75	
9	23.73	1.117	40.21	
10	25.63	1.128	40.61	
11	27.53	1.138	40.98	
12	29.13	1.147	41.28	13 y 14 igual a 12
15	30.53	1.154	41.53	
16	31.93	1.160	41.77	
17	33.33	1.167	42.00	
18	34.73	1.173	42.22	
19	36.03	1.178	42.42	
20	37.63	1.185	42.66	21 y 22 igual a 20
23	39.03	1.190	42.86	
24	40.43	1.196	43.05	
25	41.83	1.201	43.24	
26	43.23	1.206	43.42	
27	44.53	1.211	43.58	
28	45.93	1.215	43.76	30 y 31 igual 28
31	47.33	1.220	43.93	
32	48.63	1.224	44.08	
33	49.93	1.229	44.23	
34	51.23	1.233	44.37	
35	52.53	1.237	44.52	36 y 37 igual 35

5.2.2.- Simulación de la parte turbulenta del viento (Software SVT pro V2.0)

Una vez que se determinó el perfil medio del viento se procede al cálculo de la parte turbulenta, para ello se hace uso del software SVT pro V2.0, este se utiliza para simular velocidades de viento turbulento en un espacio de 2 dimensiones, el programa emplea el modelo ARMA (Auto-regresive moving-average) y diferentes Funciones de Densidad de Potencia Espectral (FDPE), (Ortegón & Pozos-Estrada, 2017).

Las señales simuladas tienen una duración de 10 min y se conforman de 6000 puntos que se tienen a un tamaño de paso de 0.1s, en la Figura 5.9 se muestra un ejemplo de una de las señales simuladas, el programa

arroja 2 tipos de datos, la suma de la velocidad de la parte media y la parte turbulenta del viento, y únicamente, la parte turbulenta.

En la interfaz del programa se introducen las coordenadas de los nodos de referencia (Figura 5.5) y la velocidad media obtenida con la metodología que se describe en el apartado anterior. En la Figura 5.6 se muestran los nodos de referencia dentro de la interfaz del software.

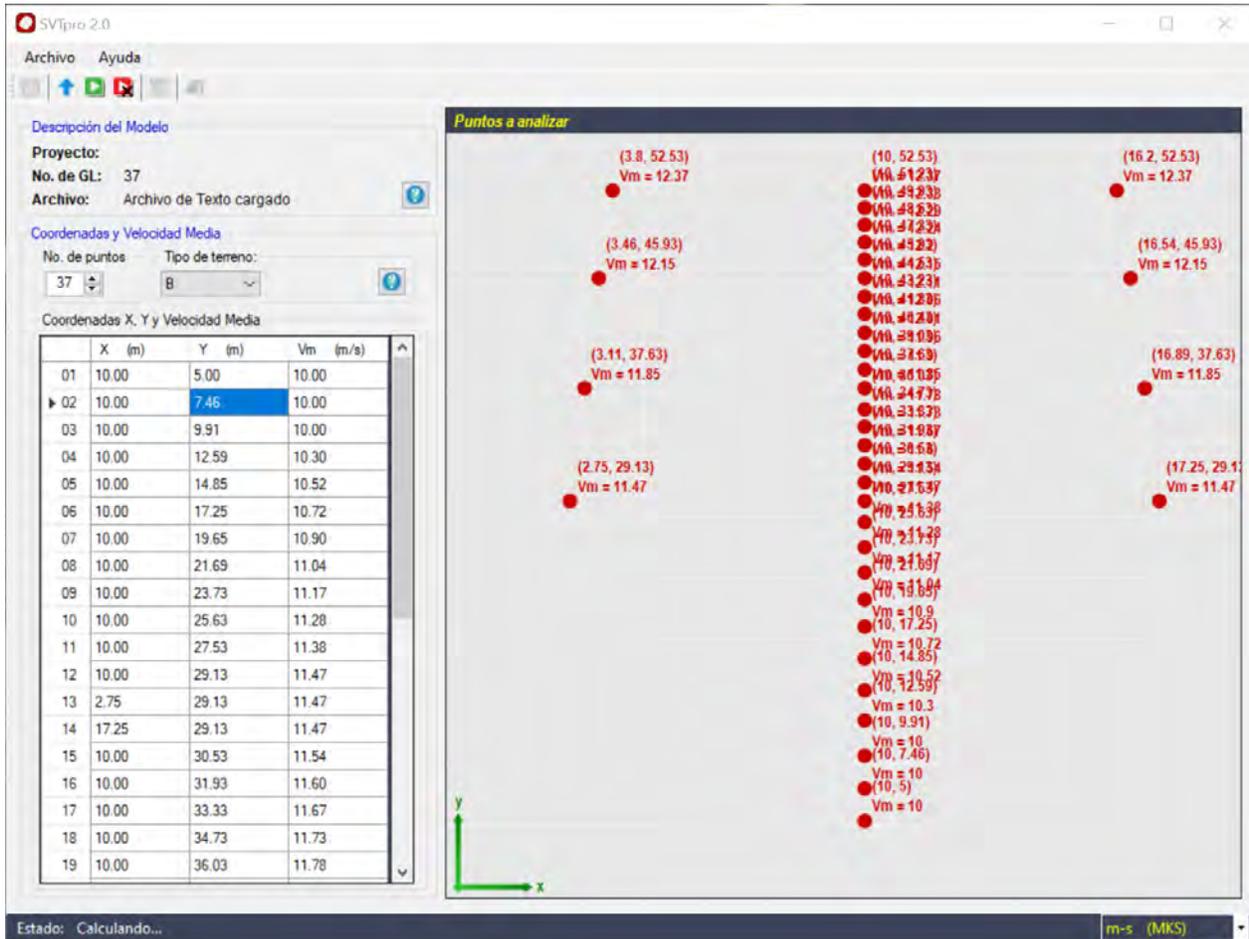


Figura 5.6 Interfaz de programa SVTpro V2.0

Posteriormente se elige el modo en que se quieren simular las señales en los nodos, ya sea una sola simulación, es decir, un conjunto de señales que contenga una sola señal para cada nodo, o se requieran una serie de simulaciones que contenga varios conjuntos de señales. Para el caso de estudio se utiliza la segunda opción.

Para configurar el análisis sistemático se tiene que establecer la FDPE (Función de densidad de potencia espectral) que se utilizará para el cálculo de la parte turbulenta del viento.

La FDPE describe la distribución de la energía a lo largo de las frecuencias en el componente paralelo a la dirección del viento turbulento. Para el caso de estudio se utiliza la FDPE de Davenport, debido a que esta función caracteriza de manera correcta la distribución de energía, en la Figura 5.7 se muestra la comparación de la FDPE de Davenport teórica contra la energía obtenida de una simulación de una señal realizada en el

programa SVTpro V2.0 utilizando la FDPE de Davenport, adicionalmente se muestra la energía de una señal real registrada.

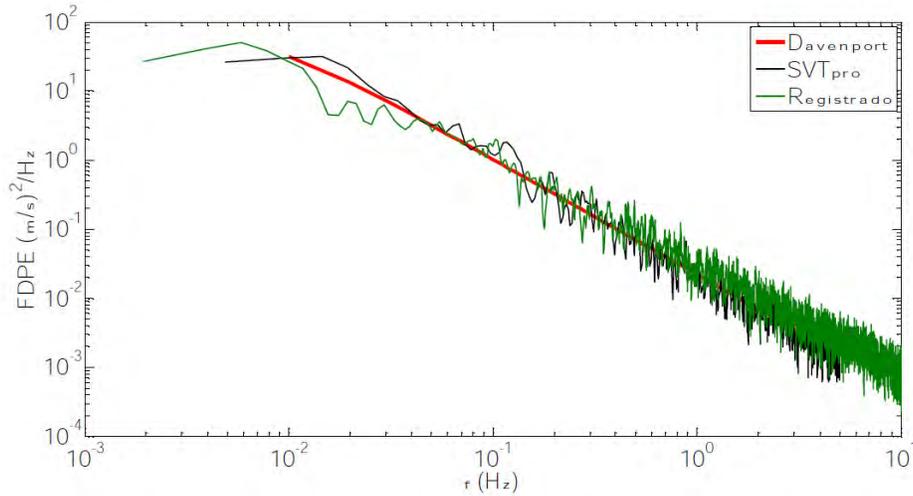


Figura 5.7 Comparación de la distribución de energía (Ortegón & Pozos-Estrada, 2017)

Una vez establecida la FDPE, se debe introducir la velocidad de viento media a 10m, la cual es la misma que se utilizó como velocidad regional, $V_R = V_{10}$, en el cálculo de la velocidad básica de diseño, V_D . Por lo tanto:

$$V_{10} = 36 \text{ km/hr (10 m/s)}$$

En la Figura 5.8 se muestra la configuración utilizada para el cálculo sistemático de las simulaciones y en la Figura 5.9 se puede observar una de las señales simuladas.

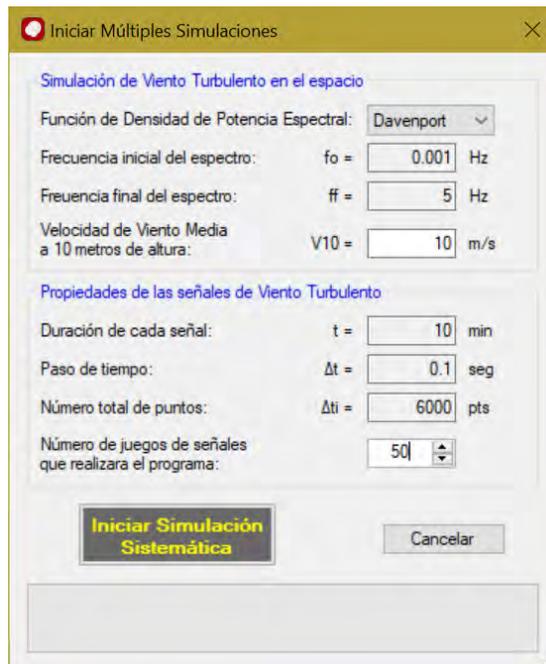


Figura 5.8 Interfaz de programa SVTpro V2.0, configuración de análisis sistemático

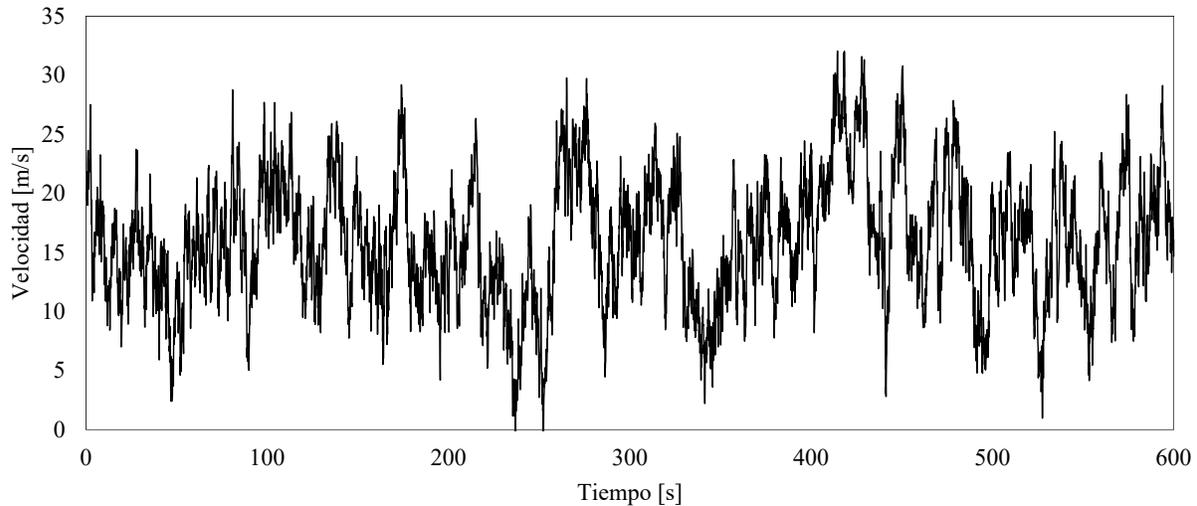


Figura 5.9 Señal de viento turbulento (Suma de la parte media y la parte turbulenta)

5.2.3.- Cálculo de fuerzas sobre la estructura de soporte

Posterior a la simulación de las señales del viento se procede al cálculo de las historias en el tiempo de las fuerzas que se aplicarán a la torre, para calcular dichas fuerzas se utiliza la ecuación general de la fuerza de arrastre:

$$F(t) = \frac{1}{2} \rho C_a A [\bar{V} + u(t)]^2 \quad \text{Ec. 5.8}$$

Donde:

$F(t)$ = Es la fuerza en el tiempo que se aplica en un panel, en [N].

ρ = Es la densidad del aire, la cual se toma como 1.23 kg/cm².

C_a = Es el coeficiente de arrastre, se calcula con la Ec. 5.9, adimensional.

A = Es el área sólida del panel sobre la cual actúa perpendicularmente el viento, ver Figura 5.10, en [m²].

\bar{V} = Es la velocidad media del viento, en [m/s].

$u(t)$ = Es la velocidad turbulenta del viento en el tiempo, en [m/s].

El coeficiente de arrastre que se calcula de acuerdo a la Ec. 5.9, se toma del “Manual para el Diseño Electromecánico de Líneas de Transmisión Aéreas” (C.F.E., 2012) . Esta ecuación se emplea para torres en celosía con perfiles planos.

$$C_a = (4.1727\phi^2 - 6.1681\phi + 4.0088)(1 + 0.2 \text{sen}^2 2\theta) \quad \text{Ec. 5.9}$$

Donde:

C_a = Es el coeficiente de arrastre, adimensional.

ϕ = Es el factor de solidez, ver Figura 5.10, adimensional.

θ = Es el ángulo de incidencia del viento, ver Figura 5.10, en grados.

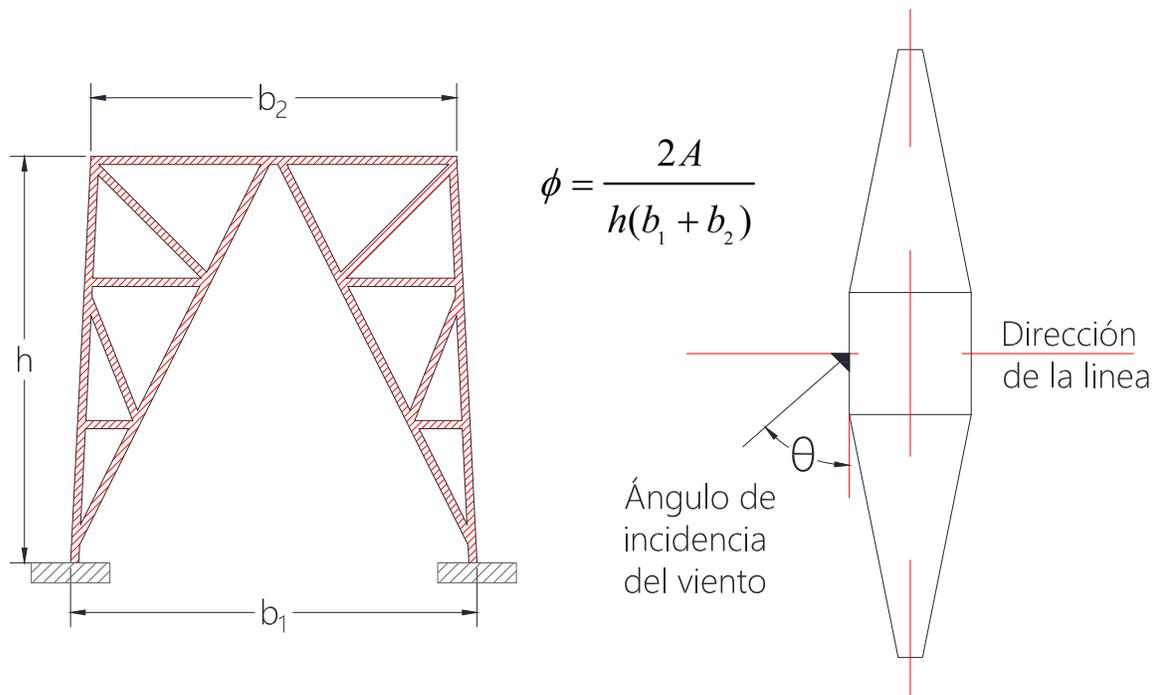


Figura 5.10 Factor de solidez

La fuerza que se obtiene con la Ec. 5.8 equivale a la fuerza que se aplica sobre toda el área sólida del panel, por lo que, se emplea una simplificación la cual consiste en que la magnitud de la fuerza se distribuye en el número de nodos que intervienen en el panel, por ejemplo, si se calcula la fuerza en el panel 1, F_1 , la fuerza que tendrá cada uno de los nodos del panel estará dada por $F = F_1 / 11$, ver Figura 5.11.

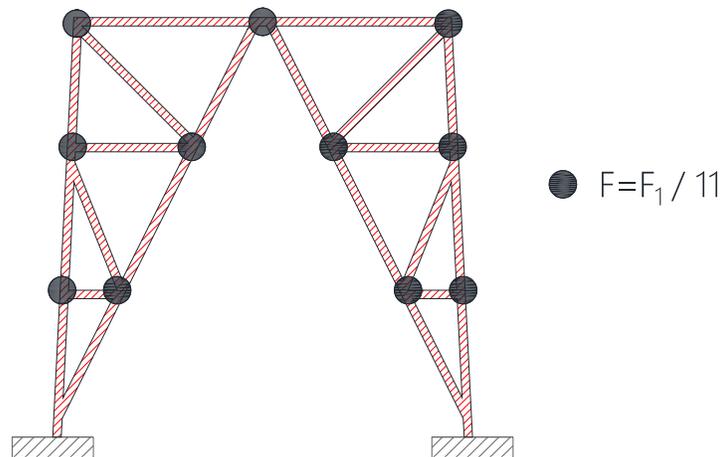


Figura 5.11 Distribución de fuerzas en nodos de estructura

En la Tabla 9 se muestran los parámetros (ángulo de incidencia $\theta = 0^\circ$) correspondientes a cada panel de la torre de transmisión con los cuales se procederá al cálculo de las fuerzas dinámicas a las que se somete la torre.

Tabla 9 Parámetros necesarios para el cálculo de la historia de fuerzas

Panel	Área total [m ²]	Área de elementos [m ²]	Factor de solidez ϕ	Coefficiente de arrastre	Tamaño de panel [m]	Altura Z [m]
1	28.58	6.59	0.23	2.81	5.00	5.00
2	18.74	2.51	0.13	3.26	2.46	7.46
3	12.75	2.97	0.23	2.80	2.46	9.91
4	13.33	2.52	0.19	2.99	2.68	12.59
5	15.25	2.47	0.16	3.12	2.26	14.85
6	15.51	2.03	0.13	3.27	2.40	17.25
7	10.49	2.42	0.23	2.81	2.40	19.65
8	8.54	1.78	0.21	2.91	2.04	21.69
9	8.19	2.14	0.26	2.68	2.04	23.73
10	7.31	1.64	0.23	2.83	1.90	25.63
11	7.01	1.98	0.28	2.60	1.90	27.53
12	5.66	1.70	0.30	2.53	1.60	29.13
13	10.73	1.44	0.13	3.26	1.60	29.13
14	10.73	1.44	0.13	3.26	1.60	29.13
15	4.78	1.66	0.35	2.37	1.40	30.53
16	4.61	1.63	0.35	2.35	1.40	31.93
17	4.45	1.42	0.32	2.47	1.40	33.33
18	4.28	1.03	0.24	2.77	1.40	34.73
19	3.83	1.05	0.27	2.63	1.30	36.03
20	4.52	1.03	0.23	2.82	1.60	37.63
21	8.96	1.42	0.16	3.14	1.60	37.63
22	8.96	1.42	0.16	3.14	1.60	37.63
23	3.78	0.95	0.25	2.72	1.40	39.03
24	3.61	0.92	0.26	2.70	1.40	40.43
25	3.45	0.90	0.26	2.68	1.40	41.83
26	3.28	0.87	0.27	2.66	1.40	43.23
27	2.90	0.88	0.30	2.52	1.30	44.53
28	5.36	0.83	0.15	3.16	1.40	45.93
29	6.98	1.37	0.20	2.96	1.40	45.93
30	6.98	1.37	0.20	2.96	1.40	45.93
31	3.94	0.68	0.17	3.06	1.40	47.33
32	2.45	0.58	0.24	2.78	1.30	48.63
33	2.31	0.57	0.24	2.75	1.30	49.93
34	2.17	0.54	0.25	2.74	1.30	51.23
35	3.15	0.66	0.21	2.90	1.30	52.53
36	5.53	1.11	0.20	2.94	1.30	52.53
37	5.53	1.11	0.20	2.94	1.30	52.53

En la Figura 5.12 se muestra el resultado del cálculo de una historia de fuerzas a partir de una señal viento, utilizando la Ec. 5.8.

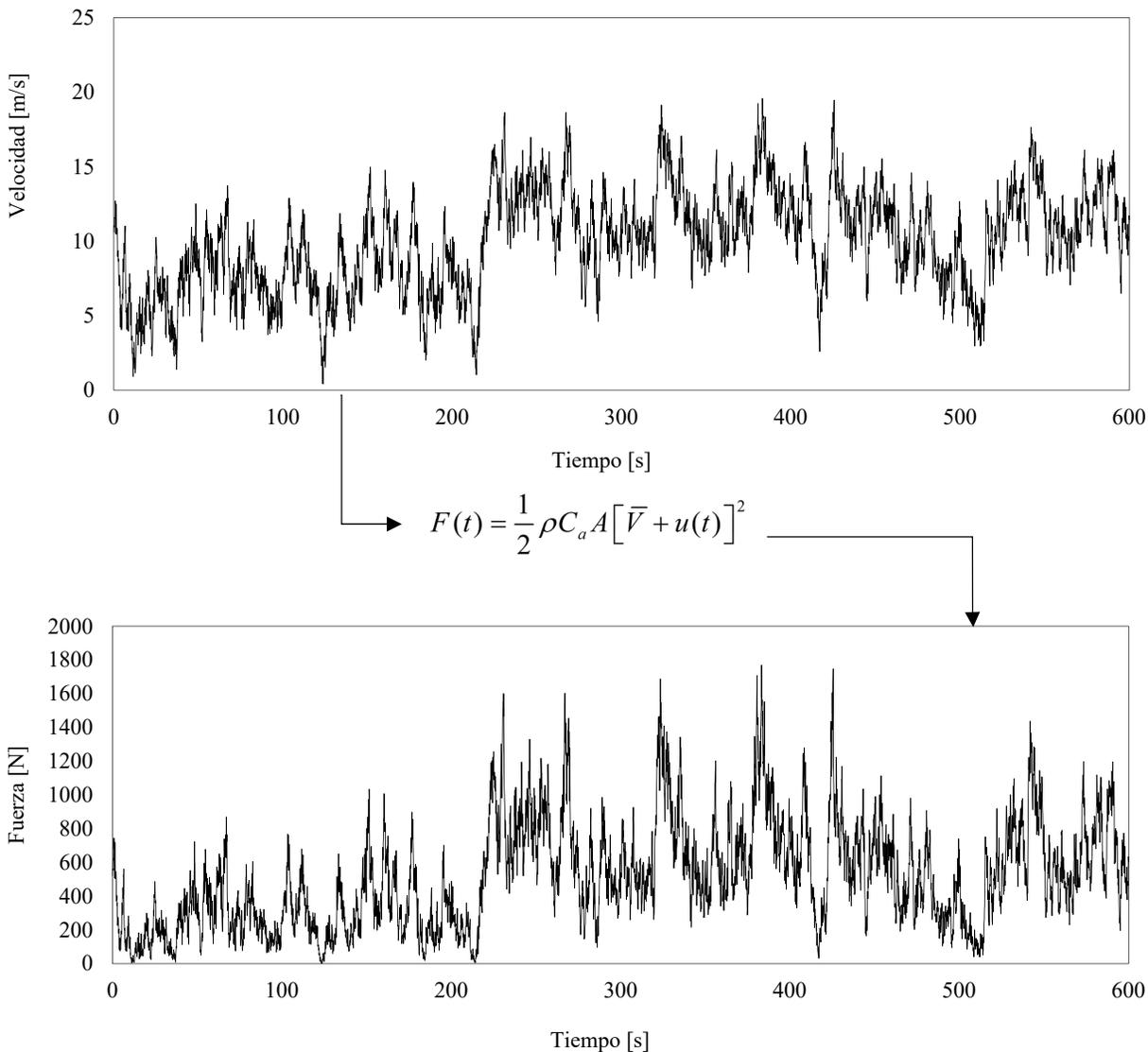


Figura 5.12 Ejemplo de cálculo de historia de fuerzas en el tiempo

De forma similar se calculan las fuerzas que se aplicarán en cada uno de los paneles y una vez que se obtienen las historias de fuerzas, se dividen en el número de nodos que intervienen en cada panel.

5.3- Fuerzas del viento sobre los conductores

El viento ejerce presión sobre los cables conductores, lo cual provoca movimiento y esto lleva a un incremento en las tensiones mecánicas que se inducen a la torre de transmisión. Para el caso de estudio se consideran estas fuerzas actuando de forma estática, el cálculo se realiza de acuerdo a la metodología del “Manual para el Diseño Electromecánico de Líneas de Transmisión Aéreas” (C.F.E., 2012) , en dicho manual se establece la Ec. 5.10 para el cálculo de la carga de viento, F_{ec} , debido al efecto del viento sobre una longitud de claro L aplicada en cada punto de apoyo de este claro y perpendicular al claro (ver, Figura 5.14).

$$F_{ec} = C_{ac} d_c \frac{L_1 + L_2}{2} \text{sen}^2(\Omega) \frac{q_z(z_s)}{g^2(z_s)} F_{ADC} \quad \text{Ec. 5.10}$$

Donde:

F_{ec} = Es la fuerza estática equivalente sobre el cable o conductor debido al efecto del viento, en [N].

C_{ac} = Es el coeficiente de arrastre del conductor o cable, se toma igual a 1.20, (C.F.E., 2012).

d_c = Es el diámetro del conductor o cable, en [m].

L_1 y L_2 = Son las longitudes que hay desde la torre de análisis a la torre anterior y posterior respectivamente, en [m], ver Figura 5.13.

Ω = Es el ángulo entre la dirección del viento y el conductor o cable, ver Figura 5.14.

$q_z(z_s)$ = Es la presión dinámica de base evaluada en la altura de referencia, z_s , en [Pa].

$g_z(z_s)$ = Es el factor de ráfaga, evaluado en la altura de referencia, z_s , para convertir velocidades promediadas en 3 segundos a velocidades promediadas en 10 minutos, adimensional.

F_{ADC} = Es el factor de amplificación dinámica para el conductor o cable, adimensional.

La altura de referencia, z_s , en la que se supone que actúa el viento sobre el conductor, es el tercio medio de su flecha o catenaria, f , (ver, Figura 5.13).

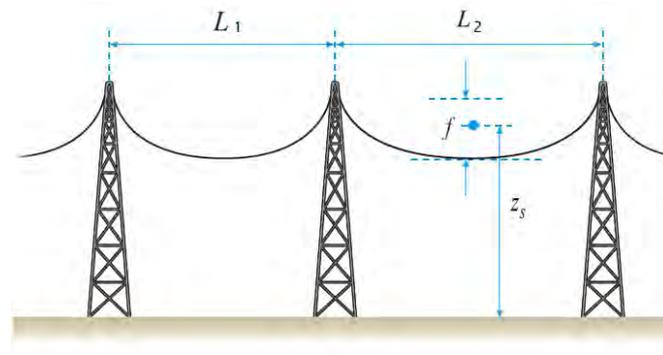


Figura 5.13 Condiciones geométricas para la aplicación de las cargas de viento sobre un conductor o cable (C.F.E., 2012)

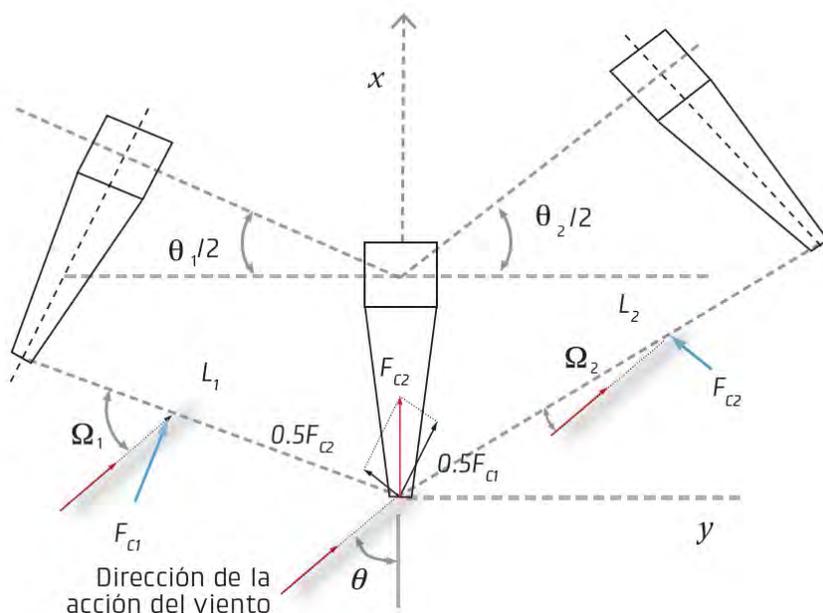


Figura 5.14 Acción del viento sobre los conductores y su fuerza resultante sobre los apoyos (C.F.E., 2012)

De acuerdo a la Figura 5.14 si se desea calcular la fuerza que se ejerce en los apoyos debido a la acción del viento sobre los cables, se debe considerar el ángulo θ entre la dirección del viento y el eje transversal del apoyo y donde ϕ_1 y ϕ_2 son los ángulos complementarios a la línea, de acuerdo con lo anterior y lo mostrado en la Figura 5.14 se pueden establecer las siguientes ecuaciones:

$$\Omega_1 = 90 - \left(\theta - \frac{\Phi_1}{2} \right) \tag{Ec. 5.11}$$

$$\Omega_2 = 90 - \left(\theta + \frac{\Phi_2}{2} \right) \tag{Ec. 5.12}$$

La carga de viento en la dirección transversal para las estructuras de apoyo será:

$$F_{cx} = \left(\frac{F_{c1}}{2} \right) \cos \left(\frac{\Phi_1}{2} \right) + \left(\frac{F_{c2}}{2} \right) \cos \left(\frac{\Phi_2}{2} \right) \tag{Ec. 5.13}$$

Y en la dirección perpendicular es:

$$F_{cy} = \left(\frac{F_{c1}}{2} \right) \sen \left(\frac{\Phi_1}{2} \right) - \left(\frac{F_{c2}}{2} \right) \sen \left(\frac{\Phi_2}{2} \right) \tag{Ec. 5.14}$$

Ahora se sustituye las Ec. 5.10 a la Ec. 5.11 en la Ec. 5.13. se tiene que:

$$F_{cx} = \frac{q_z(z_s)}{g^2(z_s)} C_{ac} F_{ADC} d_c \left\{ \frac{L_1}{2} \sen^2 \left[90 - \left(\theta - \frac{\Phi_1}{2} \right) \right] \cos \left(\frac{\Phi_1}{2} \right) + \frac{L_2}{2} \sen^2 \left[90 - \left(\theta + \frac{\Phi_2}{2} \right) \right] \cos \left(\frac{\Phi_2}{2} \right) \right\} \tag{Ec. 5.15}$$

Y en la dirección perpendicular:

$$F_{cy} = \frac{q_z(z_s)}{g^2(z_s)} C_{ac} F_{ADC} d_c \left\{ \frac{L_1}{2} \text{sen}^2 \left[90 - \left(\theta - \frac{\Phi_1}{2} \right) \right] \text{sen} \left(\frac{\Phi_1}{2} \right) + \frac{L_2}{2} \text{sen}^2 \left[90 - \left(\theta + \frac{\Phi_2}{2} \right) \right] \text{sen} \left(\frac{\Phi_2}{2} \right) \right\} \quad \text{Ec. 5.16}$$

Para el caso de estudio que se está realizando se tiene que la línea de transmisión tiene una dirección normal al eje transversal de los apoyos, es decir que $\Phi_1 = \Phi_2 = 0$, por lo tanto, la fuerza F_{cx} estará dada por la Ec. 5.17, y al hacer la consideración anterior se tiene que $F_{cy} = 0$.

$$F_{cx} = \frac{q_z(z_s)}{g^2(z_s)} C_{ac} F_{ADC} d_c \frac{L_1 + L_2}{2} \text{sen}^2(90 - \theta) \quad \text{Ec. 5.17}$$

5.3.1.- Factor de amplificación dinámica para conductores (F_{ADC})

Los efectos dinámicos que produce el viento sobre los conductores o cables se calculan con la Ec. 5.18.

$$F_{ADC} = 1 + k_p \varepsilon E \sqrt{B_C + R_C} \quad \text{Ec. 5.18}$$

Donde:

F_{ADC} = Es el factor de amplificación dinámica para los conductores o cables, adimensional.

k_p = Es el factor pico estadístico considerado a 3.5.

ε = Es el factor debido a la separación entre los conductores y la estructura, se considera igual a 0.75.

E = Es el factor de exposición calculado mediante la Ec. 5.19, adimensional.

B_C = Es el factor de respuesta de fondo para los conductores o cables, se obtiene en la Ec. 5.20, adimensional.

R_C = Es el factor de respuesta de resonancia para los conductores o cables, se obtiene en la Ec. 5.21, adimensional.

El factor de exposición, E , está dado por:

$$E = \sqrt{24\kappa} \left(\frac{10}{z_s} \right)^{\bar{\alpha}} \quad \text{Ec. 5.19}$$

Donde:

κ = Es el factor de rugosidad del terreno donde se ubicará la línea de conducción eléctrica, ver Tabla 10, adimensional.

α = Es el exponente de variación de la velocidad del viento con la altura, ver Tabla 10, adimensional.

Tabla 10 Valores para b , d , α , K , z_{\min} , z_0 y L_s (C.F.E., 2012)

Categoría de terreno	b	d	α	K	z_{\min} [m]	z_0 [m]	L_s [m]
1	1.17	0.15	0.12	0.003	0.01	1	76
2	1.00	0.19	0.16	0.005	0.05	2	67
3	0.77	0.29	0.21	0.010	0.30	5	52
4	0.55	0.43	0.29	0.015	1.00	10	45

El factor de respuesta de fondo de los conductores o cables, B_C , está dado por la siguiente ecuación:

$$B_C = \frac{1}{1 + 0.81 \frac{L_1 + L_2}{L_s}} \quad \text{Ec. 5.20}$$

Donde:

L_s = Es la escala de turbulencia que depende de la categoría del terreno, ver Tabla 10, en [m].

El factor de respuesta en resonancia de los conductores, R_C , se calcula con:

$$R_C = 0.0113 \left(\frac{\eta_c z_s}{V_D'} \right)^{-5/3} \frac{z_s}{\frac{L_1 + L_2}{2} \xi_c} \quad \text{Ec. 5.21}$$

Donde:

V_D' = Es la velocidad evaluada en la altura de referencia del conductor o cable, z_s , calculada con la Ec. 5.22, en [km/h].

η_c = Es la frecuencia fundamental del cable o conductor, se calcula con la Ec. 5.25, en [Hz].

ξ_c = Es la fracción de amortiguamiento aerodinámico, con respecto al crítico, del cable o conductor, adimensional.

La velocidad evaluada a la altura de regencia se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$V_D' = F_T F_{rz}' V_R \quad \text{Ec. 5.22}$$

Donde:

F_T y V_R se definen en la Ec. 5.4.

F_{rz}' = Es el factor de exposición para la velocidad media, se calcula con la Ec. 5.23 y Ec. 5.24.

El factor de exposición media está dado por:

$$F'_{rz} = 0.195b \quad z_s < 10 \text{ m} \quad \text{Ec. 5.23}$$

$$F'_{rz} = 0.195b \left(\frac{z_s}{10} \right)^\alpha \quad 10 \text{ m} < z_s < 200 \text{ m} \quad \text{Ec. 5.24}$$

Los valores de b y α se obtienen de la Tabla 10.

La frecuencia fundamental de un cable o conductor, en Hz se puede aproximar como:

$$\eta_c \approx \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3g}{2f}} \quad \text{Ec. 5.25}$$

Donde:

f = Es la flecha o catenaria máxima del cable, ver Figura 5.13, en [m].

g = Es la aceleración de la gravedad igual a 9.81 m/s^2 .

La fracción de amortiguamiento aerodinámico, con respecto del crítico, del cable o conductor, se puede calcular con:

$$\xi_c = \left(\frac{d_c^2 \rho_{aire}}{4\pi m} \right) \frac{V_D'}{\eta_c d_c} C_{ac} \quad \text{Ec. 5.26}$$

Donde:

m = Es el peso por unidad de longitud del cable o conductor, en [kg/m].

ρ_{aire} = Es la densidad media del aire igual a 1.20 kg/m^3 .

Siguiendo la metodología anterior se puede conocer la fuerza que induce el movimiento de los cables a los apoyos en la torre de transmisión. Para el caso en que la velocidad a 10 metros es igual a $V_{10} = 36 \text{ km/hr}$ y se tiene un ángulo de incidencia del viento de $\theta = 0^\circ$ se obtendrían las siguientes fuerzas en los apoyos de las crucetas.

Tabla 11 Fuerzas en las crucetas para el caso $V_{10} = 36 \text{ km/hr}$ con $\theta = 0^\circ$

Ubicación	Altura [m]	Velocidad [km/h]	Diámetro de cable [m]	F_{ADC}	F_{cx} [N]
Cruceta 1	27.53	41.28	0.032	1.38	858.64
Cruceta 2	36.03	42.66	0.032	1.32	922.94
Cruceta 3	44.53	43.76	0.032	1.30	976.38
Cruceta 4	52.53	44.52	0.0098	1.29	310.53

Los valores obtenidos se aplican en las crucetas correspondientes, cabe aclarar que estas fuerzas se aplican en la dirección X de acuerdo con lo planteado en la Ec. 5.17.

Capítulo 6

Curva de capacidad empleando el análisis dinámico incremental

La curva de capacidad (Figura 6.1) se calcula para observar el comportamiento de la respuesta de una estructura sometida a acciones externas. El método de análisis por el cual se obtiene la curva de capacidad está ligado a la naturaleza de las acciones a las que se somete la estructura, las cuales pueden ser estáticas o dinámicas. Debido al origen aleatorio, en el caso de las fuerzas que el viento induce a una torre de transmisión, el método de análisis dinámico es el adecuado para la obtención de la respuesta, dado esto, se emplea la metodología del “Análisis Dinámico Incremental (IDA)” propuesto por Dimitrios Vamvatsikos y C. Allin Cornell en el 2002.

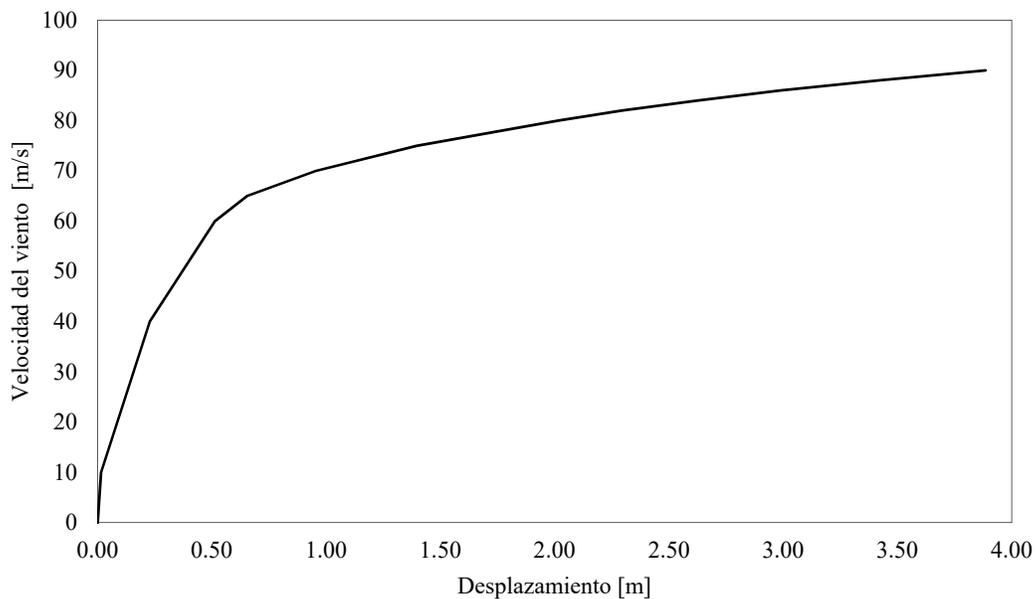


Figura 6.1 Curva de capacidad

6.1.- Análisis Dinámico Incremental (IDA)

La metodología del IDA (Cornell & Vamvatsikos, 2002) surgió para evaluar el comportamiento de estructuras bajo cargas sísmicas, en el actual estudio se realiza una adaptación para el caso de la fuente que origina las fuerzas a las que se somete la estructura, siendo esta la velocidad del viento. El método se basa en realizar una serie de análisis dinámicos no lineales (Sección 4.5) que tienen como demanda las señales de viento que se simulan en la Sección 5.2. Las señales de viento se escalan para obtener diferentes intensidades de demanda y con esto caracterizar diferentes desempeños de la estructura, los cuales van desde el intervalo elástico y posteriormente el intervalo no lineal (Figura 6.2).

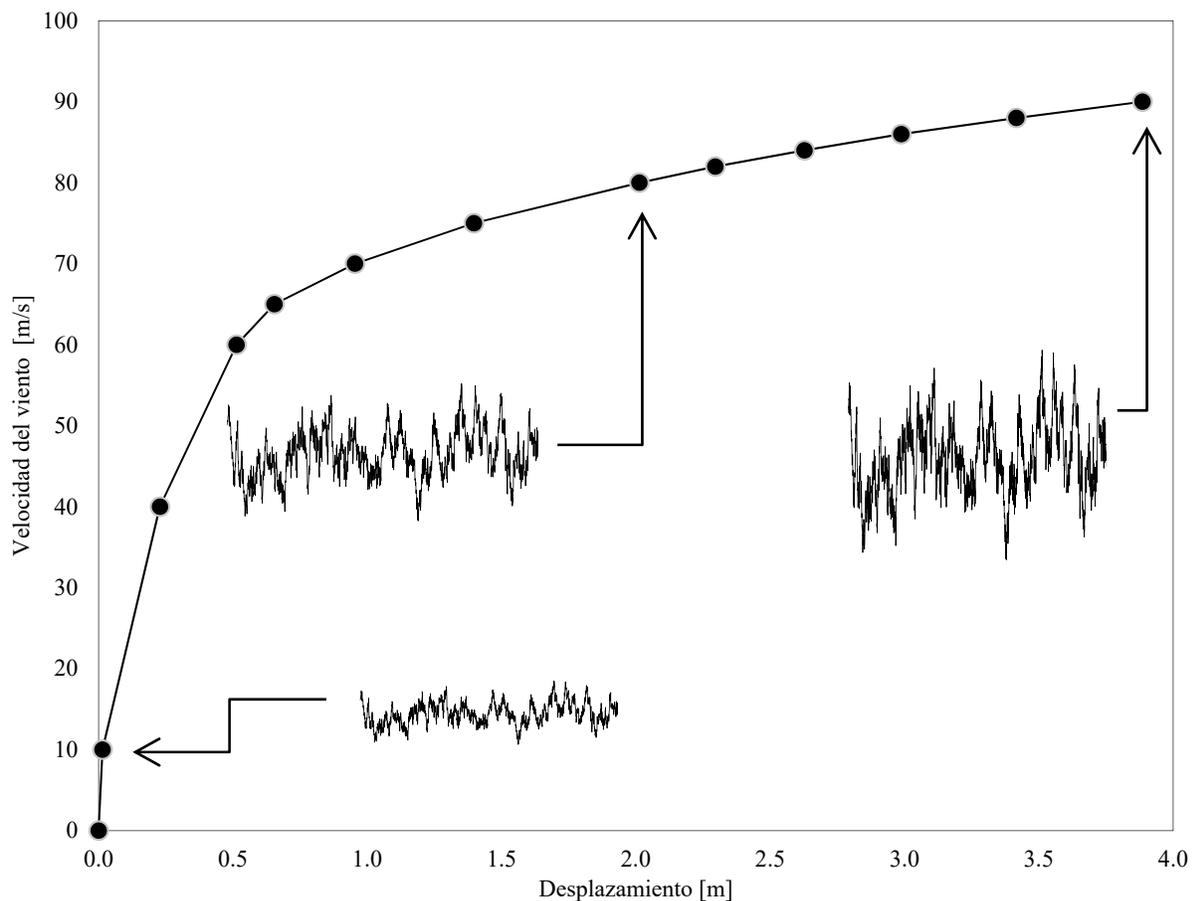
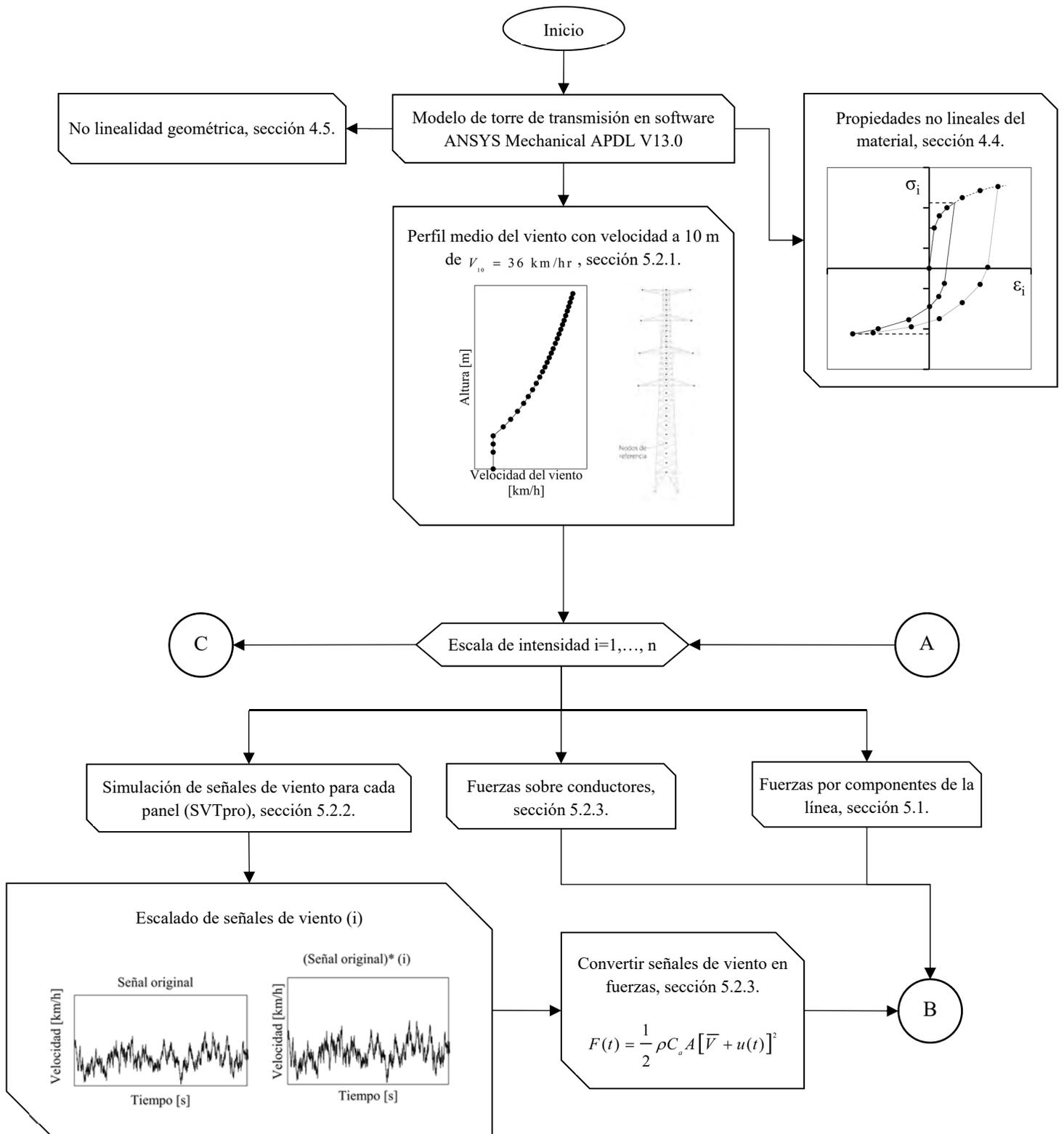


Figura 6.2 Curva de capacidad dinámica empleando metodología IDA

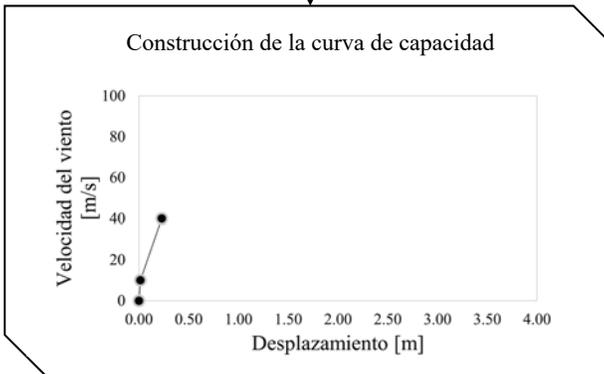
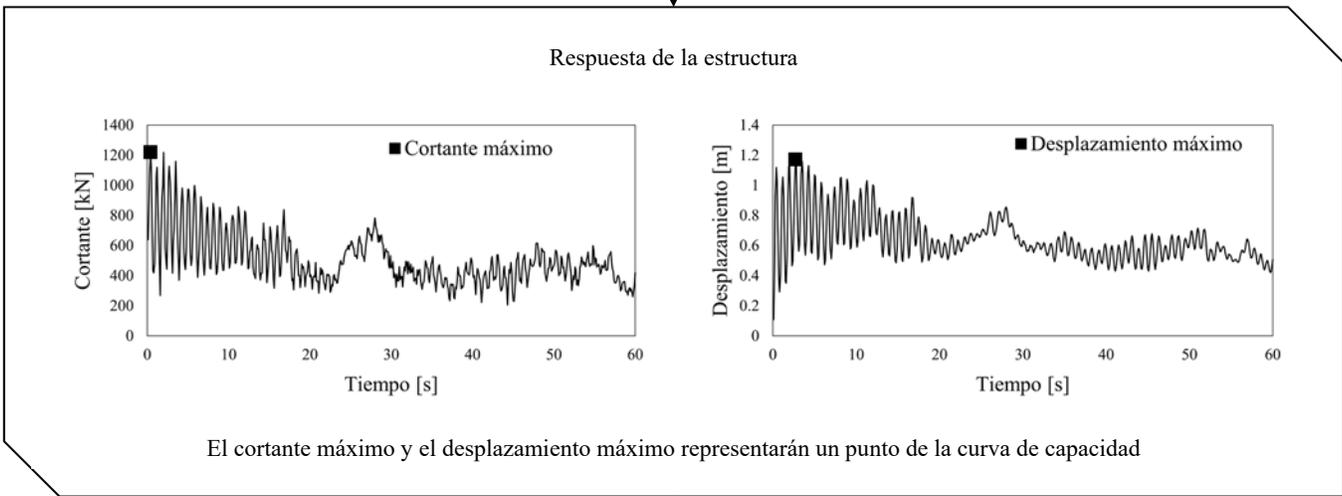
Cada uno de los puntos que forma la curva que se muestra en la Figura 6.2 representa el desplazamiento máximo asociado a una velocidad de viento, estos se obtienen del análisis paso a paso correspondiente a una escala de intensidad, esto quiere decir que se aplican diferentes escalas para poder caracterizar de forma correcta el cambio del comportamiento elástico al no lineal. En la Figura 6.3 se muestra un diagrama de flujo en el que se describe de manera general cómo se obtiene la curva de capacidad empleado el análisis dinámico incremental.



B



Análisis transitorio dinámico no lineal,
sección 4.6.



A

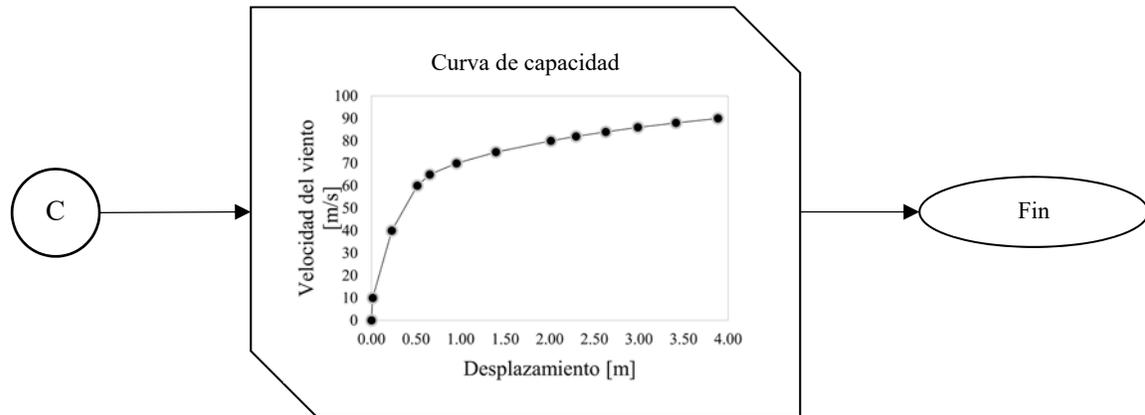


Figura 6.3 Diagrama de flujo para obtener la curva de capacidad empleando la metodología IDA

6.2.- Consideraciones tomadas en el análisis IDA

En esta sección se detallan las consideraciones tomadas para realizar los análisis para la construcción de la curva de capacidad.

6.2.1.- Análisis modal

Para el análisis modal se considera el peso propio de la estructura más un 40% adicional del mismo, esto se realiza para emular las conexiones atornilladas y el peso de algunos accesorios que no se hayan considerado, lo anterior se logra cambiando la densidad del acero de 7850 kg/cm^3 a 10990 kg/cm^3 . Se incluye el peso de los cables en el análisis modal ya que estos permanecen durante el periodo de servicio de la estructura. Tomando lo anterior se obtienen los modos de vibrar de la estructura, en la Tabla 12 se muestran los periodos de la estructura.

Tabla 12 Periodos de vibrar de la estructura

Modo	Periodo [s]	Masa efectiva en X [kg]	Fracción de masa total	Masa efectiva en Y [kg]	Fracción de masa total
1	0.779	25929.90	0.464	0	0
2	0.762	0	0	27498.00	0.492
3	0.332	0	0	0	0
4	0.283	11630.40	0.208	0	0
5	0.250	0	0	12292.50	0.220
6	0.157	4311.70	0.077	0	0
7	0.156	0	0	0	0
8	0.131	0	0	0	0
9	0.129	1779.77	0.032	0	0
10	0.126	0	0	0	0
Suma			0.782		0.712

Del análisis modal se obtienen también el valor de la masa efectiva que participa en las direcciones X y Y (Tabla 12), se aprecia que si se considera hasta el modo 10, se tiene una partición de la masa de 78.2% y 71.2% en las direcciones X y Y, respectivamente, además al considerar hasta el modo 10 se puede garantizar mediante el amortiguamiento de Rayleigh que el modo 9, el cual es el último que participa de manera significativa, tenga una fracción de amortiguamiento similar al del primer modo. En la Figura 6.4 se muestran las formas modales para los seis primeros modos de vibrar de la estructura.

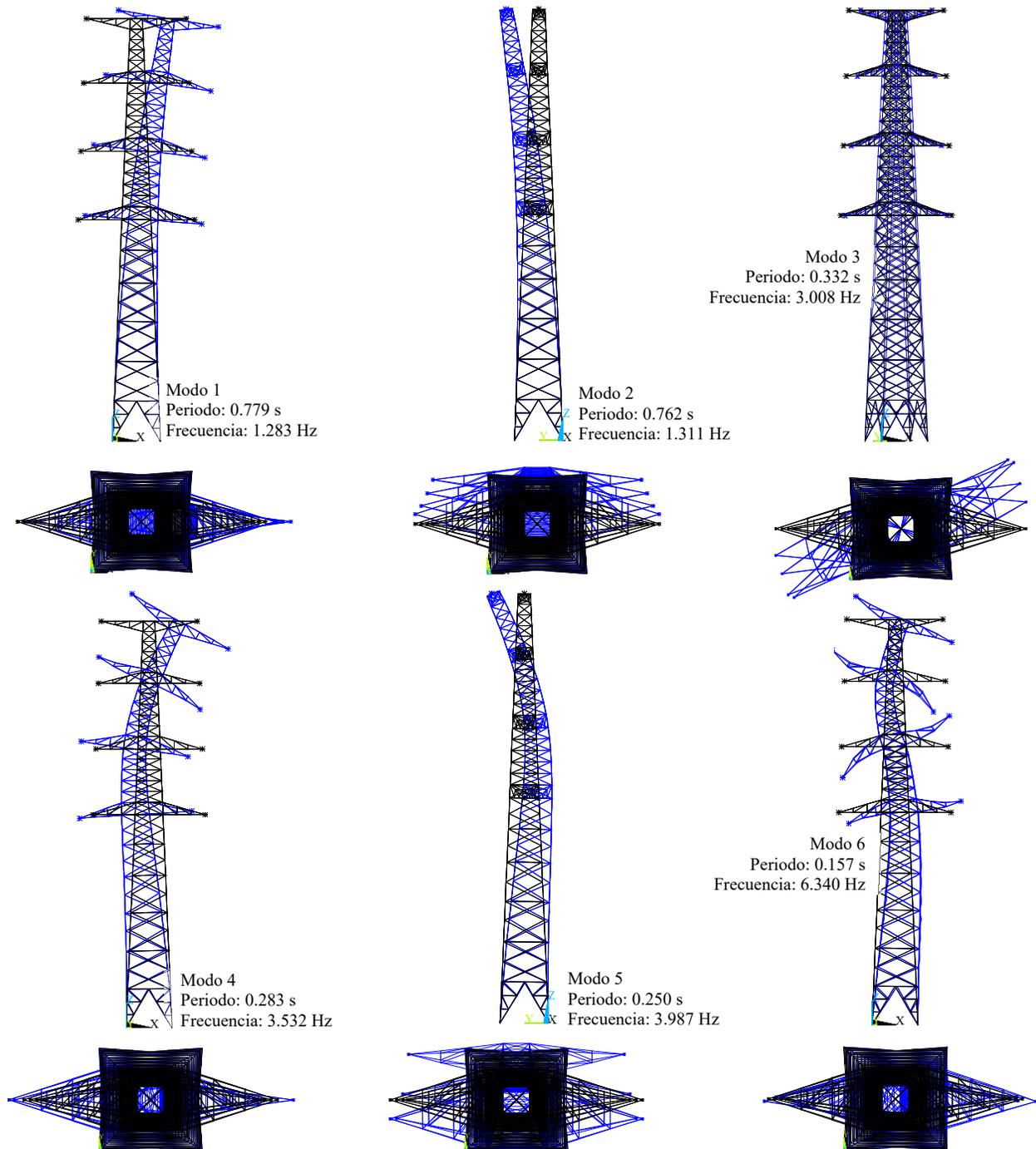


Figura 6.4 Formas modales para los primeros seis modos

6.2.2.- Cálculo de amortiguamiento de Rayleigh

En cuanto a la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura, ξ , el “Manual para diseño electromecánico de líneas de transmisión aéreas” establece que este valor va desde 0.01-0.03, para el caso de estudio se utiliza $\xi = 0.01$, con el valor anterior y empleando el procedimiento descrito en la sección 4.5.3.- Amortiguamiento de Rayleigh, se obtienen que las constantes a_0 y a_1 tiene un valor de 0.1362 y 0.0003 respectivamente. Una vez obtenido el valor de las constantes se procede al cálculo de las fracciones de amortiguamiento crítico para los modos de vibrar de la estructura, en la Figura 6.5 se muestran los valores correspondientes a los modos 1-10 y la gráfica que representa el amortiguamiento de Rayleigh para la torre de transmisión tipo 53T10.

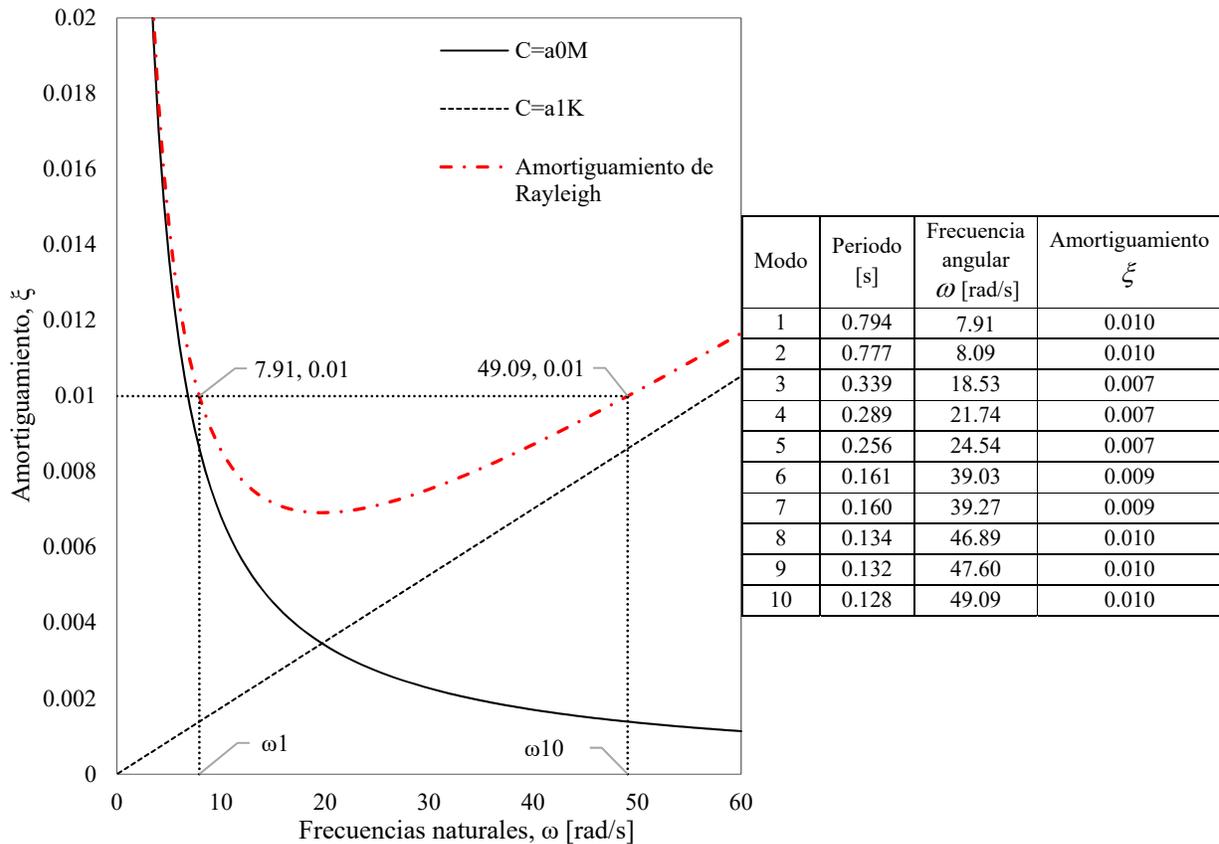


Figura 6.5 Amortiguamiento de Rayleigh para torre de transmisión tipo 53T10

6.2.3.- Material

Como se menciona en la Sección 4.3, se utiliza la curva esfuerzo- deformación del acero ASTM A-992 (Figura 4.7), dicha curva se toma para todos los análisis que se llevan a cabo en la Sección 6.3, esto quiere decir que el material en estos análisis es “determinista” al ser siempre el mismo, posteriormente en el Capítulo 8 se habla de cómo se considera la incertidumbre en la resistencia del material. Para el comportamiento del material se utiliza el modelo “Multilinear Kinematic Hardening” (Figura 4.6).

6.2.4.- Duración de análisis

Si bien las señales de viento obtenidas del programa SVTpro V2.0 tienen una duración de 10 min, para los análisis dinámicos transitorios no lineales sólo se considera un minuto de la señal, esto se da debido a que el tiempo de análisis de la señal completa tomaría 8 horas y, como se requiere escalar la señal varias veces para obtener los diferentes puntos que conforman la curva de capacidad, el tiempo computacional sería muy alto, al recortar las señales a un minuto se da la posibilidad de realizar un mayor número de análisis y construir una mayor cantidad de curvas de capacidad.

6.2.5.- Escalamiento de señales

Las señales de viento se simulan para cada uno de los nodos de referencia de la torre (Figura 5.6) con una velocidad de $V_{10} = 36 \text{ km/hr}$ (10 m/s), posteriormente las señales obtenidas de la simulación se escalan linealmente para realizar varios análisis y, de la respuesta de la estructura, obtener los puntos que conforman la curva de capacidad. Se tomarán 13 valores de escala, los cuales dependerán del ángulo de incidencia del viento que se esté analizando y con ellos poder garantizar que se caracterice de forma adecuada el intervalo elástico de la estructura y el cambio de pendiente de la curva de capacidad donde se da el inicio del comportamiento no lineal.

6.3.-Resultados del Análisis Dinámico Incremental

El viento tiene características aleatorias tanto en su velocidad como en su dirección, es por esto que se realiza un análisis donde se incrementa el ángulo de incidencia del viento, θ , a cada 5° desde 0° - 90° (Figura 6.6), con esto se puede determinar en qué dirección del viento la torre de transmisión es más susceptible a los efectos del viento, es decir, en qué dirección se da la máxima respuesta de la estructura. Se realiza el análisis en este intervalo de ángulos ya que la torre es simétrica en los cuadrantes restantes.

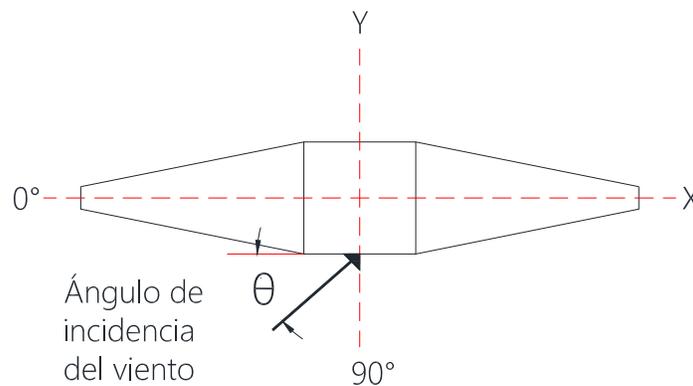


Figura 6.6 Incremento del ángulo de incidencia del viento

Al emplear la metodología descrita en la Figura 6.3 para los diferentes ángulos, se obtiene que la dirección en la cual la torre de transmisión es más susceptible a los efectos del viento es a 0° , como se muestra en la gráfica de la de la Figura 6.7, en la misma se aprecia que la velocidad del viento también influye en la forma que se comporta la curva de la respuesta de la torre, para la velocidad a 10 m más baja $V_{10} = 28 \text{ m/s}$ (100.8 km/h), la curva se mantiene casi plana, pero a medida que la velocidad a 10 m aumenta, la curva muestra que de

0° a 45° la respuesta de la estructura va disminuyendo y posterior a los 45° ésta aumenta en el intervalo 45° a 90°, pero no en la misma proporción en la que se disminuyó, este comportamiento se puede atribuir a las fuerzas que inducen los cables a la estructura, como se mencionó en la Sección 5.3, la fuerza F_{cx} está en función del ángulo θ (Ec. 5.17) por lo tanto ésta va disminuyendo a razón de $\text{sen}^2(90 - \theta)$ desde 0° a 90°. En la Figura 6.8 se muestra la variación de las fuerzas que se inducen en las crucetas de la torre en la dirección X a medida que el ángulo va incrementando. Las fuerzas que se muestran en la Figura 6.8 corresponden a una velocidad a 10 m de $V_{10} = 60 \text{ m/s}$ (216 km/h).

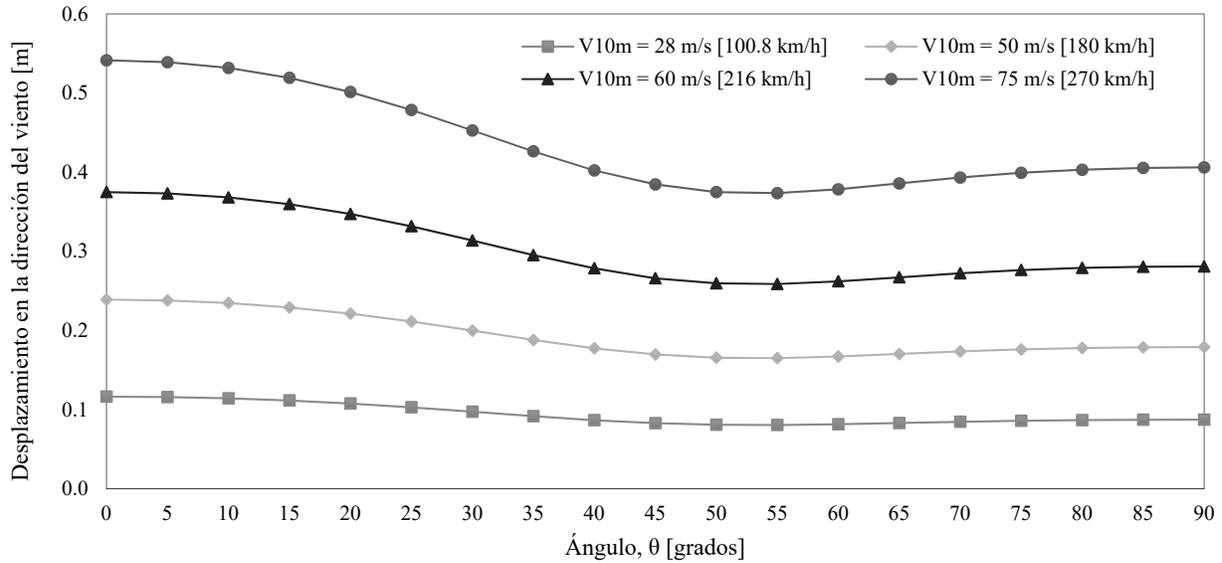


Figura 6.7 Efectos de la dirección del viento en la respuesta de la estructura

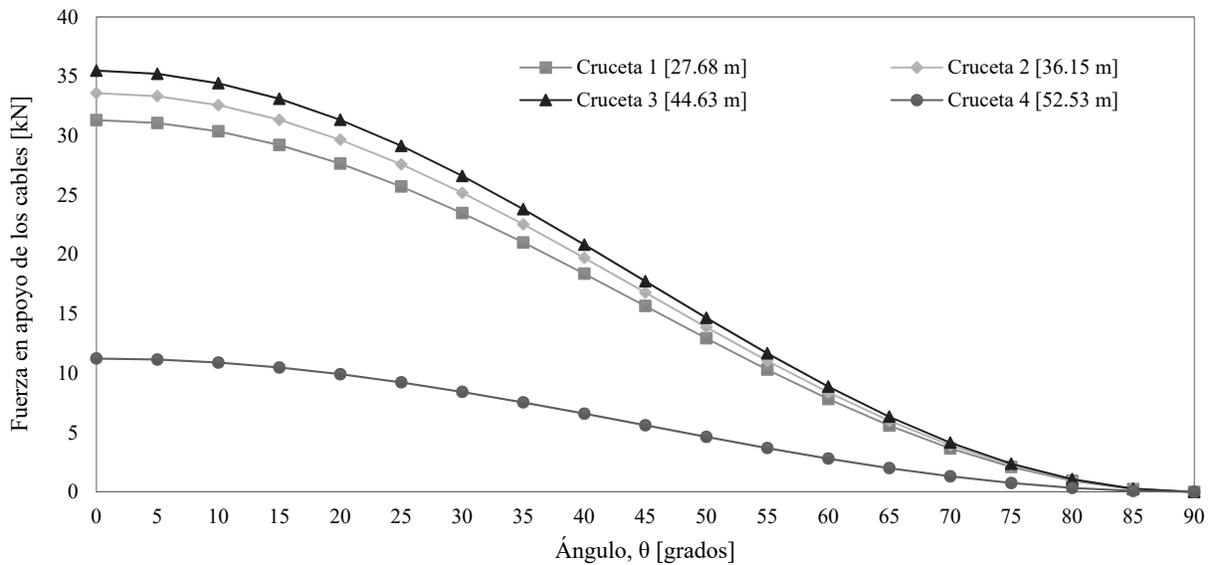


Figura 6.8 Variación de las fuerzas en las crucetas de acuerdo a la dirección del viento con una velocidad de $V_{10} = 60 \text{ m/s}$ (216 km/h)

Para comprobar de una manera más exhaustiva cuál es la dirección del viento en la que la torre de transmisión es más vulnerable, se elaboran 20 curvas de capacidad para cada uno de los ángulos 0°, 15°, 30°, 45°, 60° y 95°; cada una de estas curvas está compuesta por 13 puntos, los cuales corresponden a los escalamientos de las señales. En las Figura 6.9 a la 6.11 se muestran los resultados obtenidos, en color rojo se muestra la curva de capacidad promedio para cada dirección.

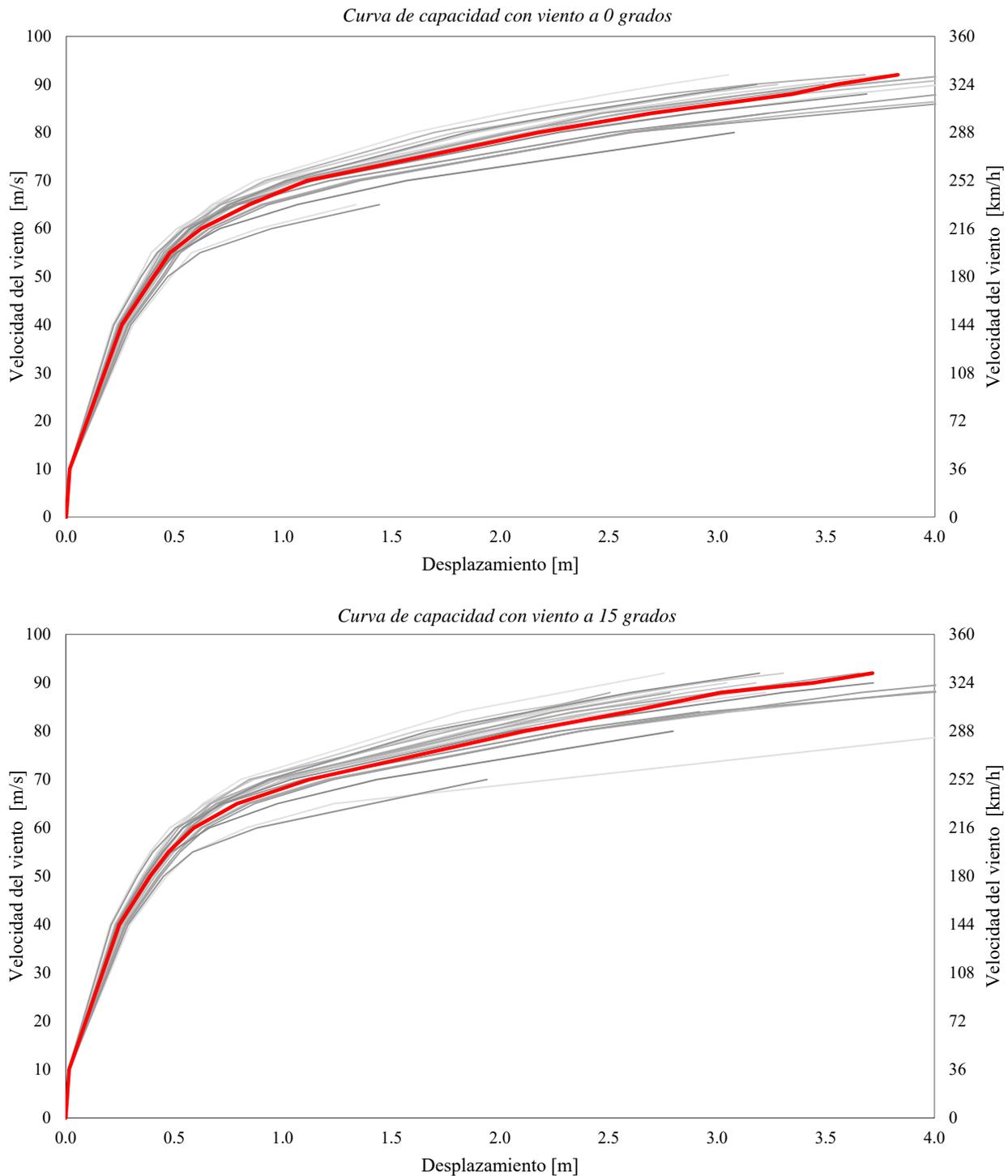


Figura 6.9 Curvas de capacidad para las direcciones 0° y 15°

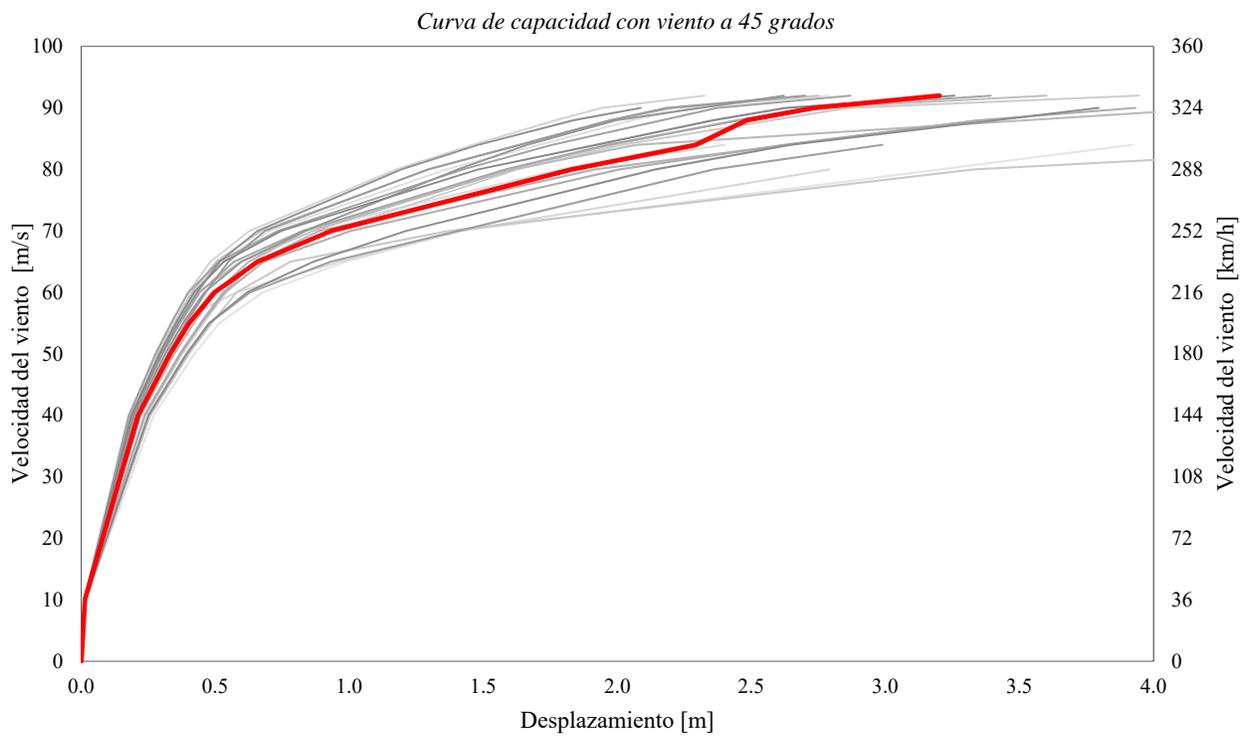
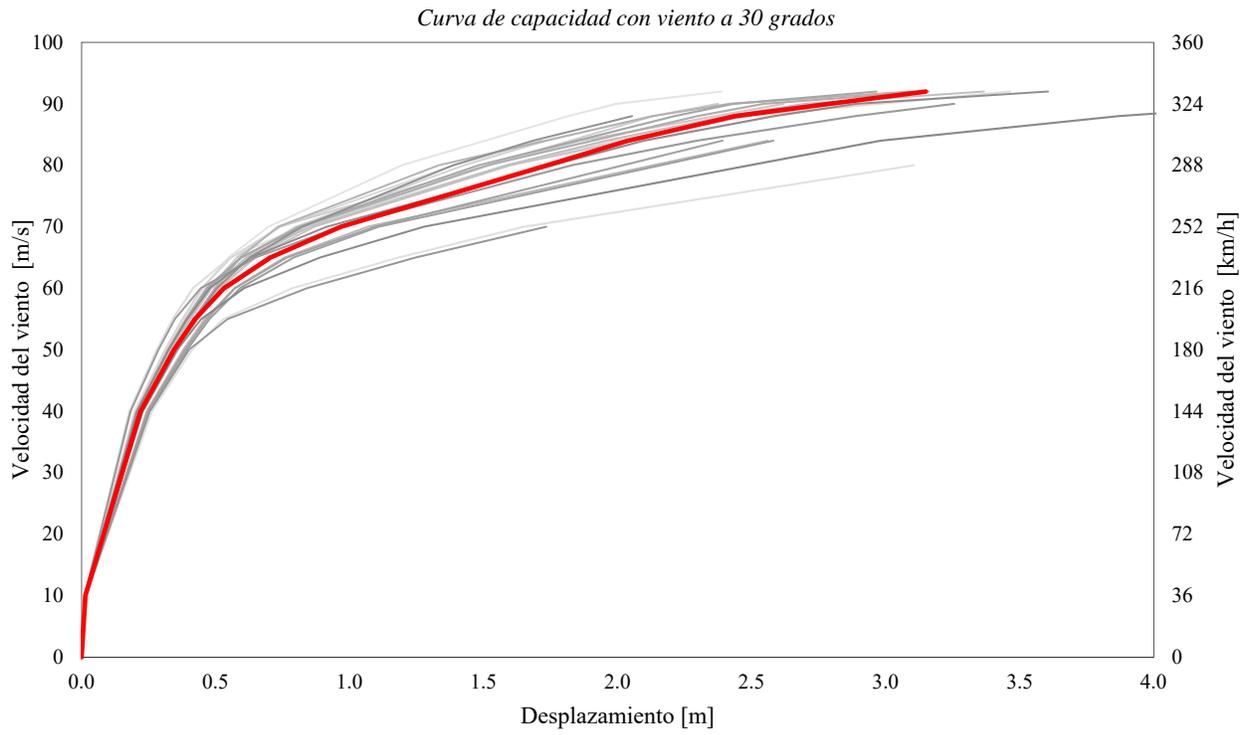


Figura 6.10 Curvas de capacidad para las direcciones 30° y 45°

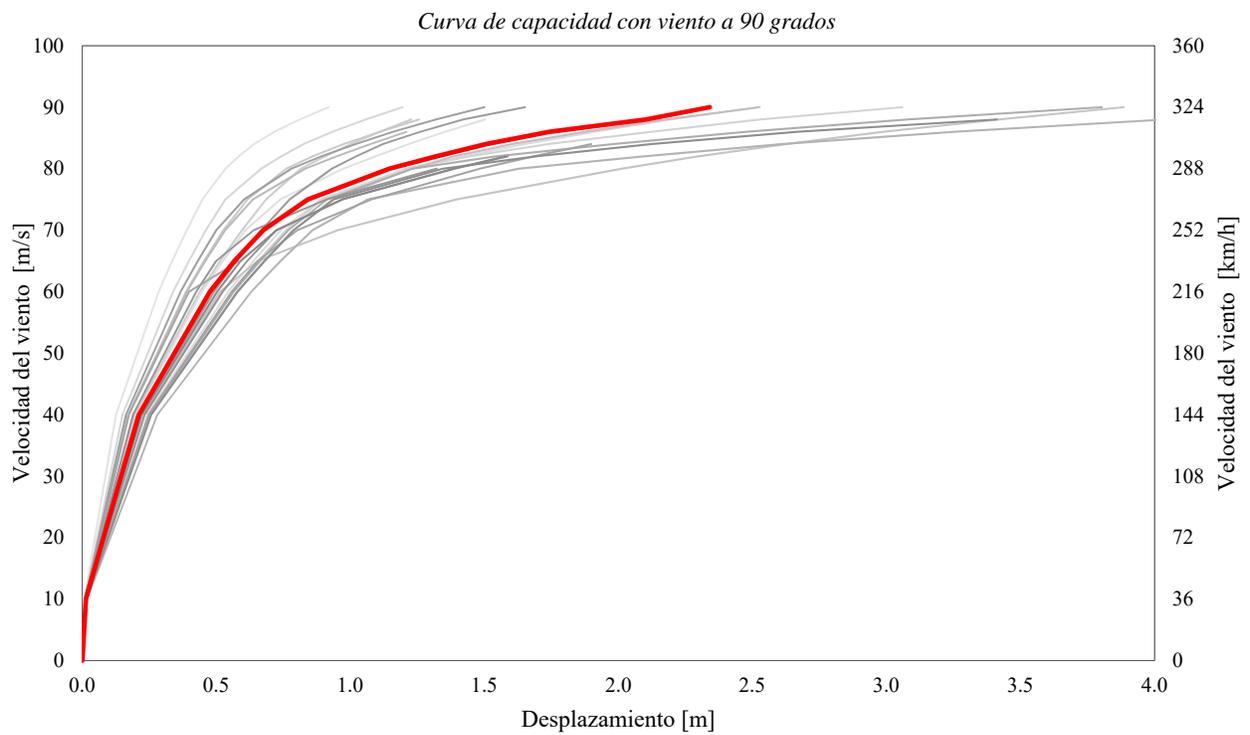
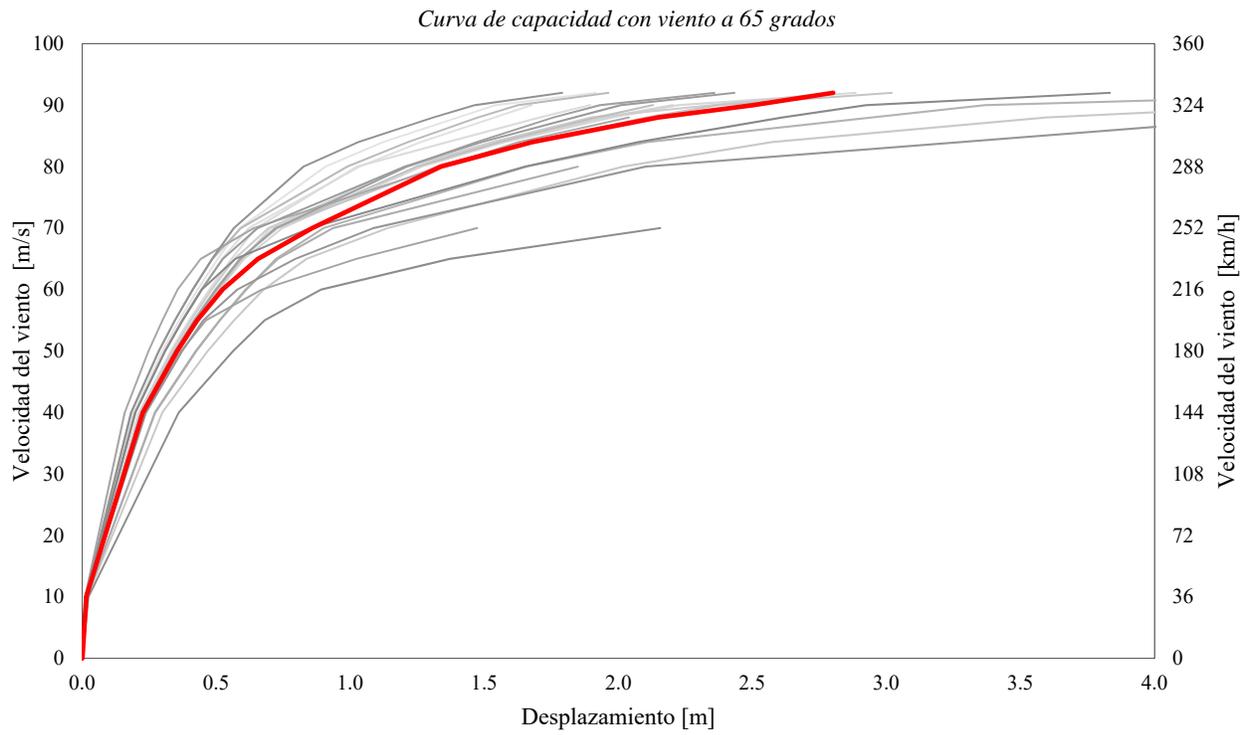


Figura 6.11 Curvas de capacidad para las direcciones 65° y 90°

Comparando las curvas de capacidad promedio (líneas rojas) en las direcciones que se realizaron los análisis, se puede corroborar que la dirección a 0° grados es en la que se presenta una menor capacidad de la estructura para soportar las cargas inducidas por el viento, Figura 6.12.

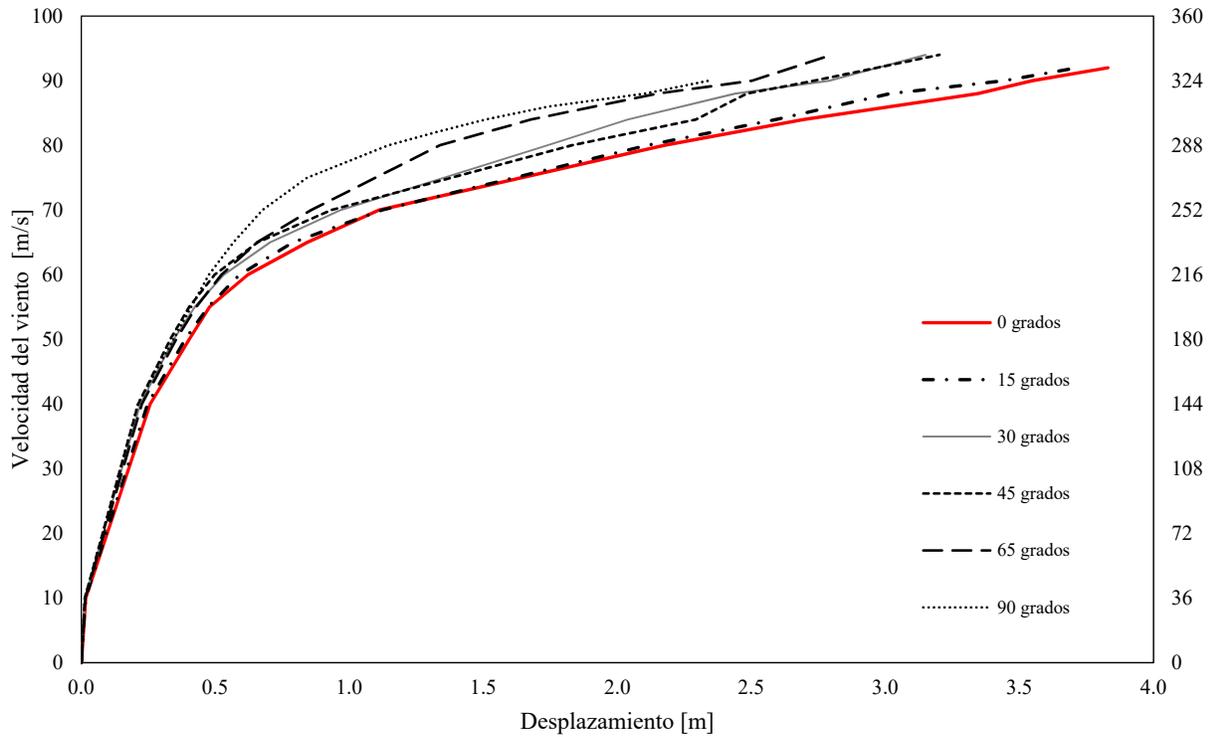


Figura 6.12 Resumen de curvas de capacidad promedio, con material determinista

De la gráfica anterior también se puede establecer que la dirección en que la torre de transmisión tiene una mayor capacidad es a 90°, esto se entiende de acuerdo a lo descrito acerca de las fuerzas que inducen los cables a la estructura, las cuales, en tal caso, son nulas (Figura 6.8).

Capítulo 7

Análisis probabilista

Habiendo obtenido la dirección en la que la torre de transmisión es más susceptible a los efectos del viento, se puede dar paso al cálculo de las curvas de fragilidad, estas curvas muestran la probabilidad de exceder determinados estados límites bajo alguna medida de intensidad (MI), para el caso de estudio esta medida es la velocidad del viento. Para llevar a cabo este procedimiento se necesita tener una serie de curvas de capacidad que asocien la medida de intensidad (MI) con la medida de daño (MD), esta última se toma como el desplazamiento del nodo más alto de la torre de transmisión (Figura 7.1), MI y MD corresponden a los puntos que conforman las curvas de capacidad obtenidas mediante el análisis IDA.

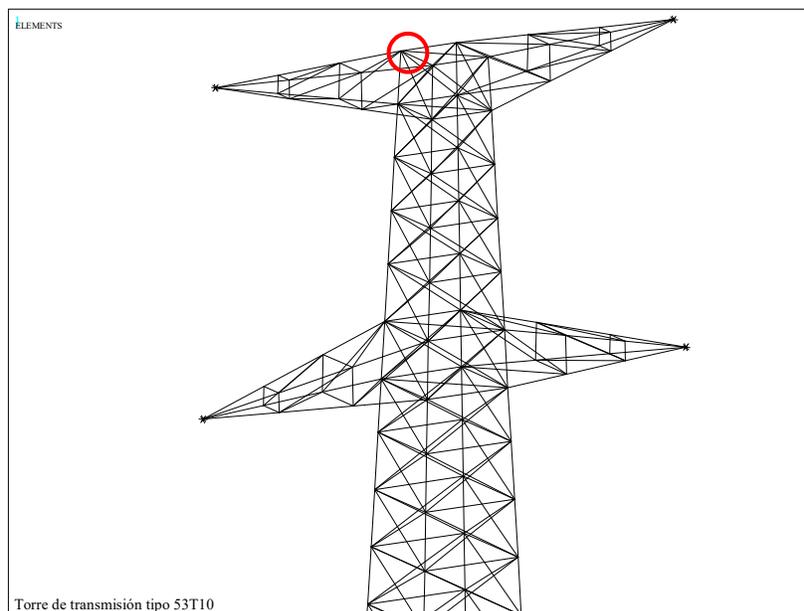


Figura 7.1 Nodo de control tomado como medida de daño (MD)

7.1.- Definición de curvas de fragilidad

En la literatura existen varios métodos para calcular las curvas de fragilidad, pero la mayoría de ellos están dirigidos a cuestiones sísmicas, para fines específicos de torres de transmisión eléctrica Fu et al. en 2015, realizan un análisis para la estimación del colapso asociada a la velocidad del viento e intensidad de lluvia, Zhang et al. en 2015, llevan a cabo un estudio donde se combinan pruebas experimentales en túnel de viento y simulaciones de la velocidad del viento.

Las curvas de fragilidad son una forma de representar la probabilidad de que se alcance o exceda un estado límite en función de un parámetro de intensidad, este último será presentado por la velocidad del viento (u), de esta forma se puede establecer que la probabilidad de exceder un estado límite (U) se exprese como:

$$F_R(u) = P[U \leq u] \quad \text{Ec. 7.1}$$

Para la determinación de las curvas de fragilidad es necesario conocer el tipo de distribución de probabilidad de la variable U , en varios estudios se ha demostrado que la distribución Log-normal se ajusta a los datos obtenidos en la investigación de problemas relacionados con la fatiga de elementos estructurales, falla de elementos no estructurales, colapso de estructuras y ha sido muy utilizada en análisis de riesgo sísmico (Porter, et al., 2007).

De acuerdo a lo anterior se establece que la variable U es Log-normal con media (λ) y desviación estándar logarítmica (ξ), de este modo la fragilidad se puede expresar en términos de la distribución estándar Gaussiana (Ec. 7.2).

$$F_R(u) = \Phi \left[\frac{\ln(u) - \lambda}{\xi} \right] \quad \text{Ec. 7.2}$$

Por otro lado, la distribución de Weibull es utilizada para describir los cambios de la velocidad del viento, con ella es posible caracterizar distribuciones de datos con valores extremos. Dicho comportamiento se presenta al momento de registrar la velocidad del viento, esto quiere decir, que en un intervalo de tiempo la velocidad del viento puede presentar valores muy altos pero que se presentan muy pocas veces o sólo una vez. Esto nos lleva a que, si la estructura está sometida a fuerzas que se asocian con la velocidad del viento, el comportamiento y respuesta de la misma podría llegar a tener una semejanza con distribución de valores extremos.

La distribución de Weibull se describe de acuerdo a la Ec. 7.3, donde β es el parámetro de escala y α es el parámetro de forma.

$$F_R(u | \beta, \alpha) = \frac{\alpha}{\beta} \left(\frac{u}{\beta} \right)^{\alpha-1} e^{-(u/\beta)^\alpha} \quad \text{Ec. 7.3}$$

Para determinar las curvas de fragilidad se realiza un ajuste de máxima verosimilitud, con el cual se obtienen los parámetros que mejor se ajustan para cada una de las distribuciones mencionadas anteriormente y poder comparar cuál de las dos describe de mejor manera el comportamiento de la estructura.

En la Sección 6.3, se obtuvieron varias curvas de capacidad para diferentes direcciones del viento, con estas curvas es posible asociar el estado límite (U) con la velocidad del viento (u), pero es necesario primero dar significado y establecer los estados límite.

7.2.- Estados límite

Los estados límite se definen como los eventos para los que, de ser superados, puede considerarse que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que fue proyectada. El procedimiento de comprobación de cualquier estado límite consiste en corroborar que el efecto de las acciones consideradas sobre la estructura (U) es inferior (o igual) a la respuesta de la estructura (R), con una fiabilidad aceptable.

$$u \leq R \quad \text{Ec. 7.4}$$

En la mayoría de las normativas se establecen 3 tipos de estados límite, estos pueden ser últimos, de servicio y de durabilidad, regularmente los límites anteriores están establecidos para edificios.

En el caso del estudio de fragilidad sísmica existen varias metodologías que establecen estados límite para edificios, por ejemplo, en “HAZUS-MH MR4” y “RISK UE” se definen estados leve, moderado, extensivo y completo, estos están relacionados a las derivas de entrepiso y representan un daño en la estructura.

Para estructuras tales como torres de transmisión no se han establecido estados límite en normativas nacionales ni en normas internacionales, lo anterior hace referencia a estados límite a nivel global de la estructura. Dado esto se proponen varios estados límite que relacionan el desplazamiento de la parte superior de la torre (Figura 7.1), con los esfuerzos que se desarrollan en los elementos estructurales que componen la torre, para esto, primero se identifican los elementos estructurales que comúnmente fallan durante eventos de vientos extremos.

7.2.1.- Fallas comunes en torres de transmisión

Las torres de transmisión presentan 2 principales modos de falla, las cuales se pueden describir como flexión y arrancamiento de cimientos. Los modos de falla antes mencionados se han observado durante eventos climáticos severos como el huracán Odile (Murià-Vila, D., Jaimes, M.Á., Pozos-Estrada, A. et al. 2018), en la Figura 7.2 se muestra una falla por flexión en la parte donde se realiza el cambio de sección en el cuerpo principal de la torre, en la Figura 7.3 la falla presentada también es por flexión pero en este caso se desarrolla en la base.



Figura 7.2 Falla por flexión en el cuerpo de la torre (IIUNAM, 2015)



Figura 7.3 Falla por flexión en la base de la torre (IIUNAM, 2015)

En la Figura 7.4 se muestra una falla en la que los cimientos de la torre de transmisión son arrancados provocando el volteo de la misma.



Figura 7.4 Falla por arrancamiento de los cimientos de la torre (IIUNAM, 2015)

El modo de falla de las torres de transmisión ha sido estudiado mediante análisis de modelos de elemento finito y ensayos a escala real, Rao, et al., 2010, realizan estas pruebas en el CSIR-Structural Engineering Research Centre (CSIR-SERC) en Chennai, India. Los ensayos que se llevan a cabo en el CSIR-SERC consideran una torre de transmisión a la cual se le aplican tensiones mecánicas equivalentes al peso de los elementos que componen a una línea de transmisión y las fuerzas que induce el viento sobre la estructura, en la Figura 7.5 se muestra un esquema general de los ensayos.

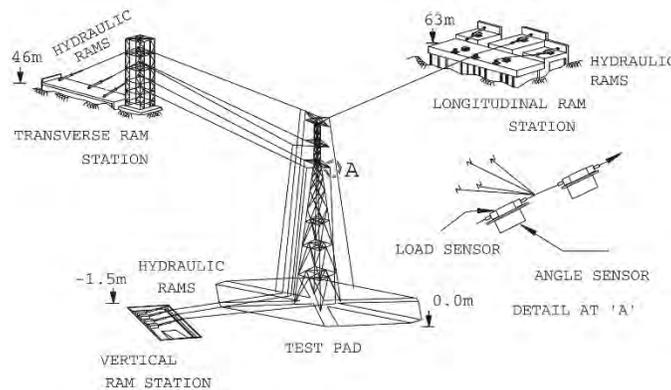


Figura 7.5 Esquema general de ensayos a escala real en el CSIR-SERC (Rao, et al., 2010)

Los ensayos y análisis de elemento finito han arrojado que las torres desarrollan fallas por pandeo en elementos principales (piernas de la torre), en la Figura 7.6 se muestra de izquierda a derecha, la falla del elemento durante el ensaye a escala real, la predicción de la falla en el modelo de elemento finito y la distribución de esfuerzos en el mismo modelo. Del mismo modo se observa en la Figura 7.7 la concentración de esfuerzos en uno de los elementos principales de la torre, el cual, al llegar a su límite de capacidad, se pandea y provoca una falla por flexión cerca de la base.



Figura 7.6 Falla por pandeo en elemento principal de torre (piernas), (Rao, et al., 2010)

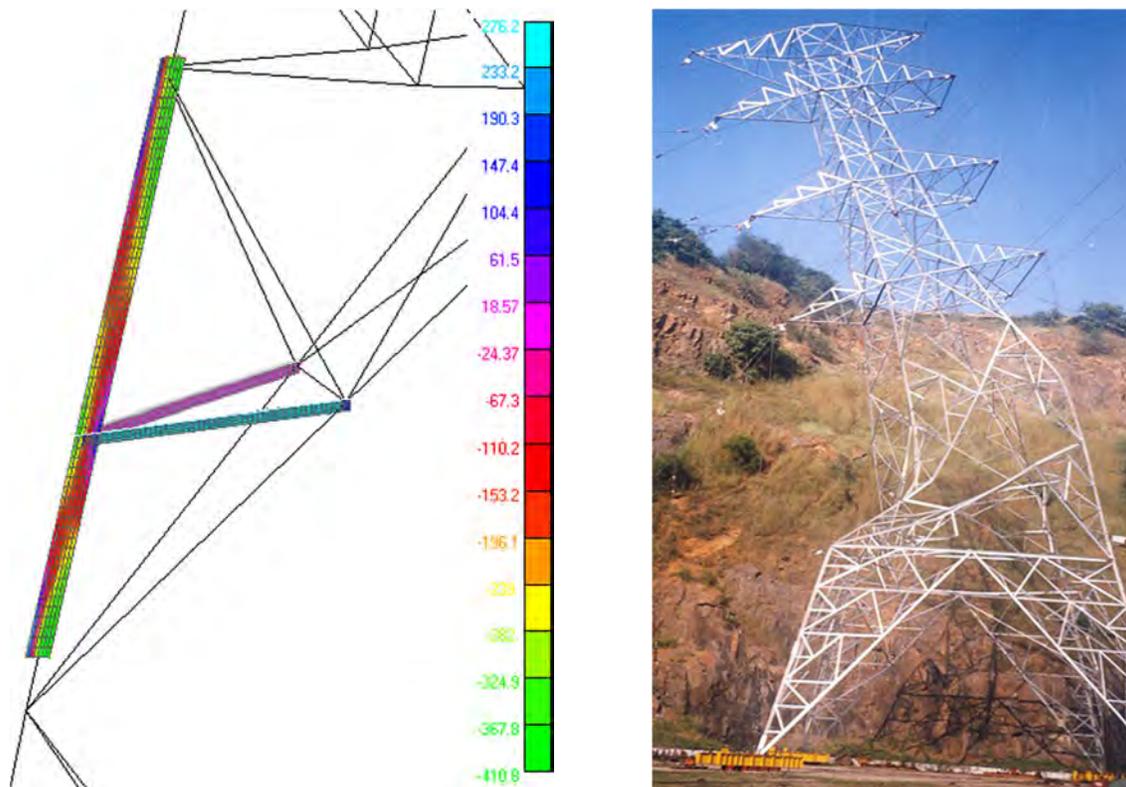


Figura 7.7 Falla por flexión cerca de la base debido al pandeo en elemento principal (Rao, et al., 2010)

En 2016 Tapia-Hernández, et al., realizan un análisis Pushover no lineal para obtener la capacidad de dos modelos de torres de transmisión, el 43T10 y 53T10, este último es el mismo que se utiliza para la presente investigación. Los resultados de los análisis arrojan el mecanismo de falla de las torres de transmisión. Otro dato importante de esta investigación es el observar cuánto es la ductilidad en este tipo de estructuras. En la Figura 7.8 se observa la evolución del mecanismo de falla durante el análisis, claramente se ve que los esfuerzos de mayor magnitud se encuentran en elementos principales (piernas) generándose la falla cerca de la zona donde la torre cambia de sección.

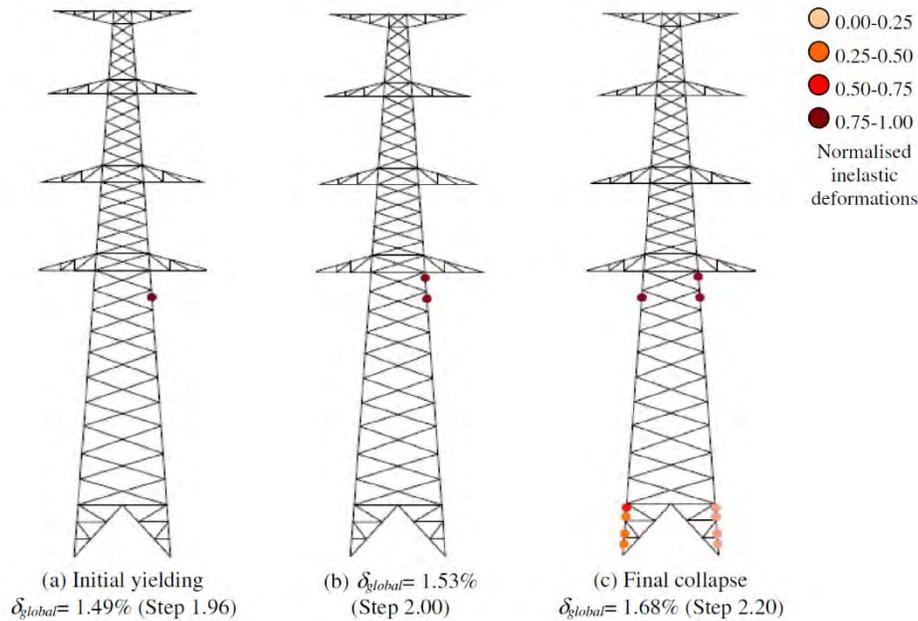


Figura 7.8 Comportamiento de torre 53T10 obtenido del análisis (Tapia-Hernández, et al., 2016)

La curva de capacidad que se obtiene con base en el análisis pushover, (ver, Figura 7.9) demuestra que la estructura tiene baja ductilidad $\mu = 1.13$, esto se puede interpretar de la siguiente manera, una vez que los elementos estructurales exceden su capacidad de fluencia se presenta un mecanismo de falla, ya que esta no tiene la capacidad de tomar deformaciones muy grandes dada su baja ductilidad, llevándola al colapso.

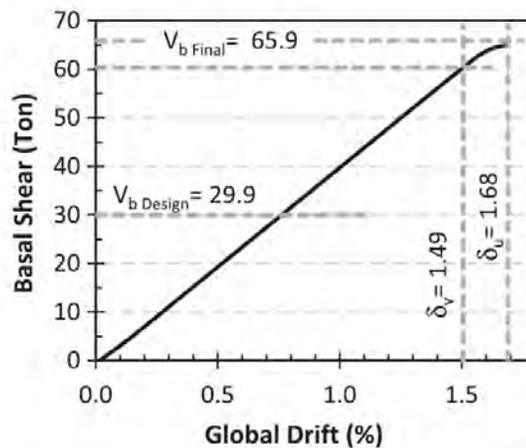


Figura 7.9 Curva de capacidad, Cortante basal vs. Deriva global (Tapia-Hernández, et al., 2016)

7.2.3.- Límites de desplazamiento

Habiendo observado los mecanismos de falla de las torres de transmisión durante eventos climatológicos severos, análisis de modelos de elemento finito y ensayos a escala real, se procede a analizar los resultados obtenidos para la dirección crítica (0°). El mecanismo de falla que se observa en el desarrollo del presente estudio es de flexión, para identificar los elementos que provocan el mecanismo de falla se obtienen las historias en el tiempo de los esfuerzos axiales por elemento, también se obtiene la historia en el tiempo de los desplazamientos de la parte más alta de la torre (Figura 7.1), con esto se podrá asociar el desplazamiento global con los elementos que provocan el mecanismo de falla.

Para dar paso a lo anteriormente descrito, primero se identifican 3 grupos principales de elementos, los cuales representan las zonas donde, de acuerdo a lo observado, se presentan las fallas más comunes. Los grupos propuestos están compuestos únicamente de elementos principales (piernas) y se eligen de acuerdo al cambio de sección tanto geométrica (base cuadrada de torre) como el cambio de sección en los elementos (Figura 4.1). Una vez identificados los grupos se realiza una inspección de los esfuerzos que se desarrollan en ellos, para ello se consultan las historias en el tiempo de los esfuerzos.

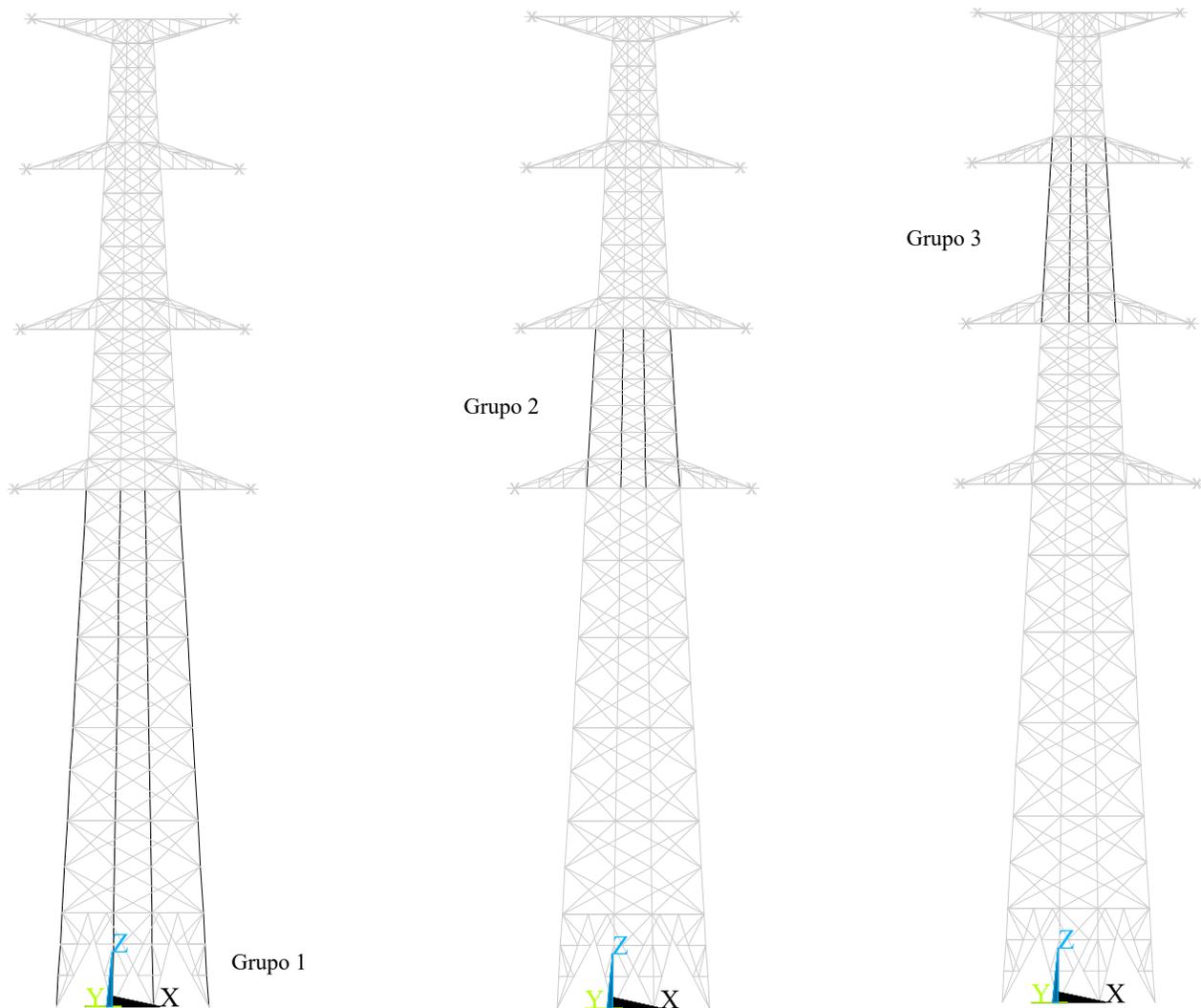


Figura 7.10 Grupos de elementos para identificar zona de falla

En la Figura 7.11 se muestra la historia en el tiempo de los esfuerzos de algunos elementos que se encuentran dentro de los grupos anteriormente propuestos, dichos elementos desarrollan los esfuerzos más grandes dentro de sus grupos. Con los resultados de los análisis es posible relacionar los esfuerzos en los elementos con los desplazamientos de la parte más alta de la torre, tal como se muestra en la Figura 7.12.

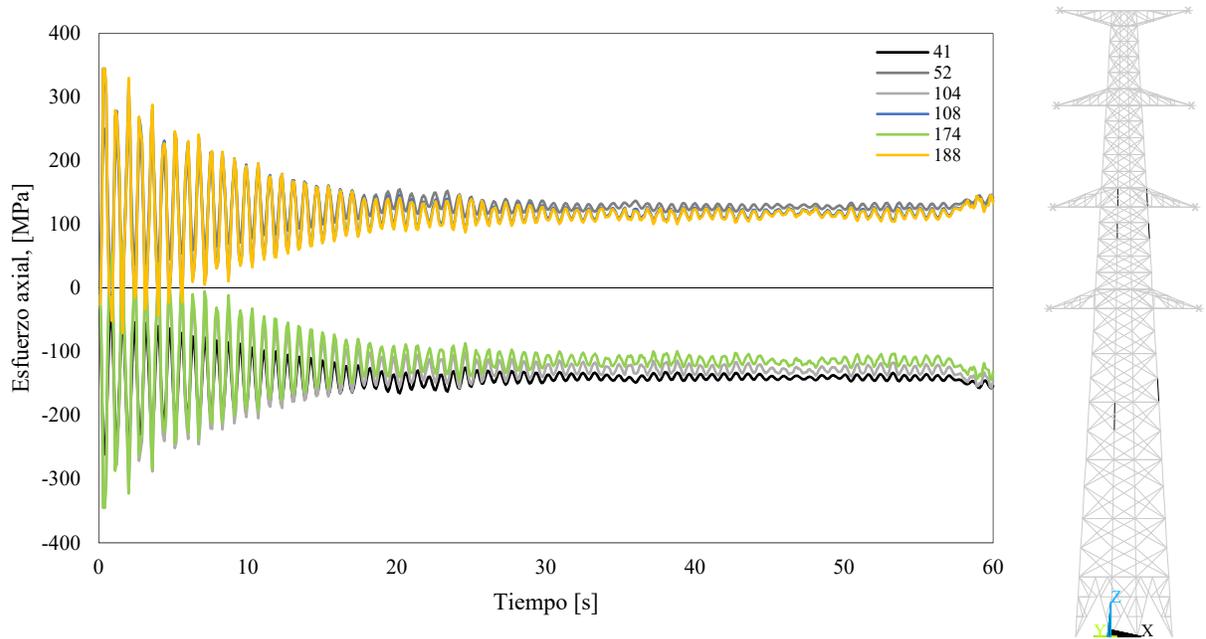


Figura 7.11 Historia en el tiempo de los esfuerzos en elementos

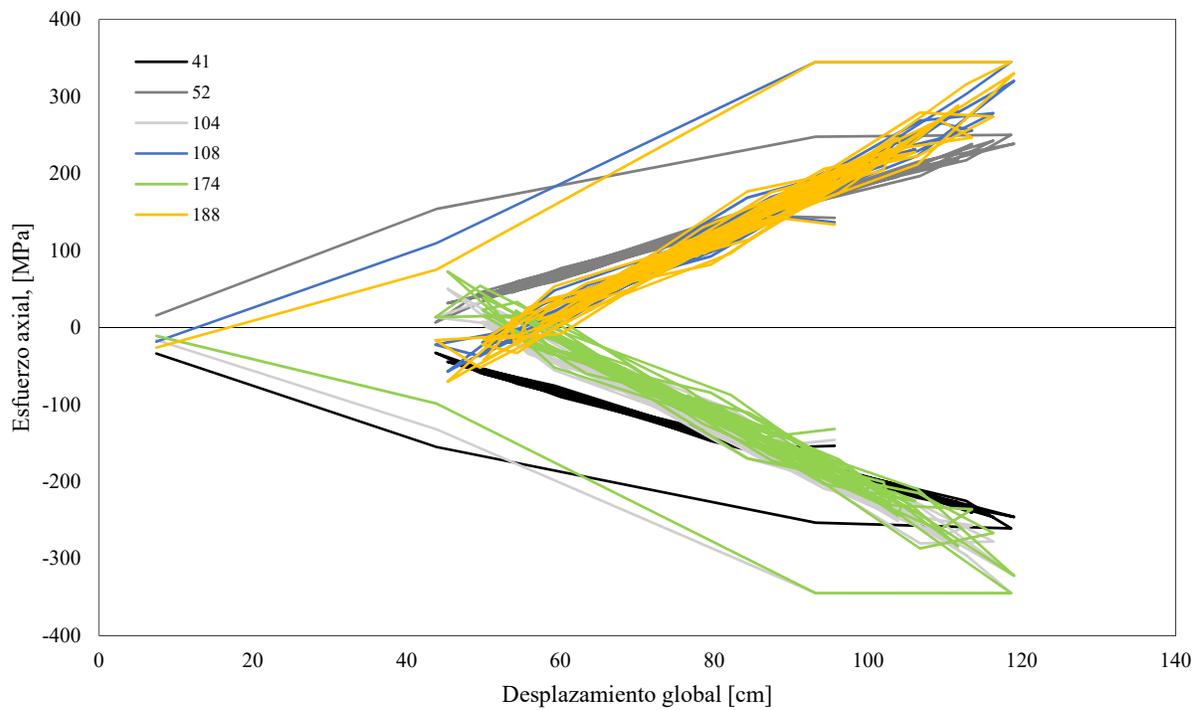


Figura 7.12 Gráfico Esfuerzo axial vs. Desplazamiento global

Se propone que el colapso de la torre ocurrirá en el momento en que algún elemento de los anteriormente asignados a los grupos sobrepase el esfuerzo de fluencia $f_y=345$ MPa (3515 kg/cm²), esto se justifica de acuerdo a lo observado en los ensayos a escala real y modelos de elemento finito (Tapia-Hernández, et al., 2016; Albermani, et al., 2009; Rao, et al., 2010; Zhang, et al., 2013). Otro de los aspectos importantes para considerar esta propuesta es que los perfiles de acero delgados, como lo son los ángulos que componen la torre, tienen una ductilidad muy baja, esto quiere decir, que al exceder el esfuerzo de fluencia se puede llegar a la ruptura del elemento (en flexión) o al pandeo del elemento (en compresión) debido a la poca capacidad de tomar deformaciones.

Se establecen 4 límites de desplazamiento a raíz de la inspección de los análisis realizados en la dirección crítica (0°), estos se fijan en 25 cm, 50 cm, 70 cm y 90 cm, siendo este último el del colapso. En la Tabla 13 se muestra un resumen de la relación del esfuerzo al alcanzar el límite de desplazamiento con el esfuerzo de fluencia.

Tabla 13 Resumen de relación de esfuerzos en grupos de elementos principales

	Límite 1	Límite 2	Límite 3	Límite 4
Desplazamiento [cm]	25	50	70	100
	% f_y	% f_y	% f_y	% f_y
Grupo 1	21%	41%	57%	68%
Grupo 2	12%	49%	79%	100%
Grupo 3	7%	46%	78%	100%

En la Figura 7.13 se muestra la gráfica Esfuerzo vs. Desplazamiento global, en la cual las líneas horizontales representan el porcentaje del esfuerzo de fluencia y las líneas verticales corresponden a los límites de desplazamiento establecidos.

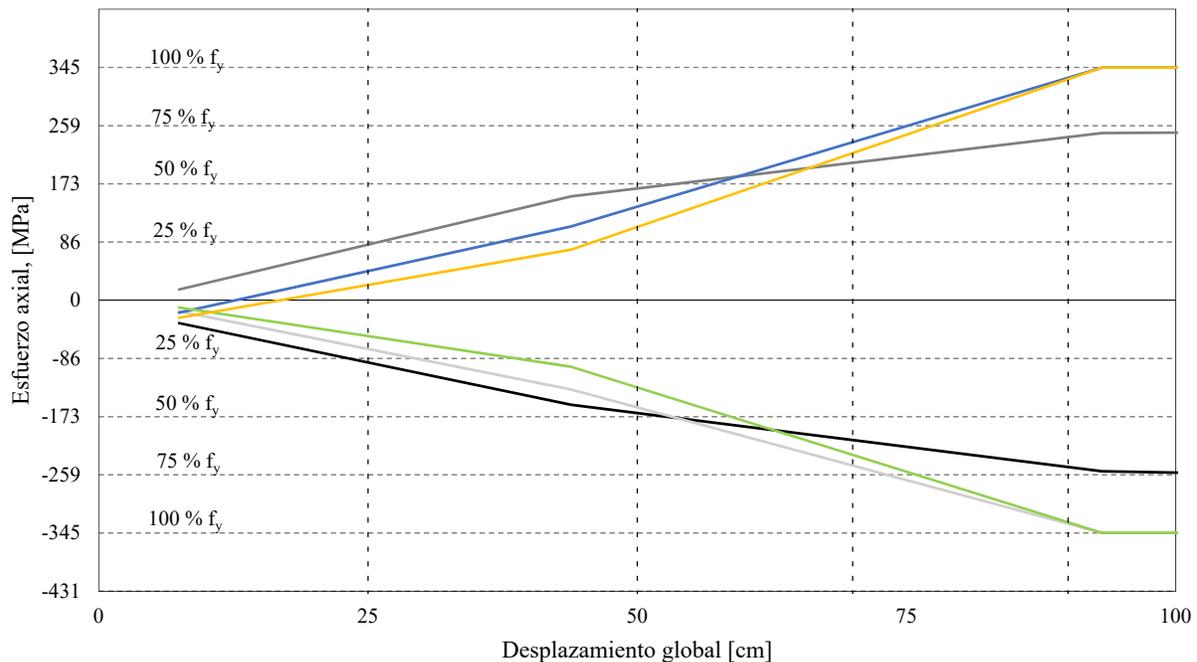


Figura 7.13 Límites de desplazamiento y porcentaje del esfuerzo de fluencia en elementos

El mecanismo de falla que se observa en la torre de transmisión es de flexión, este se desarrolla al exceder el esfuerzo de fluencia en los elementos de los grupos 2 y 3, esto se puede apreciar en la siguiente secuencia de imágenes.

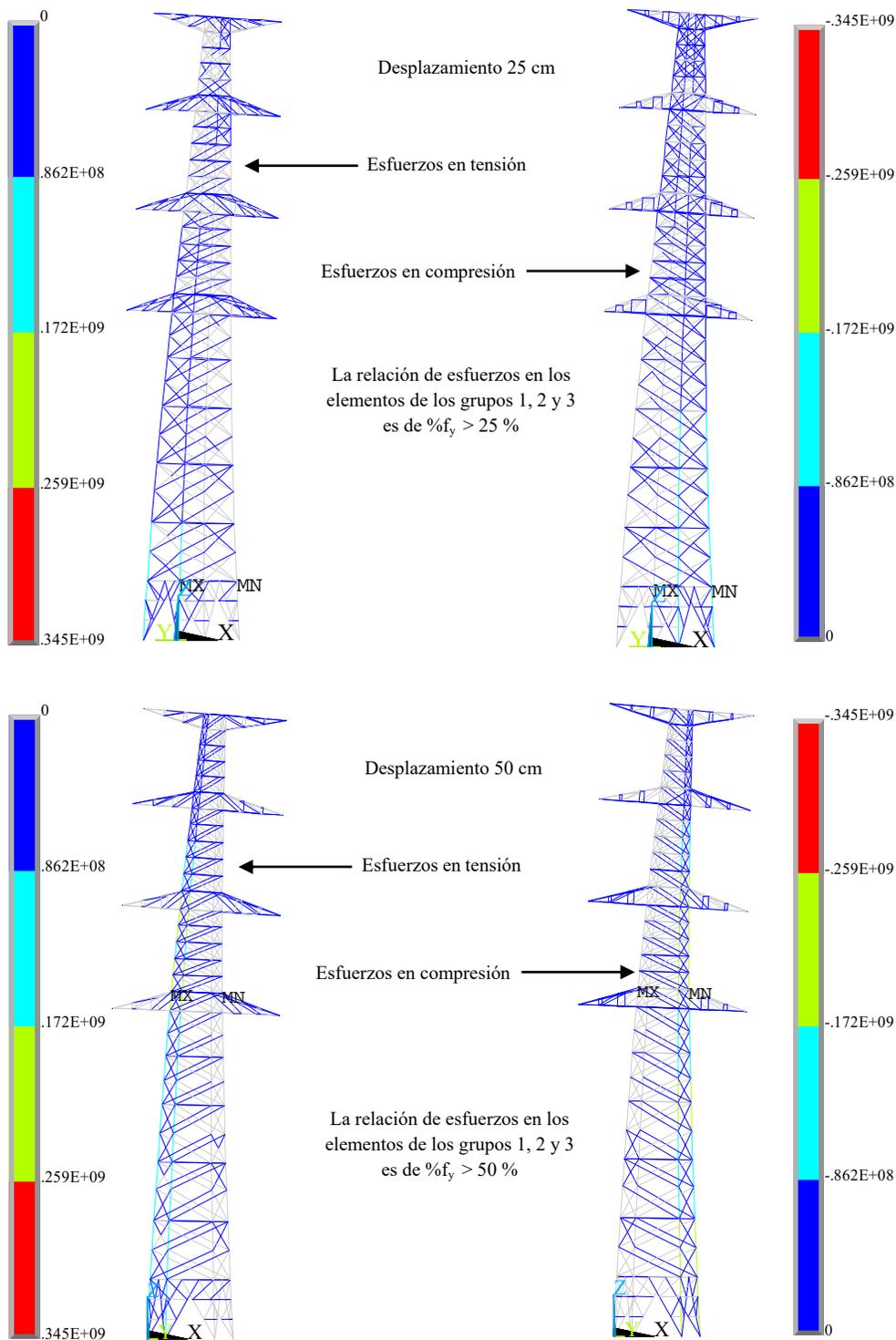


Figura 7.14 Relación de esfuerzos en tensión y compresión (izquierda a derecha) para los límites de desplazamientos 25 cm y 50 cm

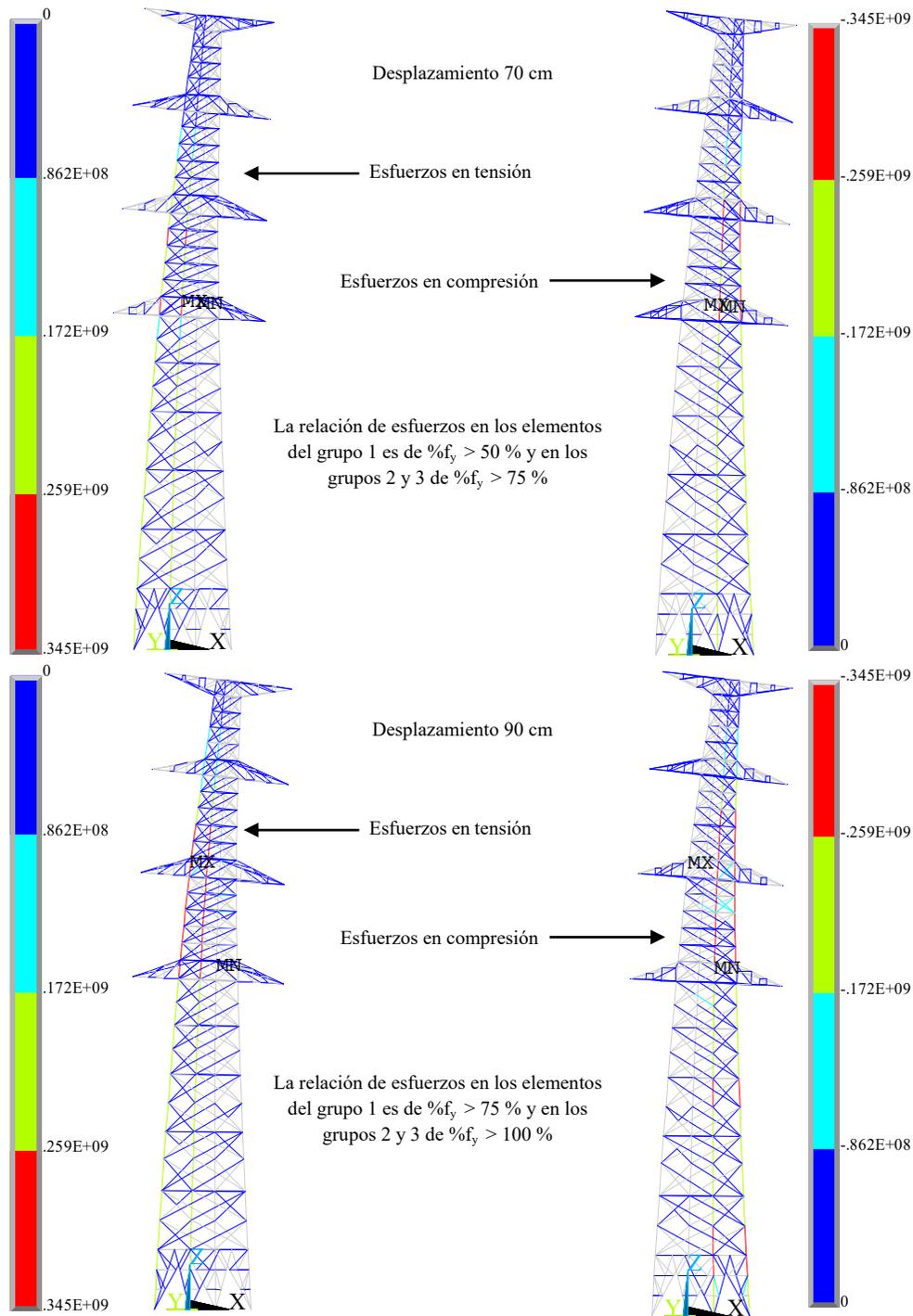


Figura 7.15 Relación de esfuerzos en tensión y compresión (izquierda a derecha) para los límites de desplazamientos 70 cm y 90 cm

De acuerdo a las gráficas anteriores y lo mostrado en el resumen de la Tabla 13, se da por sentado que los límites sugeridos describen de una manera general la evolución del mecanismo de colapso en la torre de transmisión. Por consiguiente, se procede al cálculo de las curvas de fragilidad.

7.3.- Cálculo de curvas de fragilidad para torre de transmisión tipo 53T10

Una vez establecidos los límites de desplazamiento, se procede al cálculo de las curvas de fragilidad que asocien la probabilidad de exceder el estado límite asociado a una velocidad del viento. Para ello es necesario emplear las curvas de capacidad que se obtuvieron en la Sección 6.3.

El procedimiento es el siguiente:

- Se traza una recta vertical equivalente al desplazamiento límite, sobre la gráfica que contiene las curvas de capacidad, Figura 7.16.
- Se reúne la información de la velocidad que interseca con el límite de desplazamiento en cada una de las curvas de capacidad.
- A los datos obtenidos (velocidades del viento) se le ajustan los parámetros de una distribución Log-normal y para una distribución de Weibull, esto se realiza mediante un ajuste de máxima verosimilitud, empleando el software MATLAB.
- Se realizan los pasos anteriores para los cuatro límites de desplazamiento.

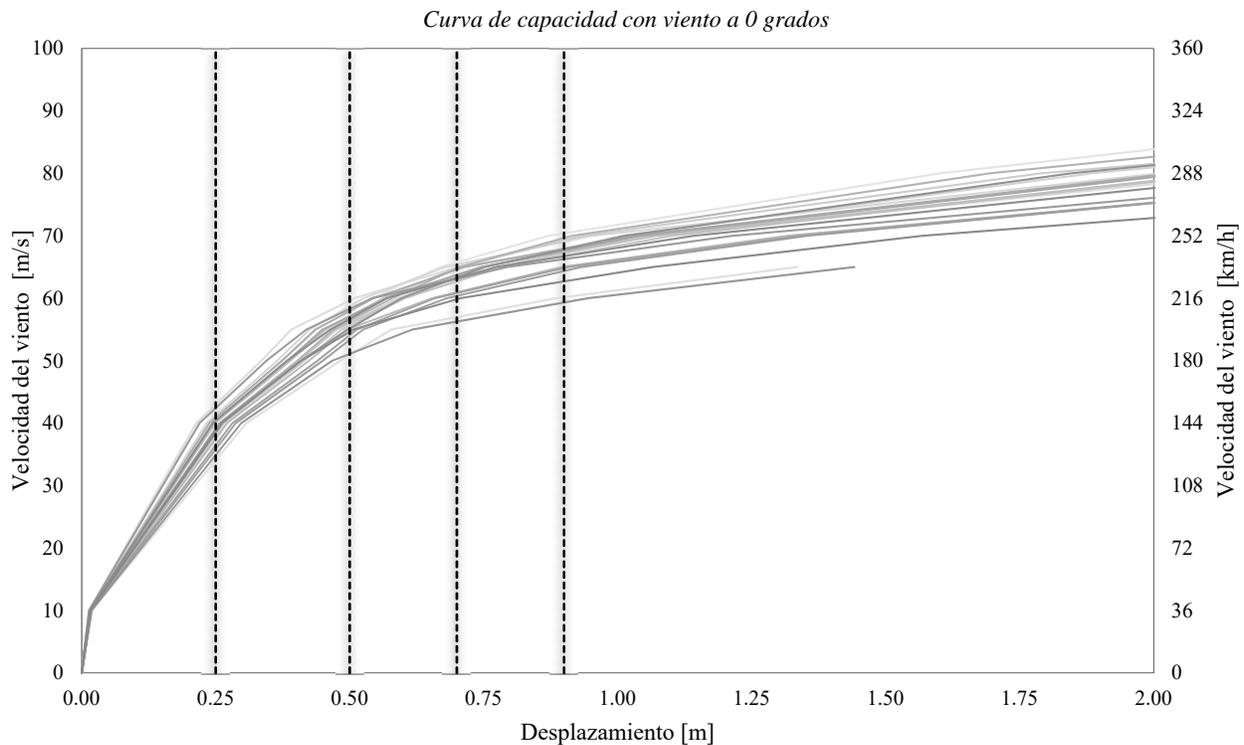


Figura 7.16 Límites de desplazamiento sobre curvas de capacidad para dirección crítica (0° grados)

Habiendo obtenido los ajustes de las distribuciones Log-normal (Figura 7.17) y de Weibull (Figura 7.18) se procede a realizar una comprobación en papel de probabilidad, para comparar qué distribución se ajusta mejor a los datos que se obtuvieron para cada límite de desplazamiento.

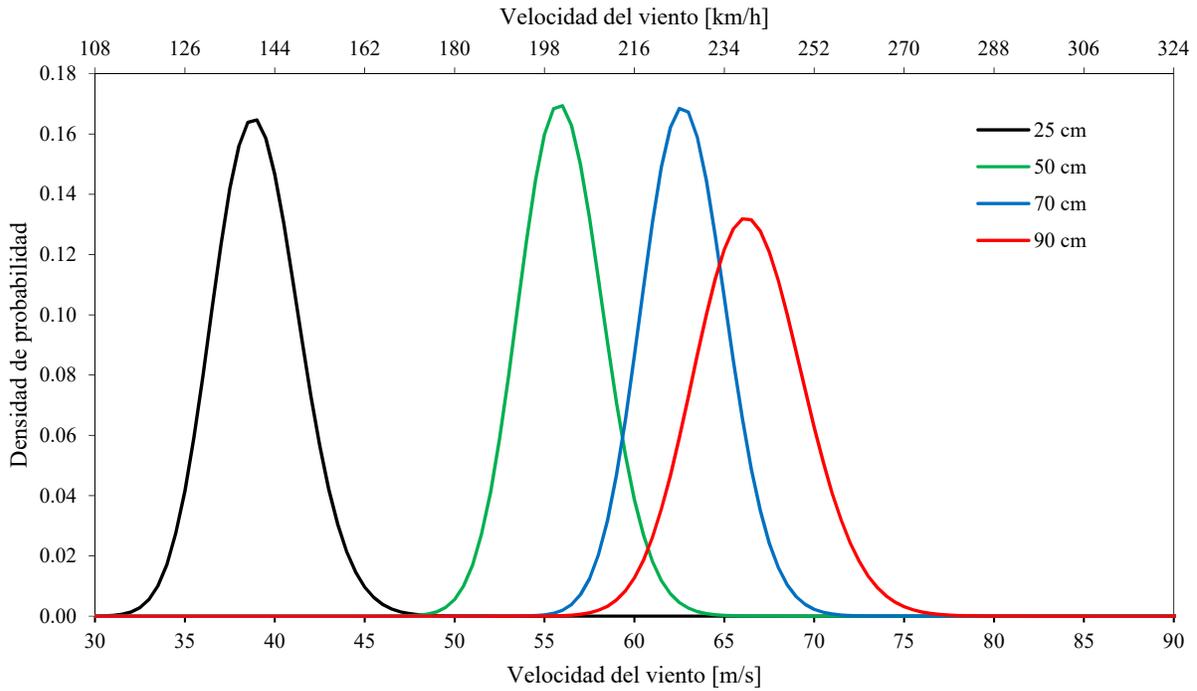


Figura 7.17 Ajuste de distribución de probabilidad Log-normal para límites de desplazamiento

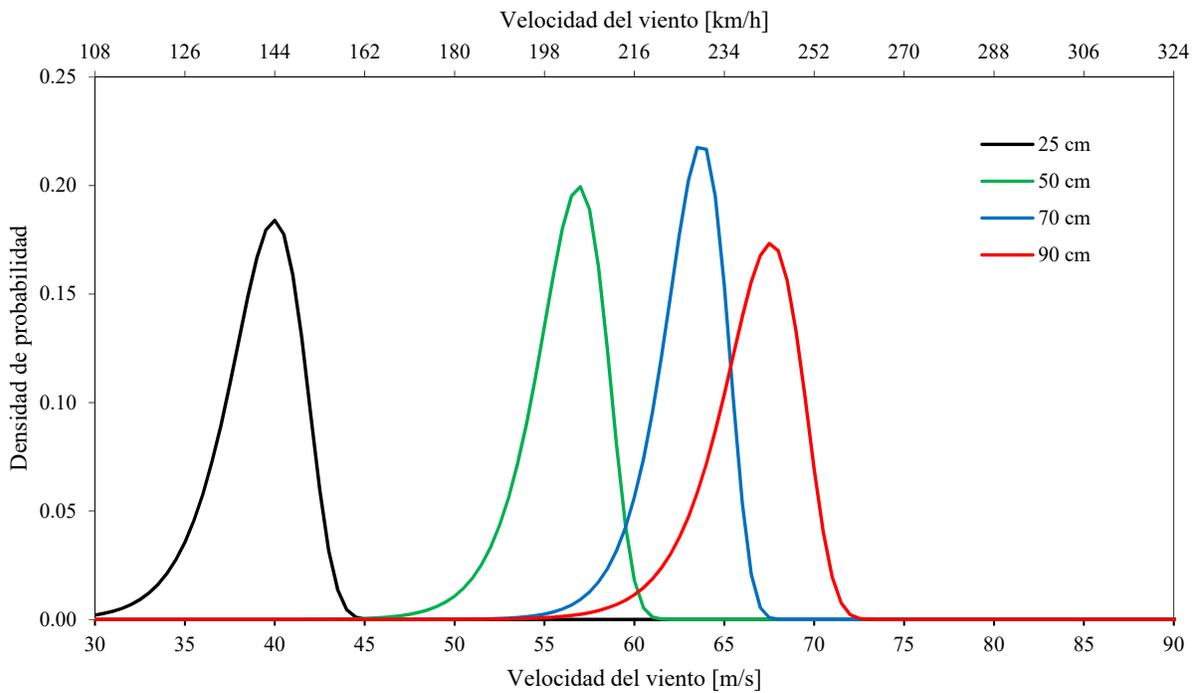


Figura 7.18 Ajuste de distribución de probabilidad Weibull para límites de desplazamiento

En el papel de probabilidad se realiza un ajuste lineal para obtener el error cuadrático medio (R^2), con este estimador se puede corroborar qué tan bueno es el ajuste de las distribuciones a los datos. En la Figura 7.19 se muestra el papel de probabilidad Log-normal arrojando un R^2 de 0.91, 0.94, 0.86 y 0.85 para los límites 25 cm, 50 cm, 70 cm y 90 cm, respectivamente, los ajustes para los límites 25 cm y 50 cm son muy buenos, pero para los límites restantes se tienen ajustes por debajo de 0.90.

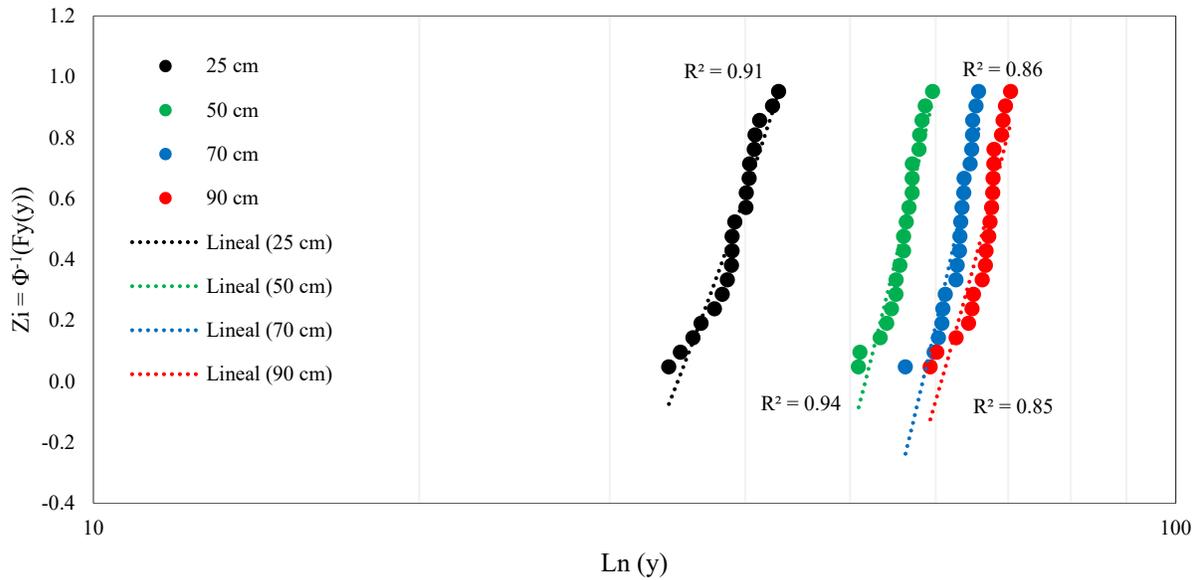


Figura 7.19 Papel de probabilidad Log-normal para límites de desplazamiento

En el caso de los ajustes de la distribución de Weibull se observa que para los límites de 25 cm y 50 cm son muy parecidos a los obtenidos con la distribución Log-normal, pero para 70 cm y 90 cm se tienen mejores ajustes, con R^2 igual a 0.98 y 0.96, respectivamente.

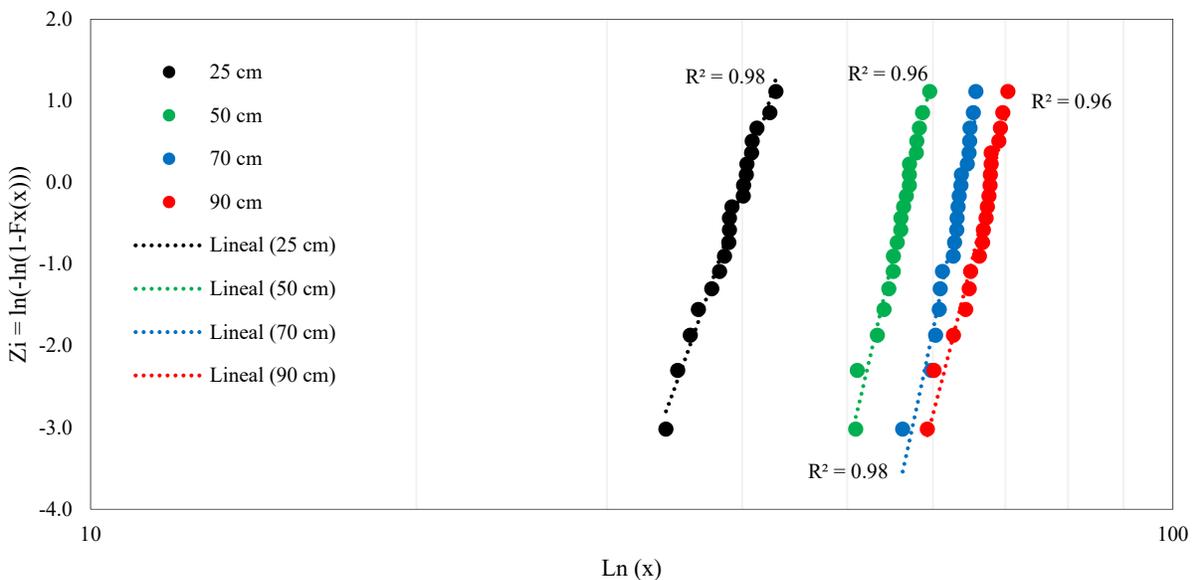


Figura 7.20 Papel de probabilidad Weibull para límites de desplazamiento

En el Anexo A se muestran los papeles de probabilidad que se obtienen para las demás direcciones consideradas en los análisis de la Sección 6.3. En la Tabla 14 se muestra un resumen de los errores cuadráticos medios que se obtienen al ajustar las distribuciones de probabilidad Log-normal y de Weibull, para cada una de las direcciones anteriormente analizadas.

Tabla 14 Resumen de R^2 para ajustes de distribución Log-normal y Weibull obtenidas para las direcciones de análisis

Límite	Des. [cm]	Error cuadrático medio R^2											
		0 grados		15 grados		30 grados		45 grados		65 grados		90 grados	
		LN	W	LN	W	LN	W	LN	W	LN	W	LN	W
1	25	0.91	0.98	0.92	0.98	0.95	0.95	0.97	0.96	0.85	0.95	0.90	0.83
2	50	0.94	0.98	0.95	0.99	0.91	0.97	0.98	0.95	0.92	0.99	0.93	0.84
3	70	0.86	0.96	0.83	0.94	0.85	0.95	0.96	0.96	0.93	0.97	0.90	0.81
4	90	0.85	0.96	0.84	0.95	0.83	0.94	0.94	0.96	0.92	0.97	0.90	0.82

Notas: LN = Log-normal; W = Weibull

En la Tabla 14 se resalta el tipo de distribución que tiene un mejor ajuste a los datos. En la mayoría de los casos la distribución de Weibull tiene un mejor ajuste que la distribución Log-normal, es por esto que las curvas de fragilidad se construyen a partir de la distribución acumulada de Weibull. En la Figura 7.21 se muestran las curvas de fragilidad obtenidas para la dirección crítica (0°) que se estableció anteriormente.

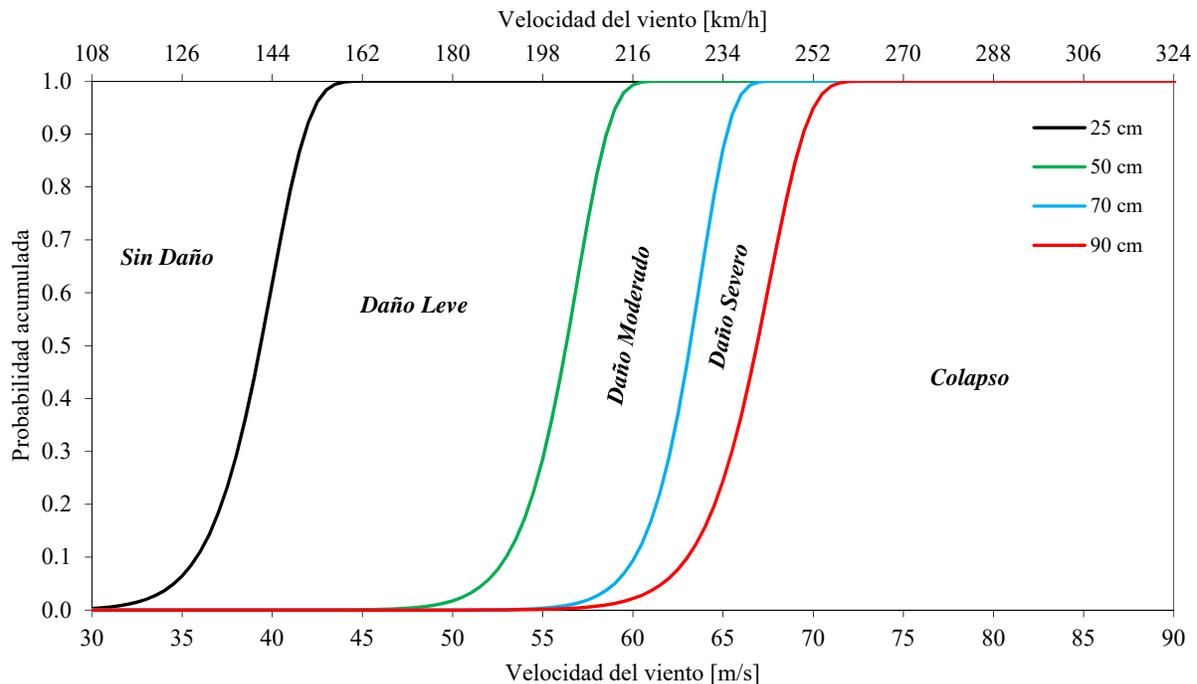


Figura 7.21 Curvas de fragilidad para dirección crítica (0°)

Al fijar los 4 límites de desplazamiento se generan 5 zonas dentro del gráfico anterior, las cuales representan un estado de daño de acuerdo al mecanismo de falla que se desarrolla en la torre de transmisión, en la Tabla 15 se muestra la descripción de las regiones antes mencionadas y el estado de daño al que se relacionan.

Tabla 15 Descripción de regiones de daño al aplicar los estados límite

	Región	Estado de Daño	Descripción
Límite 1 25 cm	Des. < 25 cm	Sin Daño	No se presentan esfuerzos mayores al 25% de f_y en ninguno de los elementos
	25 cm < Des. < 50 cm	Daño leve	Se presentan esfuerzos del 25% de f_y en elementos de los grupos 1, 2 y 3
Límite 2 50 cm	50 cm < Des. < 70 cm	Daño moderado	Se presentan esfuerzos del 50% de f_y en elementos de los grupos 1, 2 y 3
Límite 3 70 cm	70 cm < Des. < 90 cm	Daño severo	Se presentan esfuerzos del 50% de f_y en elementos del grupo 1 y 75% de f_y en los grupos 2 y 3
Límite 4 90 cm	Des. > 90 cm	Colapso	Colapso de estructura debido a una falla en flexión al sobrepasar el 100% de f_y en elementos del grupo 2 y 3

7.4.- Comparación de curvas de colapso para diferentes direcciones

En la Sección 6.3, se observó que la dirección crítica o en la que la torre de transmisión es más susceptible a los efectos del viento es a 0° o transversal a la línea de conducción, esto se definió con base en las curvas de capacidad promedio obtenidas para las direcciones que se analizaron. Ahora se realiza una comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para el colapso (90 cm) en las direcciones que se analizaron anteriormente, con el fin de corroborar si la dirección crítica establecida es correcta. En la Figura 7.22 se muestran las curvas de fragilidad para el estado de colapso obtenidas al ajustar una distribución de Weibull para las diferentes direcciones de análisis.

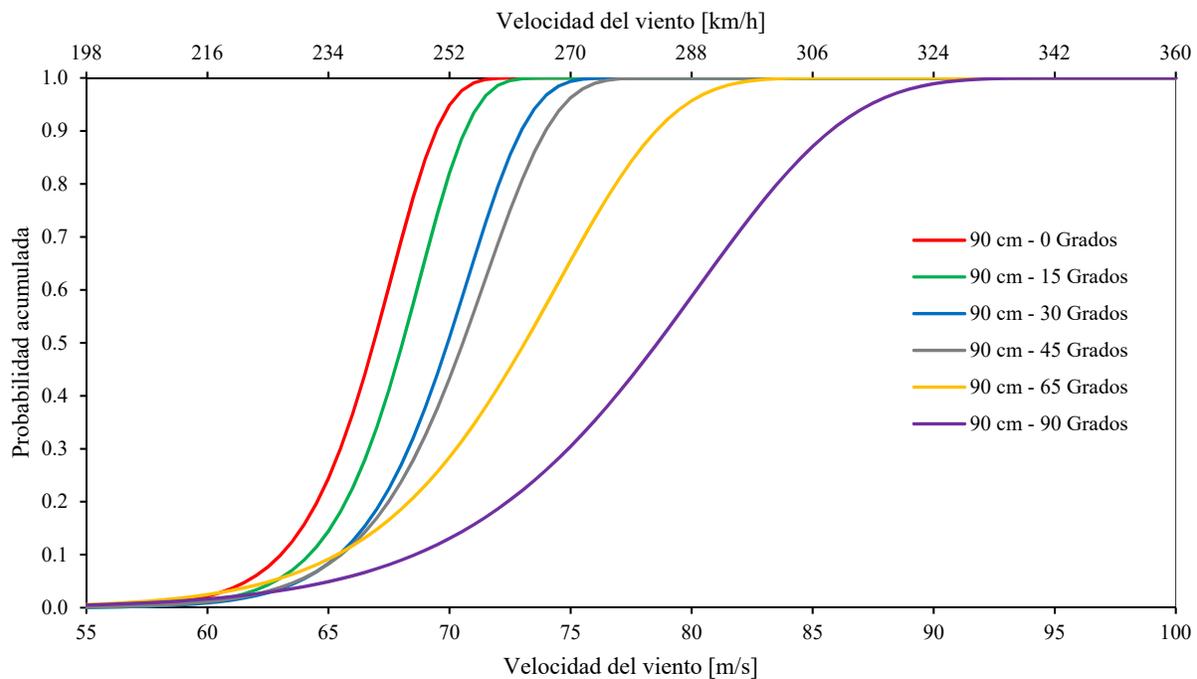


Figura 7.22 Curvas de fragilidad para el colapso en diferentes direcciones

Se observa que la dirección a 0° es la más “frágil” al estar más a la izquierda que las demás, esto quiere decir que a esa dirección la torre alcanza el límite de 90 cm a velocidades del viento más bajas en relación a las otras direcciones, esta descripción es aceptable tomando en cuenta la totalidad de la curva.

En temas de confiabilidad estructural siempre se buscan porcentajes de fiabilidad altos y porcentajes de falla bajos ($P_F < 10\%$), de este modo si sólo se considera hasta el 10 % de probabilidad de falla, existen intervalos en los que la dirección a 0° no es la más crítica. En la Figura 7.23 se observa que para probabilidades de falla $P_F > 3\%$ la dirección a 0° predomina, siendo la más crítica, pero, para valores de $P_F < 3\%$, las direcciones 65° y 90° tienen más probabilidad de alcanzar el colapso.

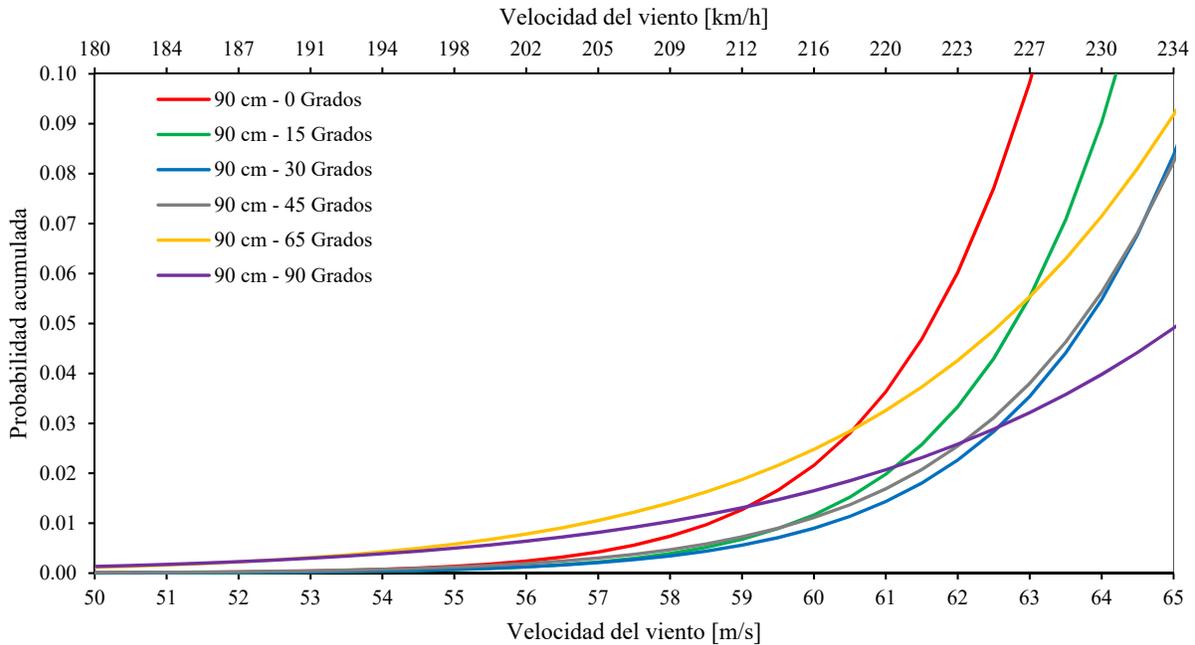


Figura 7.23 Curvas de fragilidad <math>< 10\%</math> de probabilidad de colapso en diferentes direcciones

En México la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.) utiliza una coordinación de resistencia en la cual se establece que lo primero en fallar serán las estructuras de soporte, cuando la línea sea sometida a cargas que exceden los valores de diseño, Tabla 16. La probabilidad de falla es del 10% para estructuras de soporte que se encuentren en las líneas de transmisión, por lo tanto, si se adopta esta consideración y, observando los resultados obtenidos del estudio, una torre de transmisión tipo 53T10 tendrá la probabilidad del 10% de colapsar a una velocidad de 63 m/s (227 km/h).

Tabla 16 Coordinación de resistencia típica (IIE, 1993)

	Componentes principales	Coordinación dentro de los componentes principales*
Para fallar primero	Estructura de suspensión	<u>Estructura</u> , cimentaciones, herrajes
No fallar primero con 90% de confianza	Estructura de deflexión	<u>Estructura</u> , cimentaciones, herrajes
	Estructura de remate	<u>Estructura</u> , cimentaciones, herrajes
	Conductores	<u>Conductores</u> , aisladores, herrajes
* Dentro de cada componente principal, el componente subrayado es el más débil con 90% de confianza		

Capítulo 8

Incertidumbre en las propiedades del material

En el ámbito de la confiabilidad estructural se busca obtener la probabilidad de falla de estructuras tomando en cuenta las incertidumbres que se asocian a las cargas a las que se ve sujeta durante un periodo de servicio y las resistencias de los materiales. Para el caso de estudio se considera la incertidumbre de la resistencia a la fluencia, f_y , y el módulo de elasticidad, E , del acero ASTM A-992. Con esto se obtendrán las curvas de capacidad y posteriormente las curvas de fragilidad. Se varía el número de análisis para realizar un análisis de sensibilidad para determinar si la respuesta de la estructura se ve afectada al considerar las incertidumbres antes mencionadas.

8.1.- Incertidumbre en los materiales

La resistencia a la fluencia y el módulo de elasticidad del material son incertidumbres físicas, para determinar estas propiedades y su variación se realizan pruebas de laboratorio donde los elementos se someten a pruebas de tracción y compresión. De acuerdo con el informe “*Updating Standar Shape Material Properties Database for Design and Reliability, Barlett, et al., 2001*” se observó que para un acero ASTM A-992 Gr. 50 se tiene un valor medio de la resistencia a la fluencia de $f_y = 373$ MPa y un coeficiente de variación de $COV = 0.056$, mientras que el módulo de elasticidad tiene un valor de $E = 198548.37$ MPa y un $COV = 0.034$. Los datos obtenidos de los ensayos y reportados en el informe demuestran que ambas propiedades tienen una distribución Log-normal.

En Tabla 17 se muestran los parámetros de las distribuciones Log-normal que describen la variación de las propiedades, los cuales se obtienen utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\mu_{LnX} = Ln \left(\frac{\mu_X^2}{\sqrt{\mu_X^2 + \sigma_X^2}} \right) \quad Ec. 8.1$$

$$\sigma_{LnX}^2 = Ln \left(1 + \frac{\sigma_x^2}{\mu_x^2} \right) \quad Ec. 8.2$$

Tabla 17 Datos estadísticos de propiedades del acero ASTM A-992 Gr. 50

Propiedad	Valor especificado	μ_x	COV	σ_x	μ_{LnX}	σ_{LnX}
Resistencia a la fluencia [MPa]	345	373	0.056	20.888	5.92	0.056
Módulo de elasticidad [MPa]	200000	198548.37	0.034	6750.645	12.19	0.034

En la Figura 8.1 y 8.2 se muestran la densidad de probabilidad y la distribución acumulada de la resistencia a la fluencia, f_y , y el módulo de elasticidad, E .

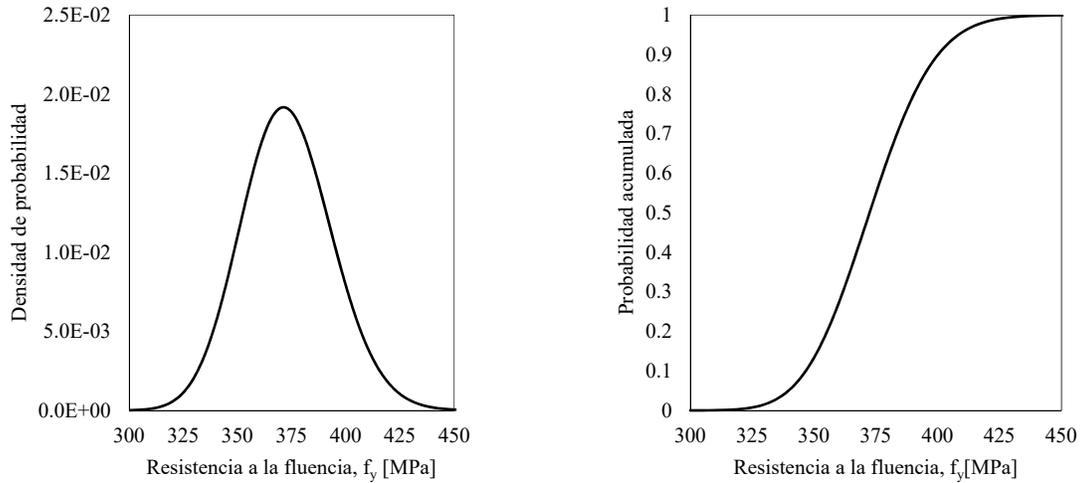


Figura 8.1 Densidad de probabilidad y distribución acumulada de la resistencia a la fluencia, f_y

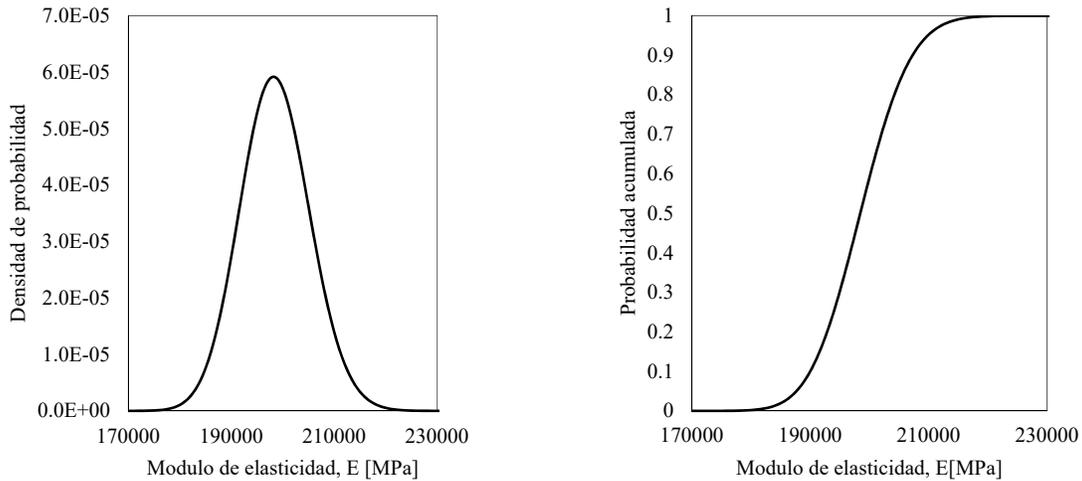


Figura 8.2 Densidad de probabilidad y distribución acumulada del módulo de elasticidad, E

8.2.- Simulación de Monte Carlo

El método de Simulación de Monte Carlo es un método numérico utilizado para resolver problemas mediante la simulación de variables aleatorias. Esta técnica es ampliamente utilizada en temas de confiabilidad estructural, en donde se introducen incertidumbres de los materiales y de las acciones a las que se somete una estructura y con esto poder evaluar mediante parámetros estadísticos como la media y desviación estándar la respuesta estructural.

El método de Simulación de Monte Carlo consiste en los siguientes pasos:

- i. Generar u_i números aleatorios con una distribución de probabilidad normal (0 a 1).
- ii. Transformar los números aleatorios u_i a números de la distribución Log-normal, x_i .
- iii. Realizar los análisis estructurales empleando los valores de x_i .
- iv. Obtener las curvas capacidad para cada conjunto de datos.

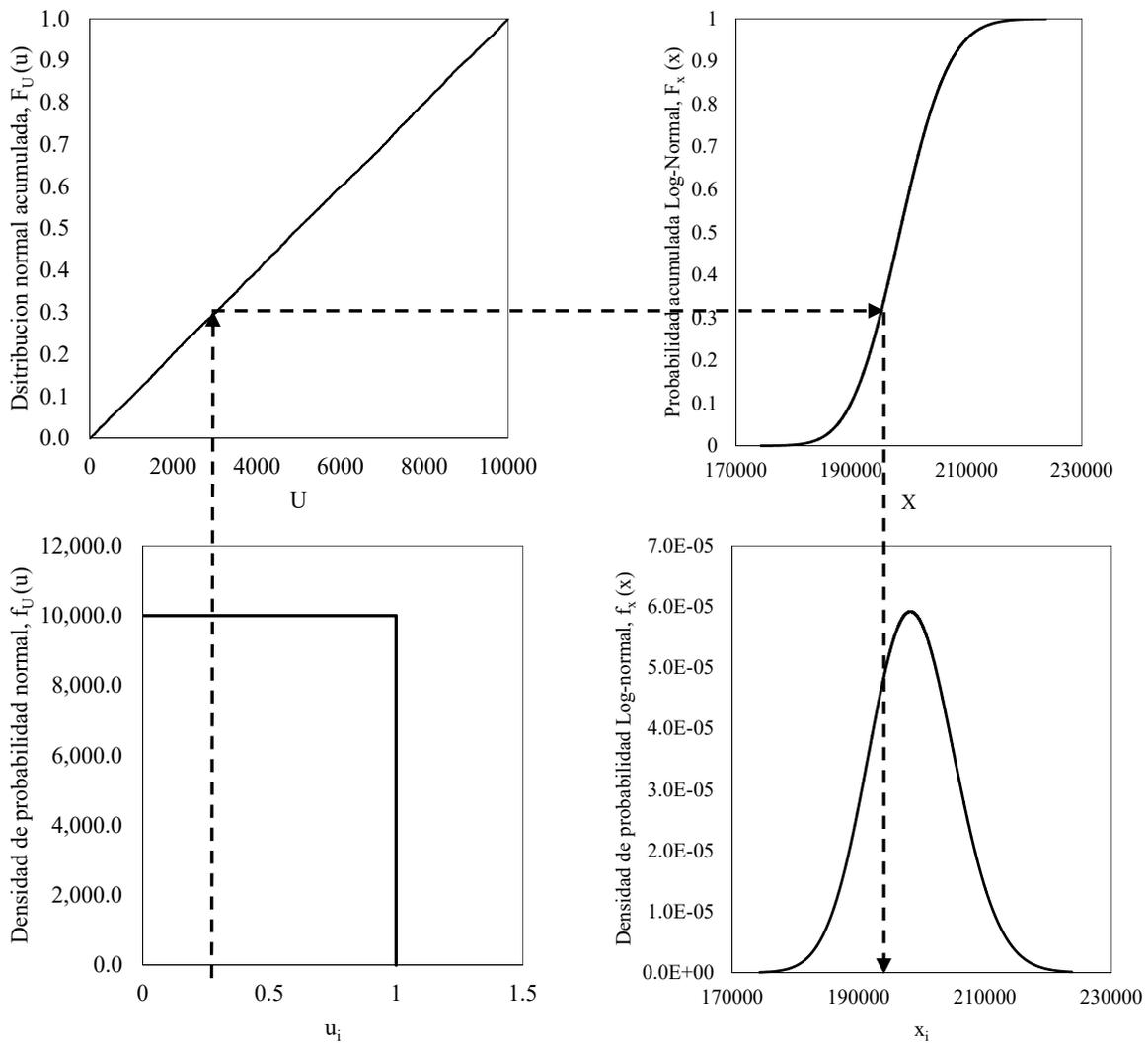


Figura 8.3 Simulación de Montecarlo

Para el presente estudio se realizan 10, 50, 100 y 300 análisis con la dirección crítica a 0° grados, con el fin de evaluar la variación de la respuesta estructural al introducir las incertidumbres de la resistencia a la fluencia, f_y , y el módulo de elasticidad, E .

En el Capítulo 6 se obtuvieron las curvas de capacidad para la torre de transmisión empleando el modelo “*Multilinear Kinematic Hardening*”, Figura 4.6, para los análisis que se realizan en este apartado se utilizará un modelo simplificado del material, debido al tiempo computacional que se requiere para realizar los análisis estructurales. El modelo del material utilizado es el “*Bilinear Kinematic Hardening*”, Figura 8.4, al utilizar este modelo se pueden introducir el módulo de la elasticidad y la resistencia a la fluencia generados por la Simulación de Monte Carlo y posteriormente realizar los análisis estructurales con los que se obtendrá una curva de capacidad. En el Anexo B se muestra una comparación de los resultados empleando el modelo multilineal y el bilineal.

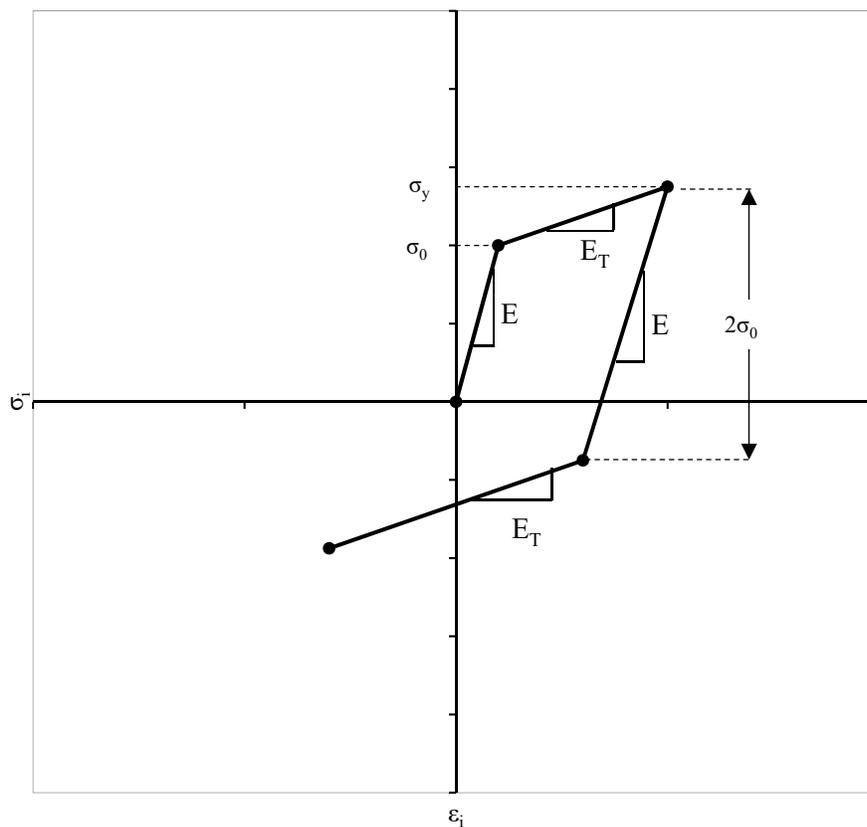


Figura 8.4 Bilinear Kinematic Hardening.

8.2.1.- Resultados de Simulación de Monte Carlo

Como se mencionó anteriormente se realizan una serie de análisis para obtener la variación de la respuesta estructural, se utilizan 10, 50, 100 y 300 números aleatorios para generar los valores del módulo de elasticidad y la resistencia a la fluencia, con cada par de datos se realiza un análisis IDA y se genera una curva de capacidad, teniendo al final 4 conjuntos de curvas generados por propiedades del material obtenidas de la Simulación de Montecarlo. En la Figura 8.5 se muestra un esquema general del procedimiento empleado.

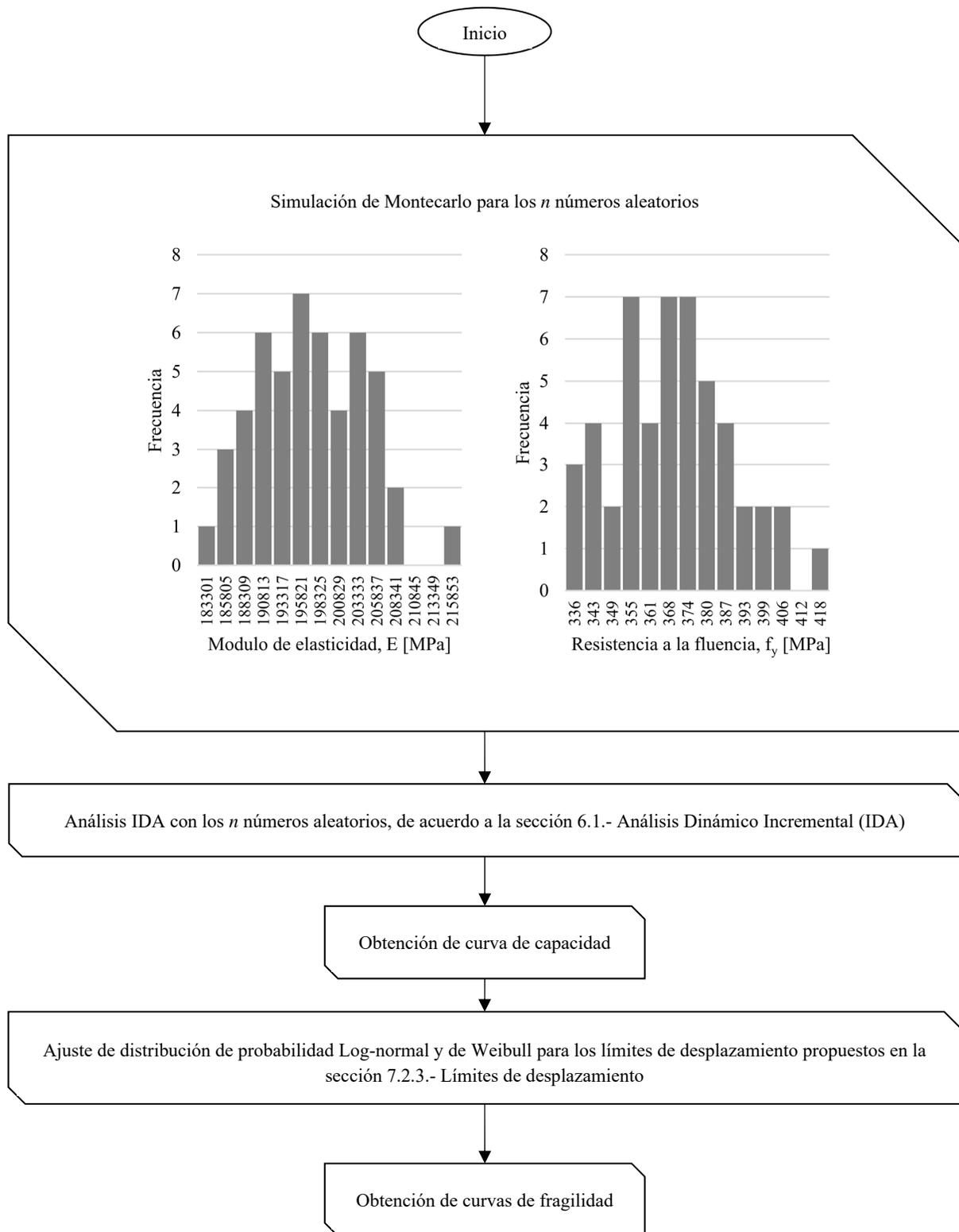


Figura 8.5 Simulación de Montecarlo y obtención de las curvas de capacidad y fragilidad

En la Figura 8.6 se muestran los resultados obtenidos para 10 números aleatorios, se puede apreciar que con 10 datos no es posible caracterizar de forma correcta la distribución de las 2 variables aleatorias (módulo de elasticidad y resistencia a la fluencia), lo anterior se puede corroborar en las gráficas de la densidad de probabilidad y probabilidad acumulada.

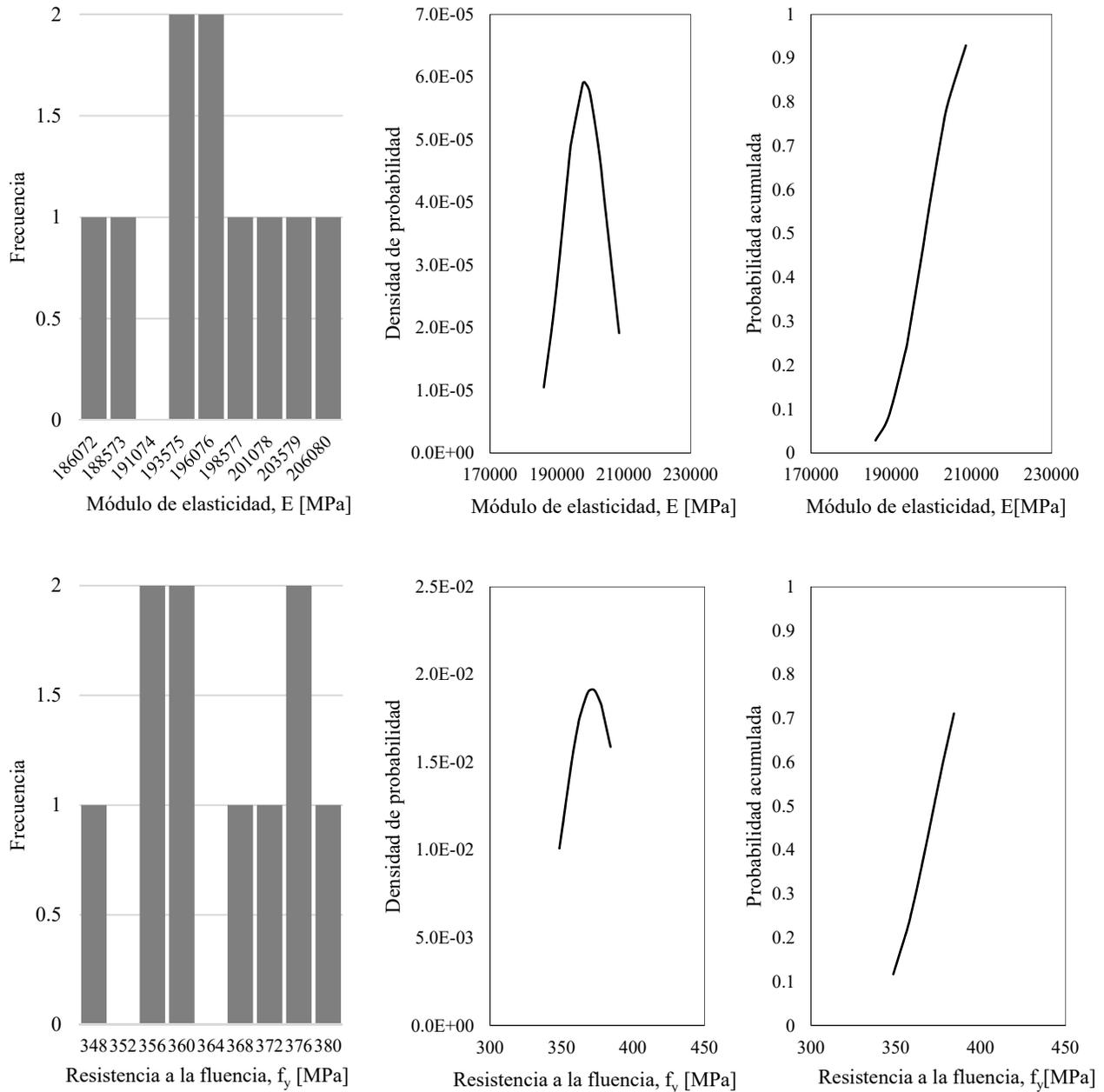


Figura 8.6 De izquierda a derecha histograma de 10 números aleatorios, densidad de probabilidad y distribución acumulada para el módulo de elasticidad y resistencia a la fluencia

En la Figura 8.7 se muestran los resultados obtenidos para 50 números aleatorios, para esta cantidad de números se observa una mejora en construcción de la densidad de probabilidad para ambas variables aleatorias, sólo al inicio de la densidad se puede apreciar una falta de datos.

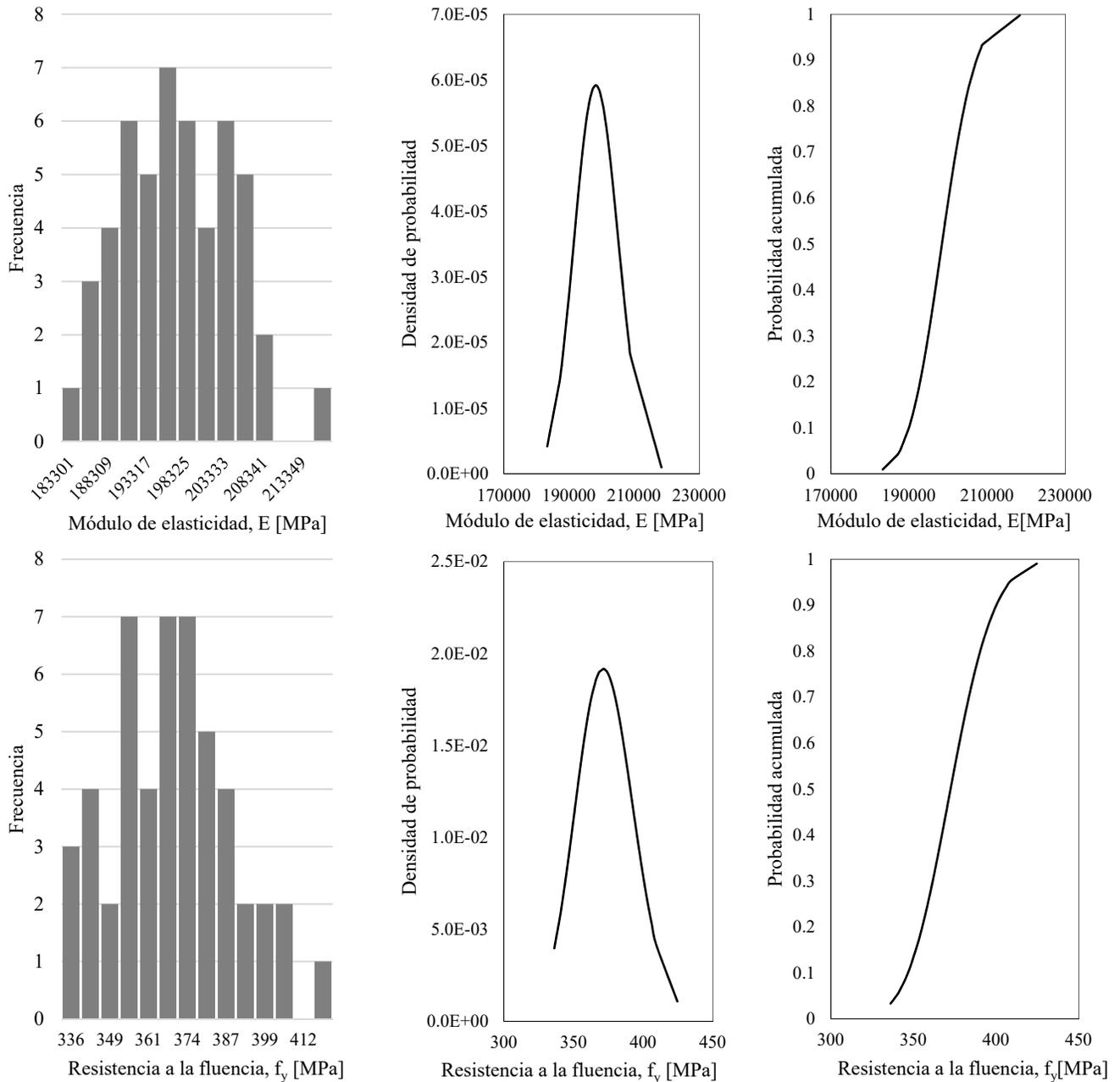


Figura 8.7 De izquierda a derecha histograma de 50 números aleatorios, densidad de probabilidad y distribución acumulada para el módulo de elasticidad y resistencia a la fluencia

En la Figura 8.8 se muestran los resultados obtenidos para 100 números aleatorios, con esta cantidad de números se observa en los histogramas una distribución de los datos con la forma de la densidad de probabilidad más marcada que con los casos anteriores.

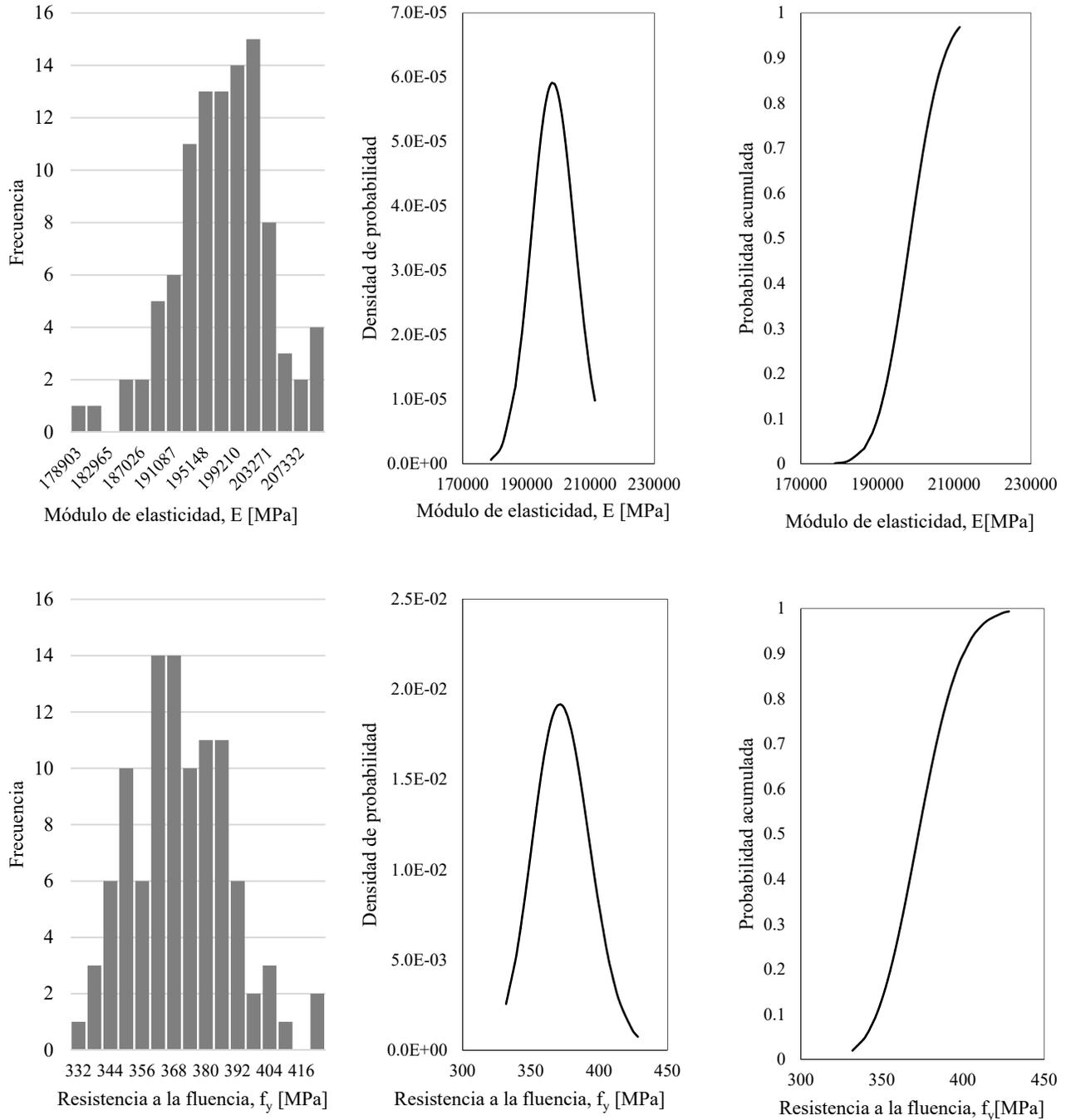


Figura 8.8 De izquierda a derecha histograma de 100 números aleatorios, densidad de probabilidad y distribución acumulada para el módulo de elasticidad y resistencia a la fluencia

En la Figura 8.9 se muestran los resultados obtenidos para 300 números aleatorios, al igual que el caso anterior con esta cantidad de números el histograma de ambas variables muestra una mejor semejanza con la curva de la densidad de probabilidad, en el apartado 8.3. se realiza una comparación para observar en qué medida cambia la respuesta de la estructura dependiendo del n números aleatorios que se utilicen.

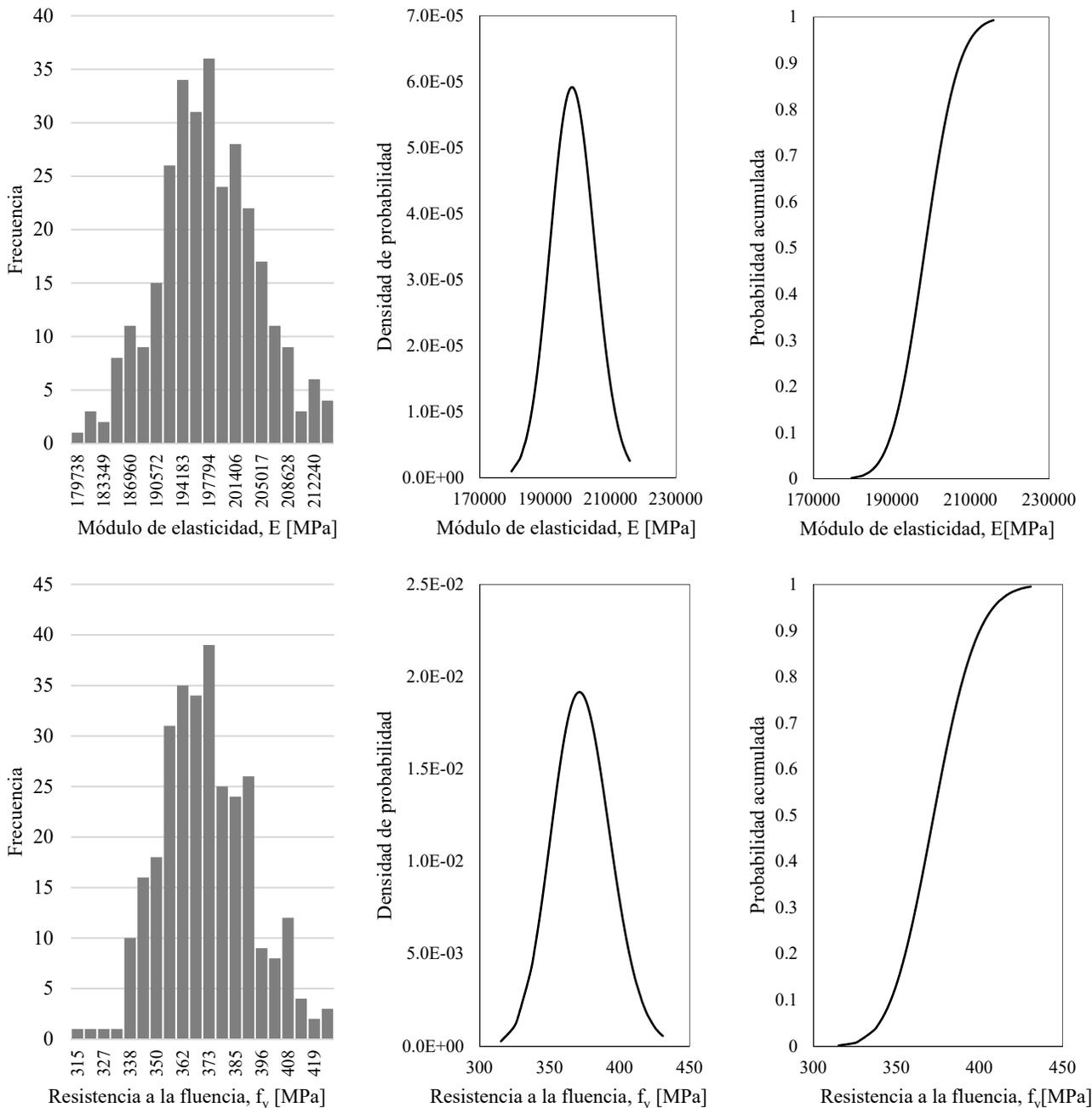


Figura 8.9 De izquierda a derecha histograma de 300 números aleatorios, densidad de probabilidad y distribución acumulada para el módulo de elasticidad y resistencia a la fluencia

En las siguientes figuras se muestran las curvas de capacidad y las curvas de fragilidad que se obtienen para cada uno de los conjuntos de números aleatorios que se analizan, de igual forma que en la Sección 7.3, se ajustan las distribuciones de probabilidad Log-normal y de Weibull a los datos asociados a los límites de desplazamiento, posteriormente se verifica en un papel de probabilidad cuál de las dos tiene un mejor ajuste. En la Tabla 18 se muestra el error cuadrático medio (R^2) de los ajustes.

Tabla 18 Resumen de R^2 para ajustes de distribución Log-normal y Weibull obtenidas para los conjuntos de datos

Límite	Des. [cm]	Error cuadrático medio R^2							
		10 análisis		50 análisis		100 análisis		300 análisis	
		LN	W	LN	W	LN	W	LN	W
1	25	0.972	0.925	0.979	0.903	0.992	0.960	0.998	0.939
2	50	0.967	0.938	0.989	0.928	0.990	0.971	0.998	0.949
3	70	0.981	0.927	0.992	0.947	0.986	0.976	0.995	0.961
4	90	0.910	0.837	0.984	0.949	0.985	0.973	0.989	0.963

Notas: LN = Log-normal; W = Weibull

De acuerdo a la tabla anterior, se observa que la distribución Log-normal tiene un mejor ajuste, es por esto que en este apartado las curvas de fragilidad se obtienen de la probabilidad acumulada de dicha distribución.

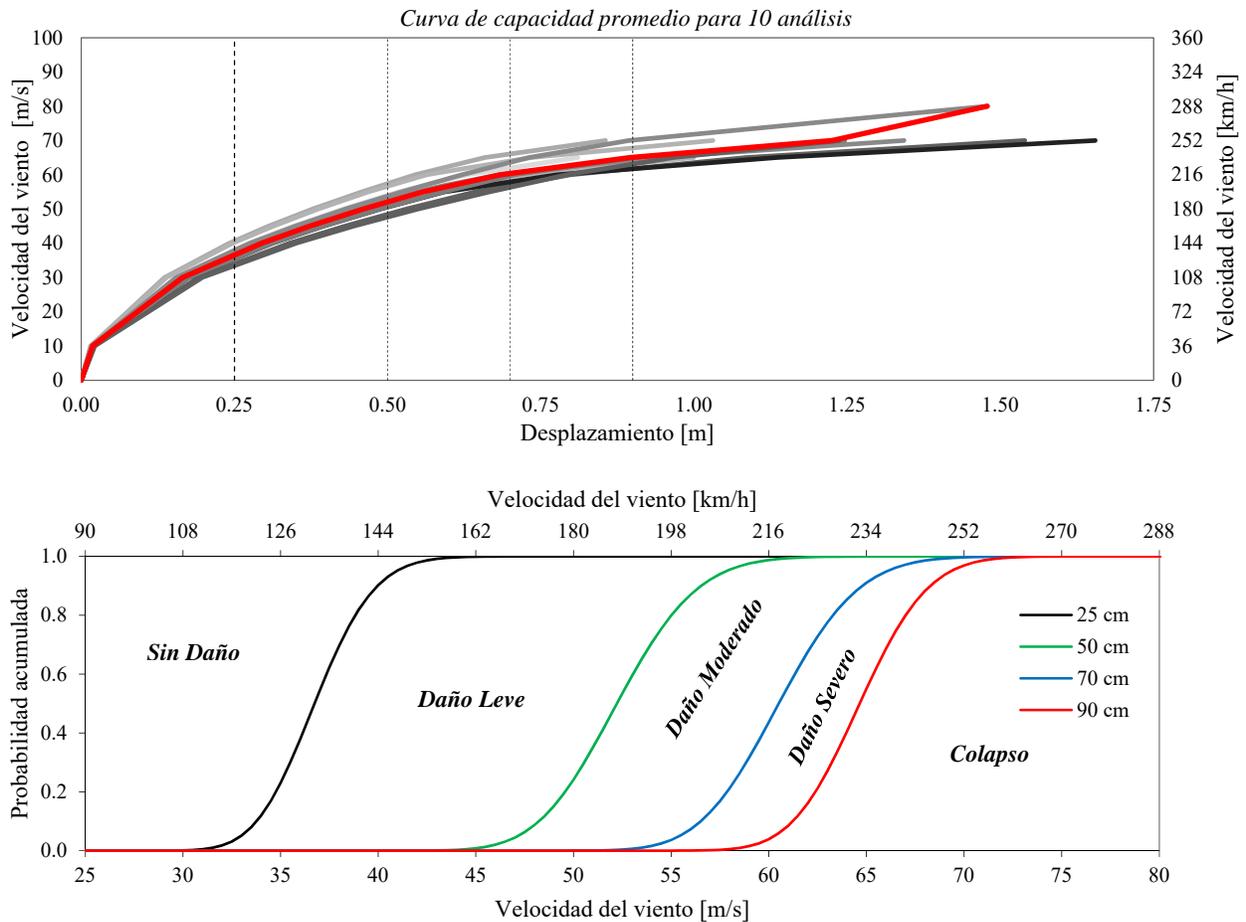


Figura 8.10 Curva de capacidad promedio y curvas de fragilidad para 10 números aleatorios

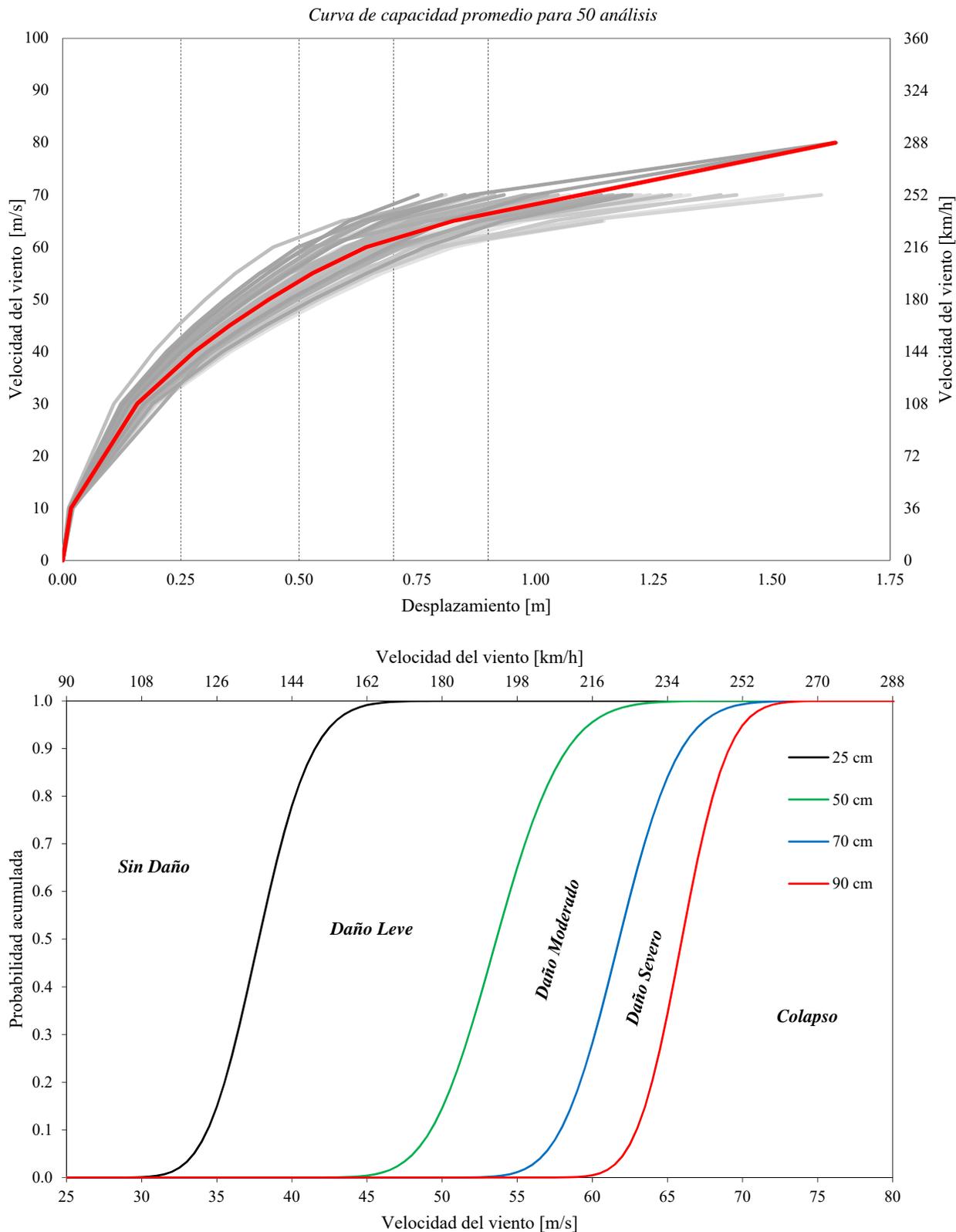


Figura 8.11 Curva de capacidad promedio y curvas de fragilidad para 50 números aleatorios

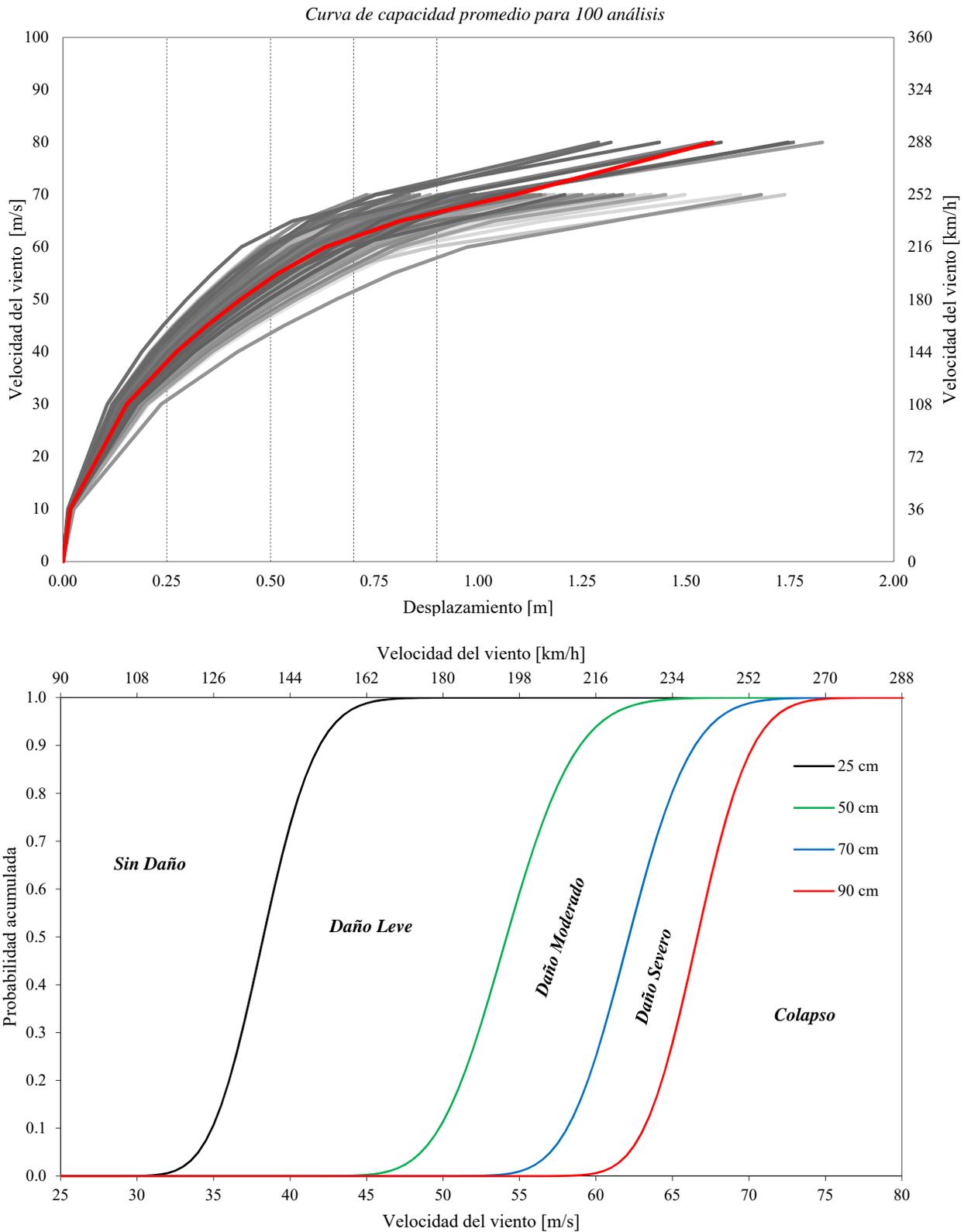


Figura 8.12 Curva de capacidad promedio y curvas de fragilidad para 100 números aleatorios

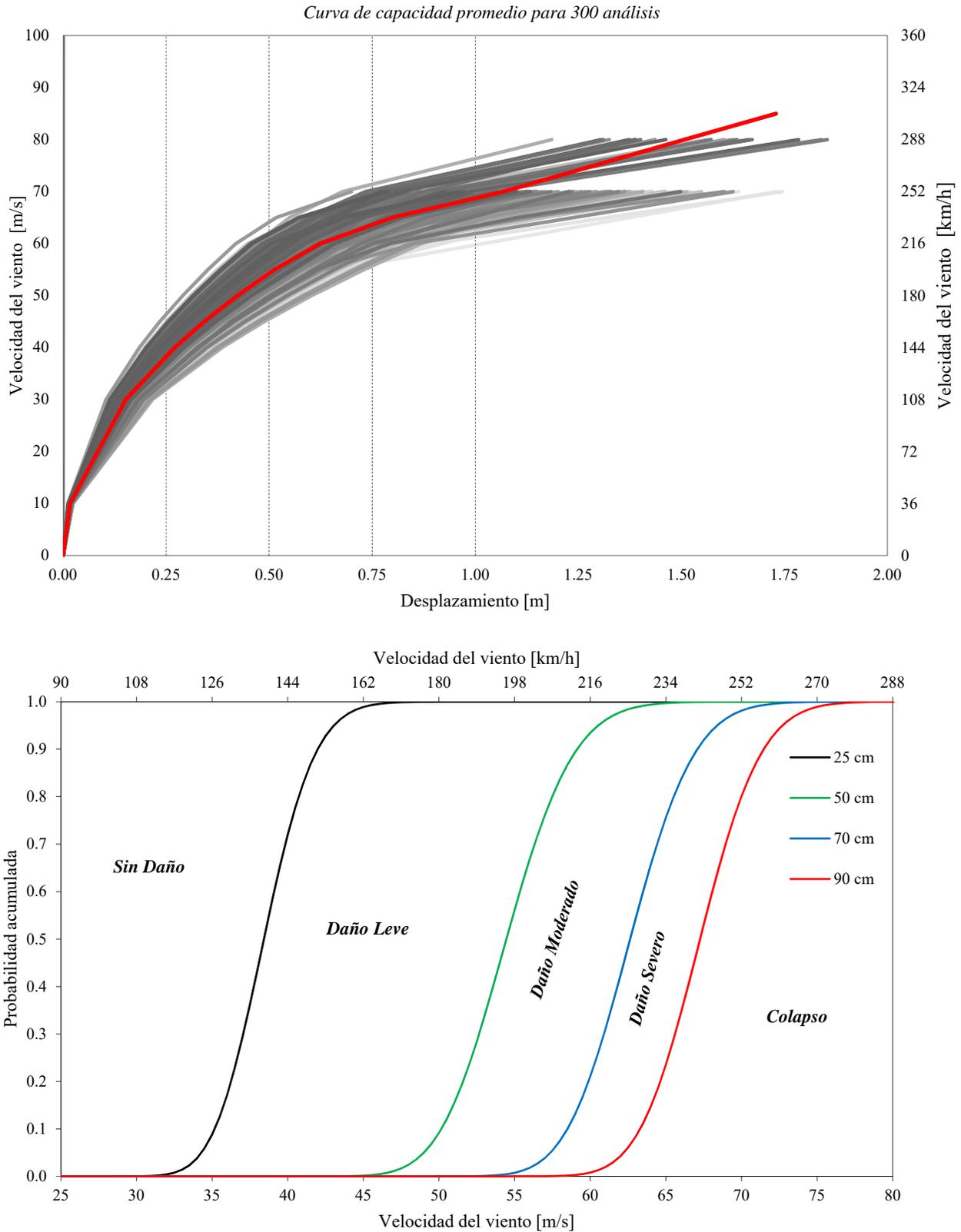


Figura 8.13 Curva de capacidad promedio y curvas de fragilidad para 300 números aleatorios

8.3.- Comparación de la respuesta entre análisis deterministas y análisis con incertidumbre

Habiendo obtenido las curvas de fragilidad para 10, 50, 100 y 300 números aleatorios se realiza una comparación de la respuesta de la estructura. Para ello, primero se obtiene una curva de capacidad con las propiedades especificadas del acero ASTM A-992, con una resistencia a la fluencia de $f_y=345$ MPa y un módulo de elasticidad de $E=200000$ MPa, esta curva de capacidad determinista se obtiene utilizando el modelo “*Bilinear Kinematic Hardening*”, ver Figura 8.4. Posteriormente se calcula el coeficiente de variación para cada uno de los conjuntos números aleatorios, tomando como valor esperado la curva de capacidad determinista con las propiedades del material especificado. En la Figura 8.14 se muestra el coeficiente de variación de cada conjunto de análisis, se observa que existe una variación importante en la respuesta de la estructura al considerar la incertidumbre de las propiedades del material.

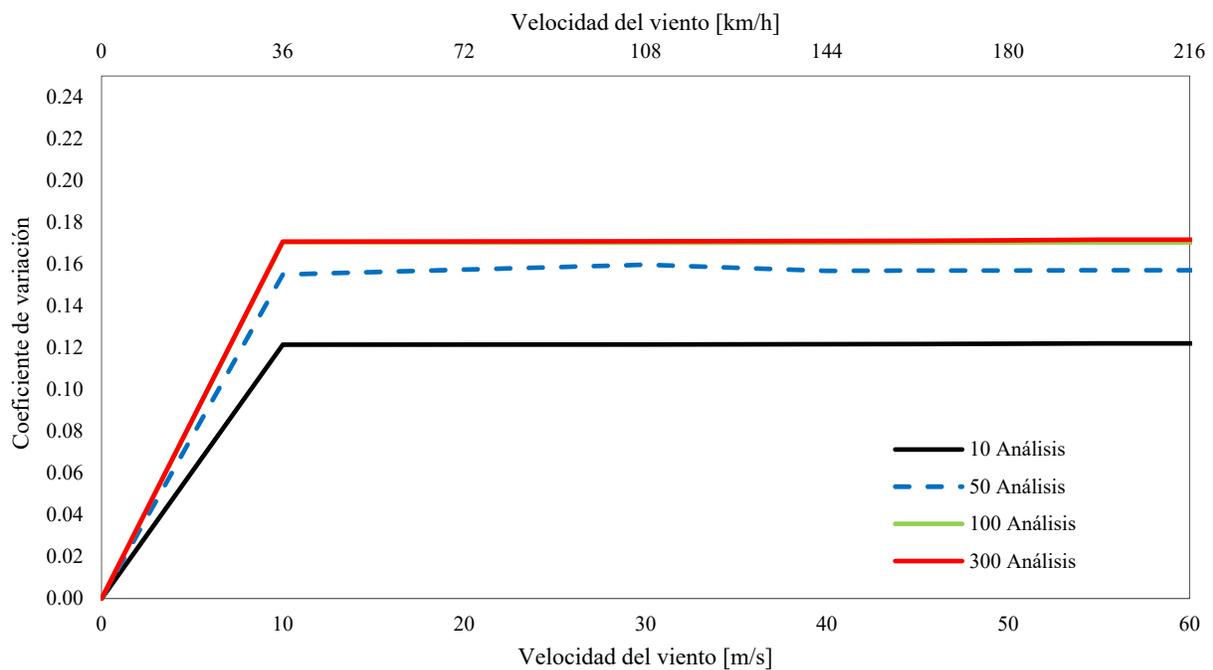


Figura 8.14 Coeficientes de variación de la respuesta para cada conjunto de análisis

El coeficiente de variación para 10 análisis marca una diferencia de 12.2% respecto de un análisis determinista, para 50 análisis se observa una variación del 15.5% y en los casos de 100 y 300 análisis 17% y 17.2% respectivamente, esto quiere decir que al utilizar 100 análisis es suficiente para caracterizar la incertidumbre de las propiedades del material, ya que la diferencia en la respuesta de la estructura entre 100 y 300 análisis solo es 0.2%.

Al incluir la incertidumbre de las propiedades del material se le da a la estructura una sobrerresistencia, ya que, como se observó en la Tabla 17, el valor medio de la resistencia a la fluencia es de $f_y=373$ MPa la cual es 8% mayor que la especificada, esto permite a la estructura tener una mayor capacidad y esto su vez genera un desplazamiento menor de la torre; lo anterior se ve reflejado en la Figura 8.15, en ella se muestran las curvas de capacidad promedio para cada conjunto de análisis y la curva de capacidad determinista.

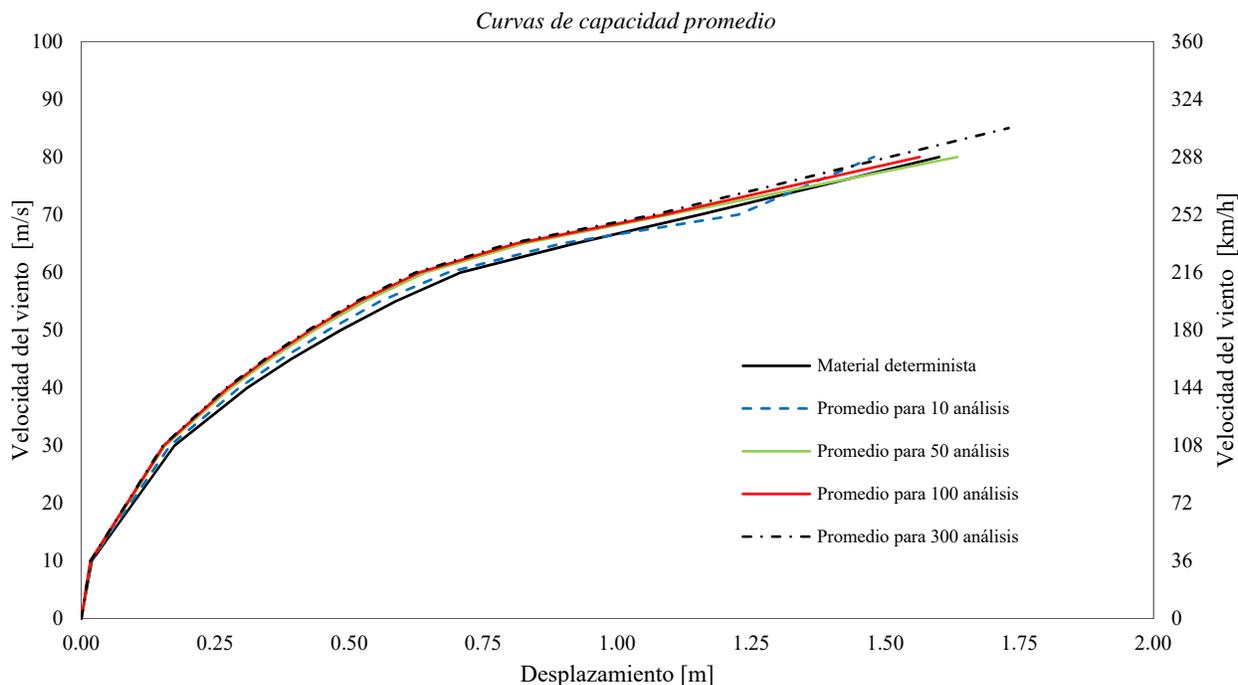


Figura 8.15 Curvas de capacidad promedio para análisis con incertidumbre y curva de capacidad determinista

8.4.- Mapas de fragilidad

Una de las ventajas de obtener las curvas de fragilidad de una estructura, es que se puede realizar el mapeo de la probabilidad de exceder un límite si se cuenta con una base de datos relacionada a la medida de intensidad, en el caso de estudio se utiliza las velocidades regionales del “Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Viento” de la C.F.E., a partir de estas velocidades se obtienen las probabilidades de exceder los estados límites propuestos, utilizando las distribuciones de probabilidad acumulada que se ajustaron a los 300 análisis del apartado anterior.

Una vez obtenida la probabilidad para cada estado límite en cada una de las entidades, se realizan los mapas de fragilidad estructural, con ellos se puede observar la probabilidad de excedencia en un lugar en específico. Es importante señalar que para calcular la probabilidad de excedencia en las entidades se utiliza la misma categoría de terreno (2) y factor de topografía (1.0) que se utilizaron para calcular el perfil del viento en la Sección 5.2.1.

En las siguientes figuras se muestran los mapas de fragilidad estructural más significativos obtenidos con las velocidades regionales, es preciso señalar que con los datos del “Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Viento” no se obtiene probabilidades de exceder el límite de desplazamiento de colapso (90cm) para ningún periodo de retorno.

En el Anexo C se muestran los datos de las probabilidades con las que se construyeron los mapas que se muestran a continuación.

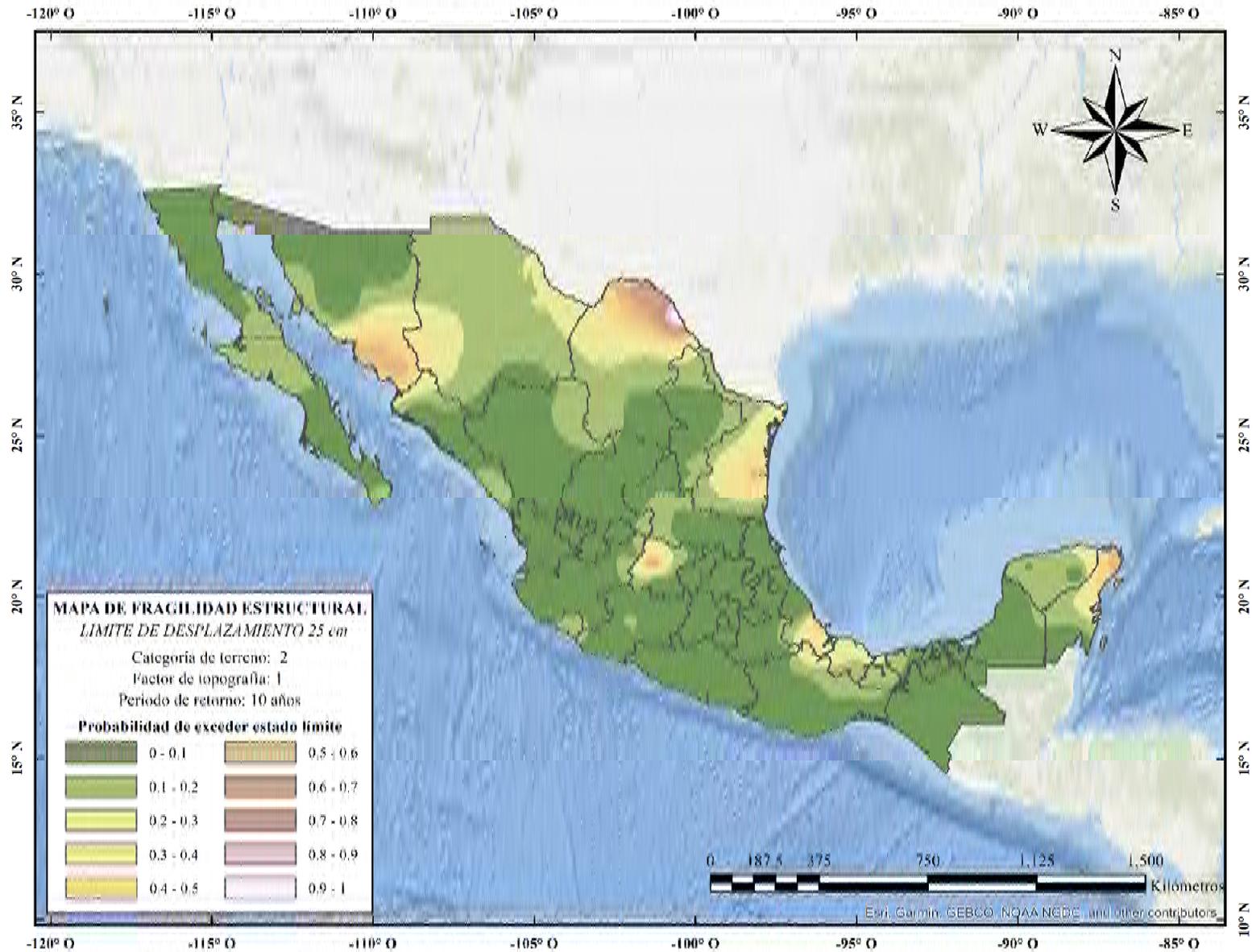


Figura 8.16 Mapa de fragilidad estructural con un límite de desplazamiento de 25cm para un periodo de retorno de 10 años

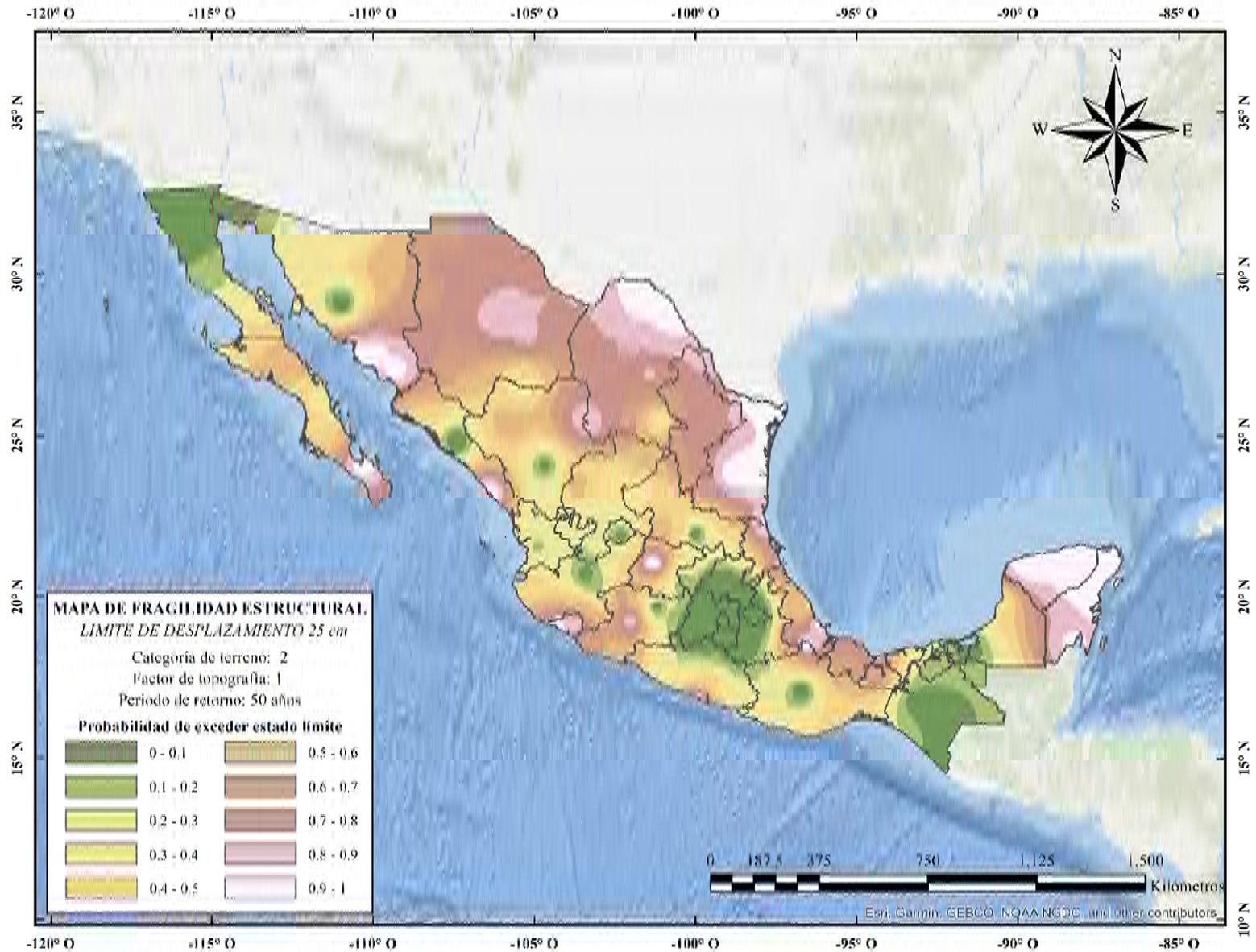


Figura 8.17 Mapa de fragilidad estructural con un límite de desplazamiento de 25cm para un periodo de retorno de 50 años

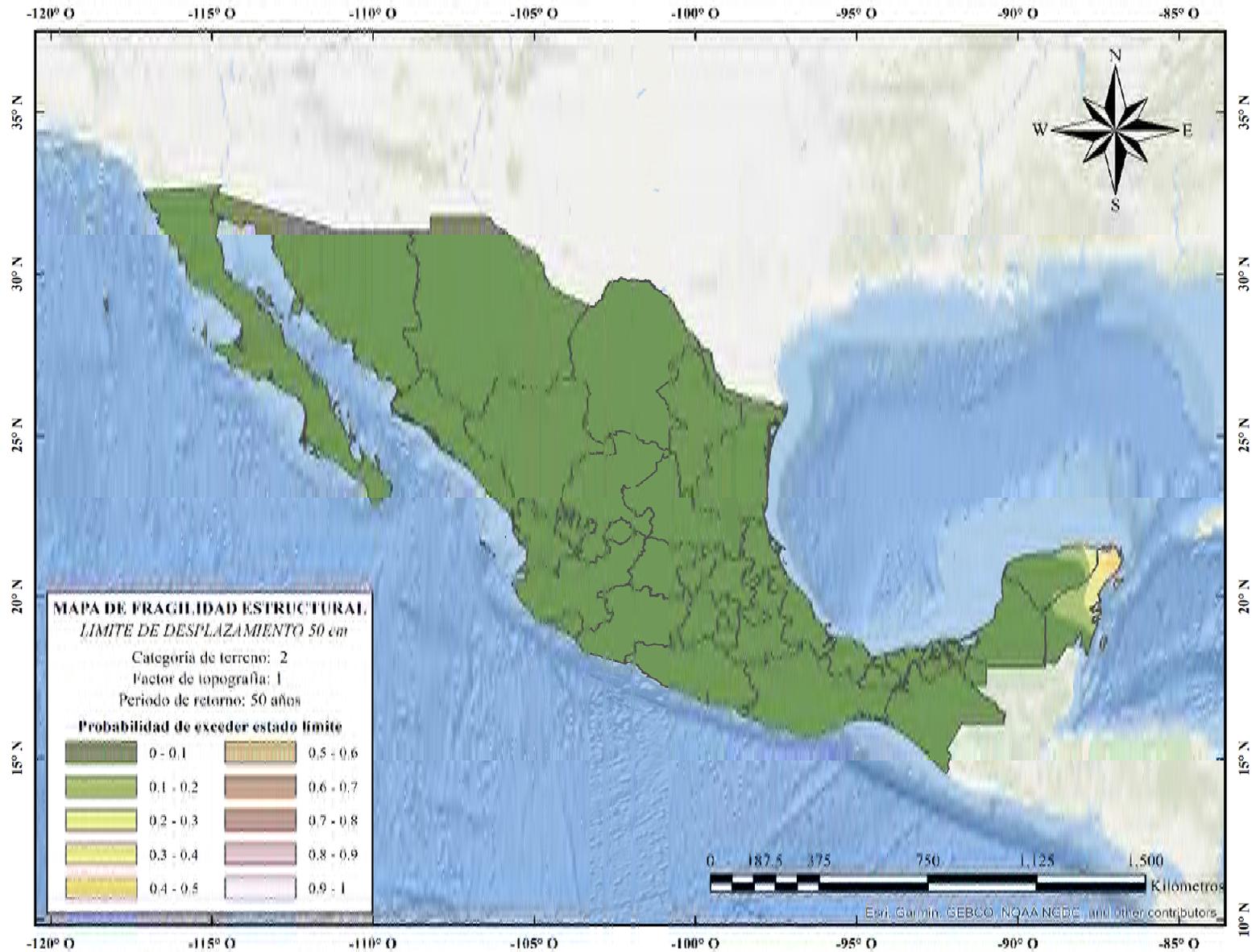


Figura 8.18 Mapa de fragilidad estructural con un límite de desplazamiento de 50cm para un periodo de retorno de 50 años

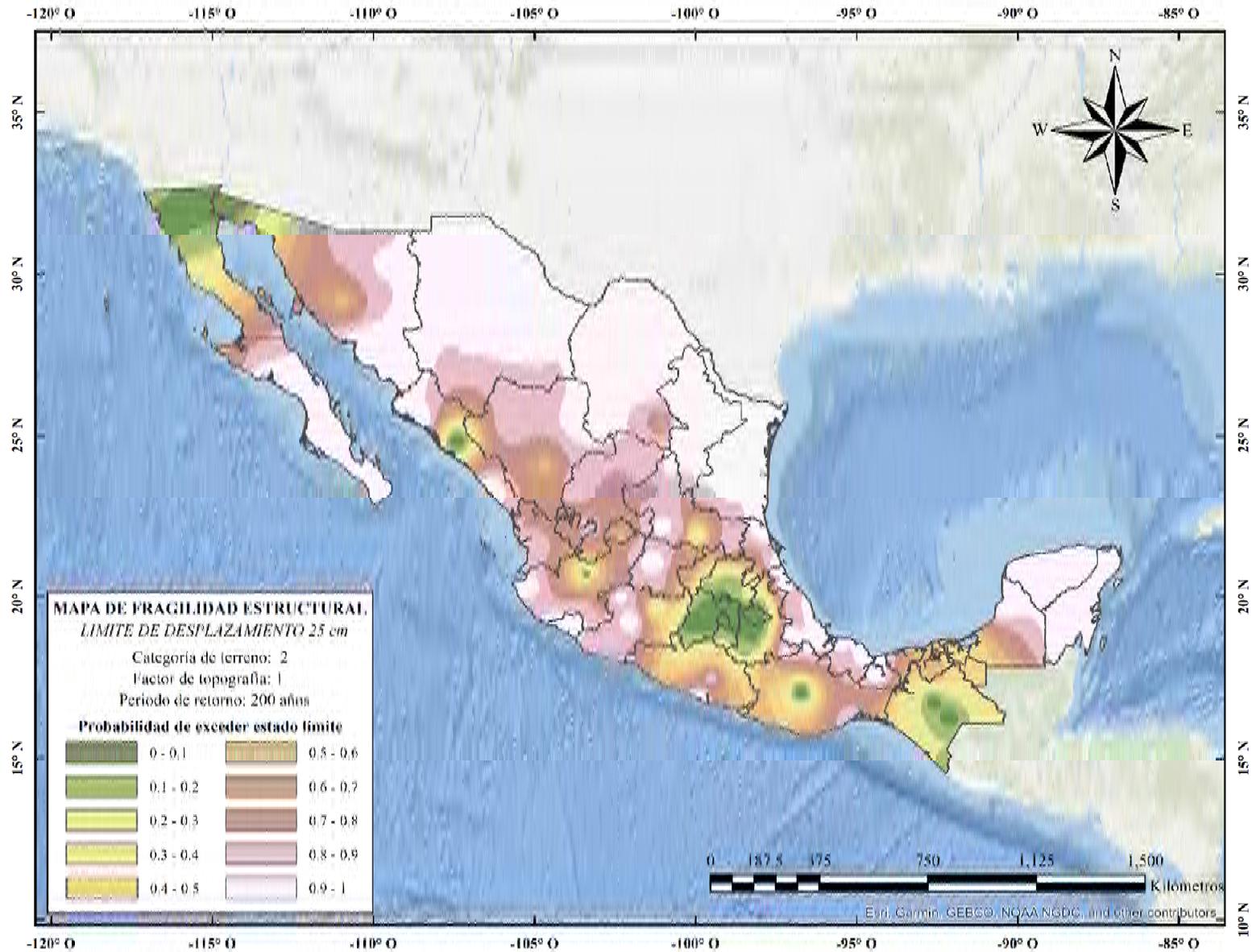


Figura 8.19 Mapa de fragilidad estructural con un límite de desplazamiento de 25cm para un periodo de retorno de 200 años

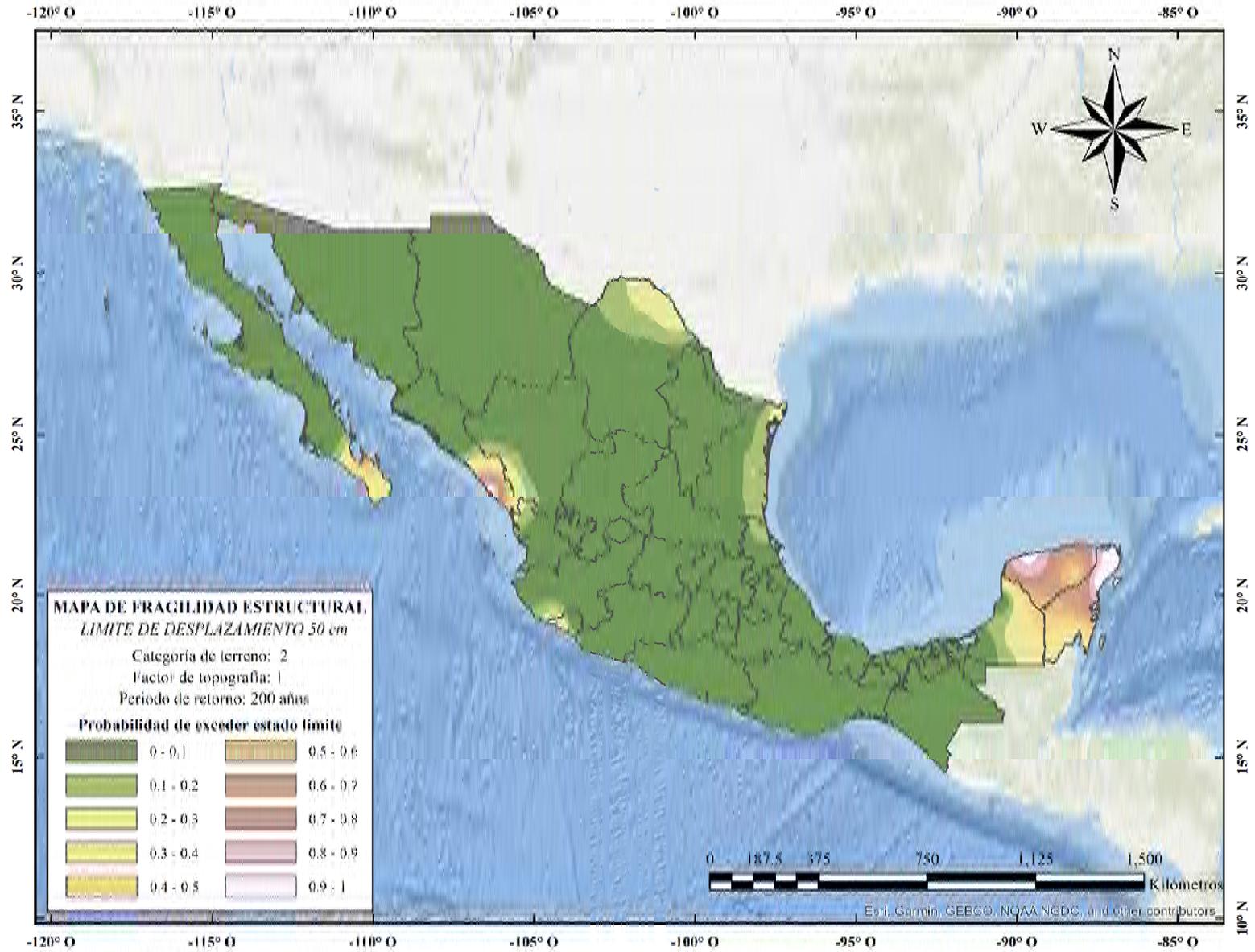


Figura 8.20 Mapa de fragilidad estructural con un límite de desplazamiento de 50cm para un periodo de retorno de 200 años

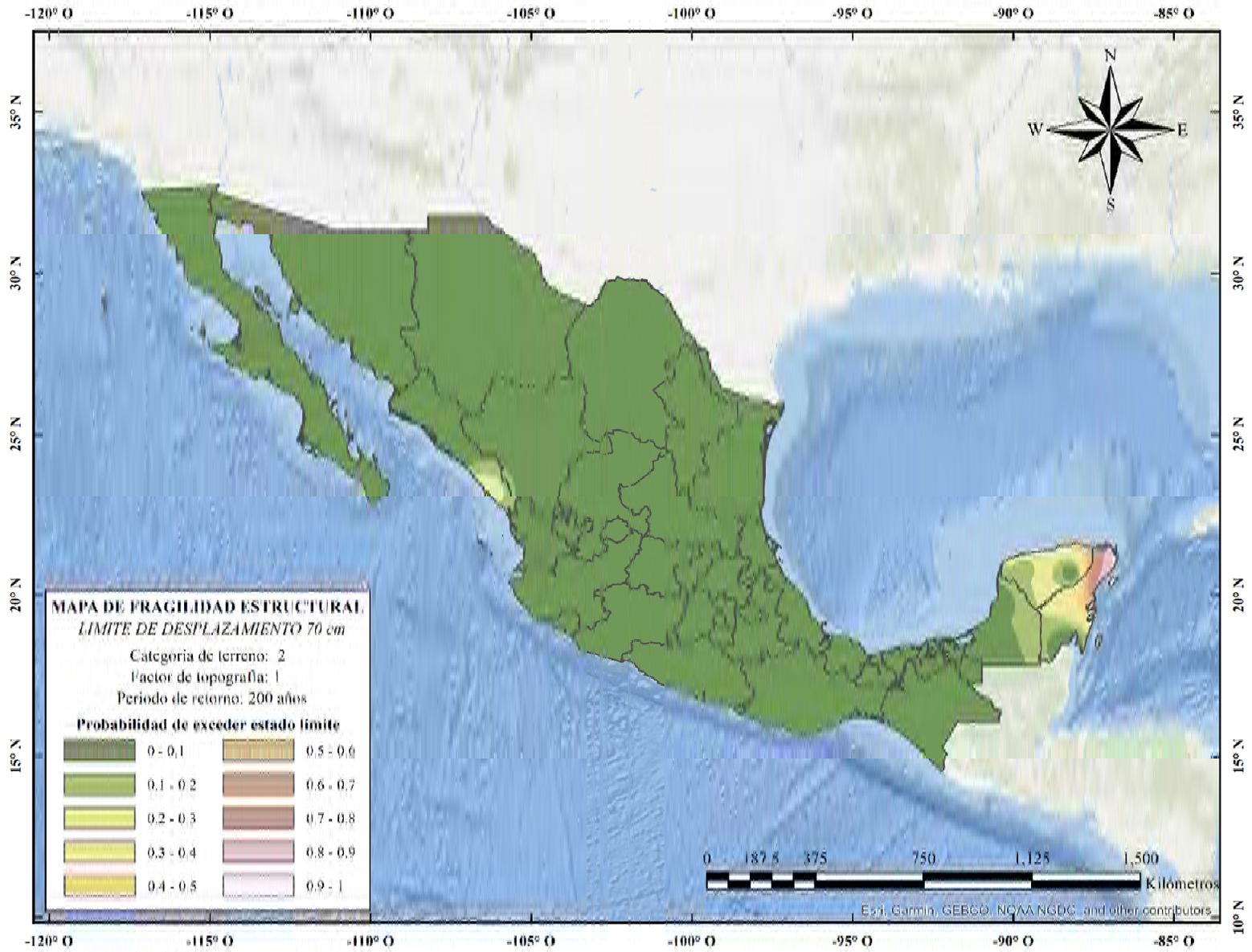


Figura 8.21 Mapa de fragilidad estructural con un límite de desplazamiento de 70cm para un periodo de retorno de 200 años

Capítulo 9

Conclusiones y comentarios

Debido a que no existe en ningún reglamento o manual de diseño un estado límite de desplazamientos para torres de transmisión, la metodología que se plantea en el presente estudio podría ser utilizada para establecer dichos límites.

La capacidad de la estructura es más baja cuando el viento incide en ella de manera transversal a la línea (0°), esto comparado con las demás direcciones. Se determinó que esto se debe a que las fuerzas que inducen los cables debido al viento, son mayores en esa dirección, disminuyen su magnitud desde 0° a 90° .

De acuerdo los resultados obtenidos, se pueden establecer diferentes estados límite de daño para este tipo de estructuras, estos estados límites se asocian al desplazamiento de la parte más alta de la torre con la velocidad del viento, implícitamente el desplazamiento está ligado a los esfuerzos que se desarrollan en los elementos de la torre. El estado límite de colapso se establece en 90 cm debido a que a este nivel de desplazamientos se observa que varios elementos principales desarrollan esfuerzos que sobrepasan su límite de fluencia (f_y) generando primero una falla al nivel del elemento, lo cual provoca una deflexión en la torre, esto lleva finalmente al colapso de la estructura.

Se observa que las distribuciones de probabilidad Log-normal y de Weibull caracterizan de manera aceptable la respuesta de estructura, en la parte de donde se realizan análisis con un material determinista la FDA de Weibull tiene un mejor ajuste, pero en la parte donde se realizan los análisis incluyendo la incertidumbre de las propiedades del acero, la FDA Log-normal es la más aceptable. Se cree que este comportamiento se ve influenciado ya que la FDA que caracteriza la variabilidad de las propiedades del material es del tipo Log-normal.

Al considerar la incertidumbre de las propiedades del material se dota a la estructura de una sobrerresistencia, debido a que se considera la variabilidad de la resistencia, se podría decir que en cierta medida esto también provocaría que la estructura tuviera una menor resistencia al considerar los valores menores a los

especificados, pero de acuerdo a la FDA que caracteriza la resistencia a la fluencia, (f_y), existe solo el 5% de obtener valores menores a los especificados, por esto cuando se compara la respuesta de la estructura al realizar análisis donde se incluye la incertidumbre con análisis deterministas se observa que disminuye hasta en un 17.2%.

Las principales ventajas al utilizar la metodología desarrollada para obtener las curvas de fragilidad son:

- Es independiente de la geometría, ya que puede ser utilizada para cualquier torre de transmisión sin importar su geometría.
- Es independiente del perfil medio del viento, se puede utilizar cualquier tipo de perfil para obtener la capacidad de la estructura y posteriormente las curvas de fragilidad, se menciona esto porque en las normativas internacionales se manejan diferentes perfiles del viento.
- Si se cuenta con una base de datos de velocidades se pueden construir mapas de fragilidad estructural, los cuales pueden ser empleados para ser una herramienta y determinar si una estructura es viable de construir simplemente con consultar la velocidad del viento en la región de interés y verificar que no presente una probabilidad alta de alcanzar un límite de desplazamiento o el colapso.

Por otro lado, las desventajas del método radican principalmente en el tiempo computacional, si bien en este trabajo se aplicaron simplificaciones como lo son la duración de los análisis (60 segundos) para tener un ahorro en tiempo computacional, se pueden emplear análisis de 10 min para obtener valores más confiables de la respuesta dinámica de la estructura.

En el presente documento se construyeron mapas de fragilidad estructural a partir de las velocidades regionales que se encuentran registradas en el “*Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Viento*”, con dichas velocidades no se pudo obtener un mapa con la probabilidad de exceder el estado límite de colapso (90cm), ya que con las velocidades registradas no se excedía dicho límite, si se observa la FDA que caracteriza el límite de colapso para 300 análisis la probabilidad de exceder el límite va desde 216 km/h hasta 270 km/h, durante el último evento climatológico severo que dañó de forma importante el sistema eléctrico de La Paz, B. C. S. (534 torres derribadas), las ráfagas de viento alcanzaron una velocidad de 250 km/h, esta velocidad entra dentro del intervalo de probabilidades de alcanzar el colapso, pero si se observa en el manual las velocidades que se tienen son 124, 164 y 197 km/h para los periodos de retorno 10, 50 y 200 años, es por esto que no se logra construir un mapa donde se aprecie el límite del colapso.

Para obtener un mapa confiable de la probabilidad de exceder el límite del colapso en zonas con una alta amenaza de huracanes, se deberán consultar fuentes que tengan registradas las velocidades que se alcanzan durante este tipo de eventos.

Anexo A

En el Capítulo 7 se describe el procedimiento para la obtención de las curvas de fragilidad mediante ajustes de probabilidad a los datos obtenidos del análisis IDA. A continuación, se muestran los papeles de probabilidad Log-normal y de Weibull para las direcciones de análisis consideradas, así mismo se muestran las curvas de fragilidad obtenidas con la distribución de Weibull.

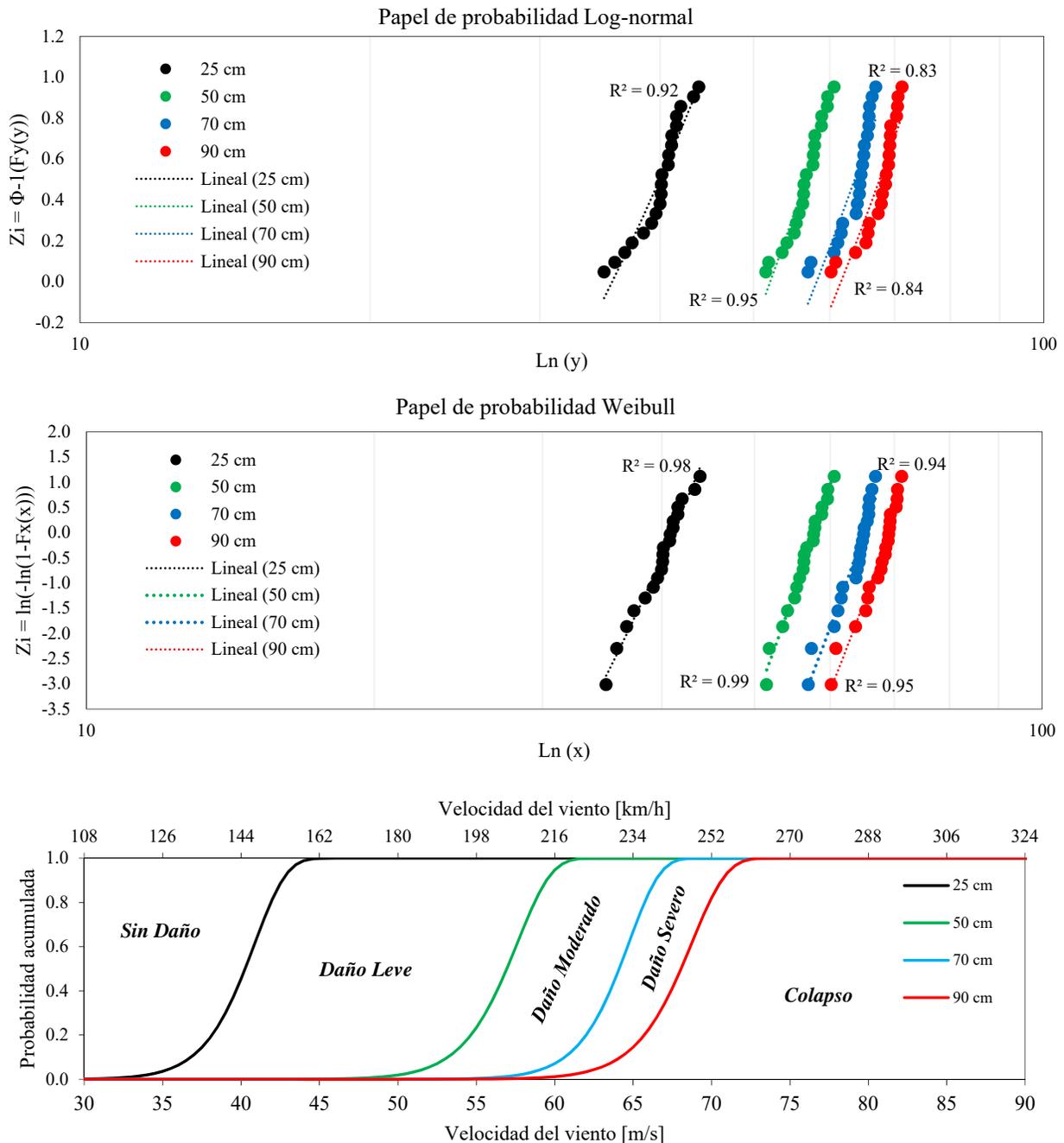


Figura I Papeles de probabilidad y curvas de fragilidad para la dirección 15 grados

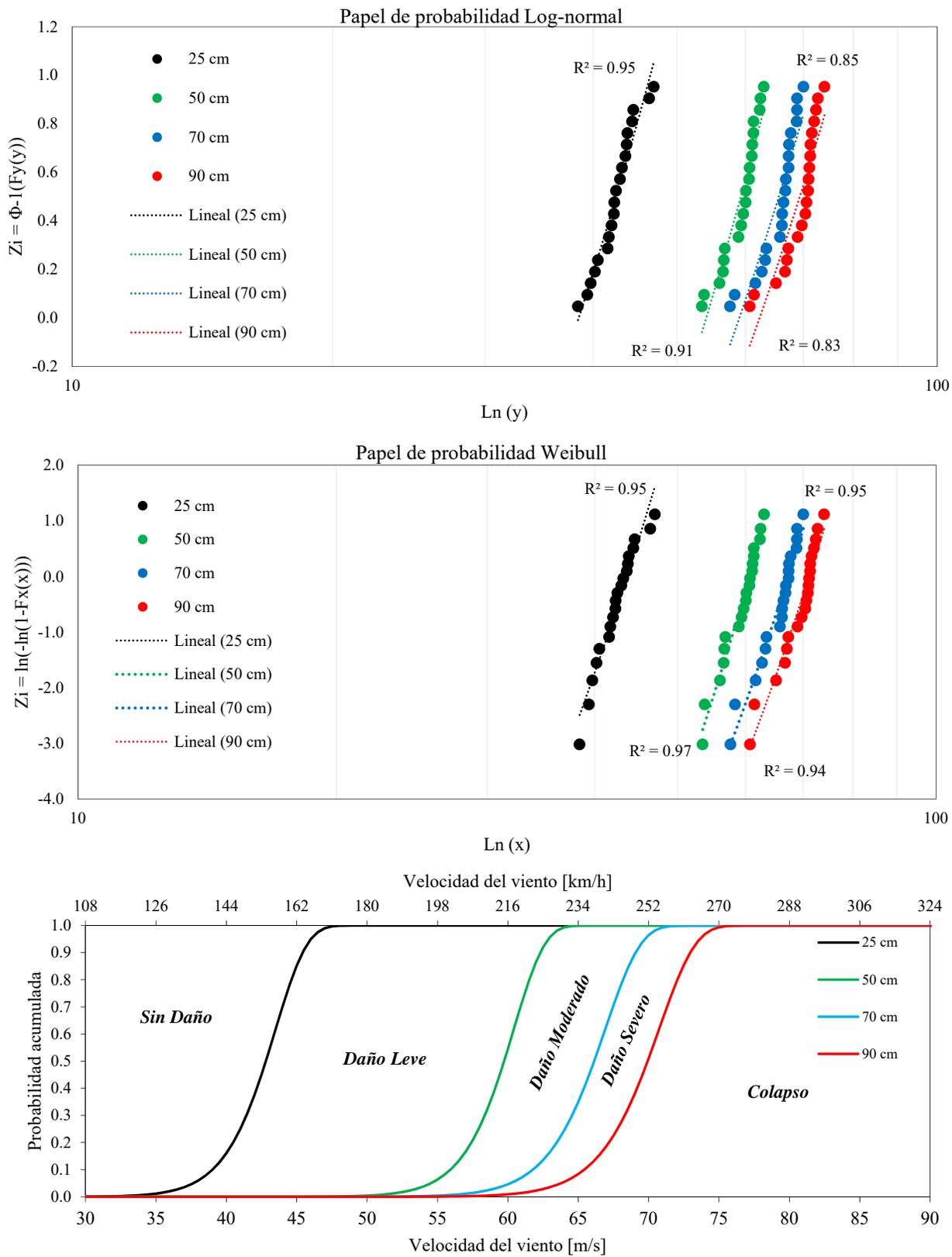


Figura II Papeles de probabilidad y curvas de fragilidad para la dirección 30 grados

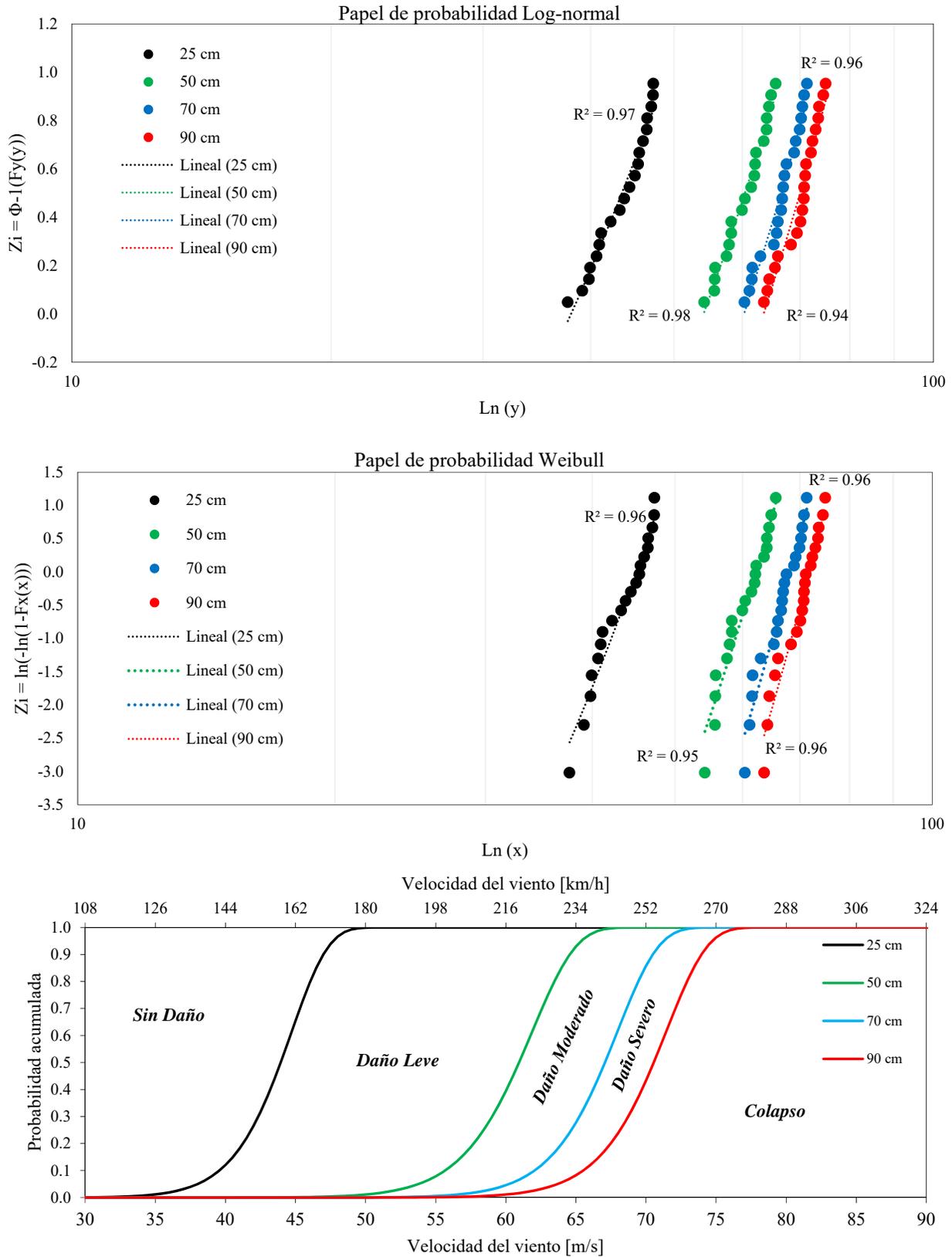


Figura III Papeles de probabilidad y curvas de fragilidad para la dirección 45 grados

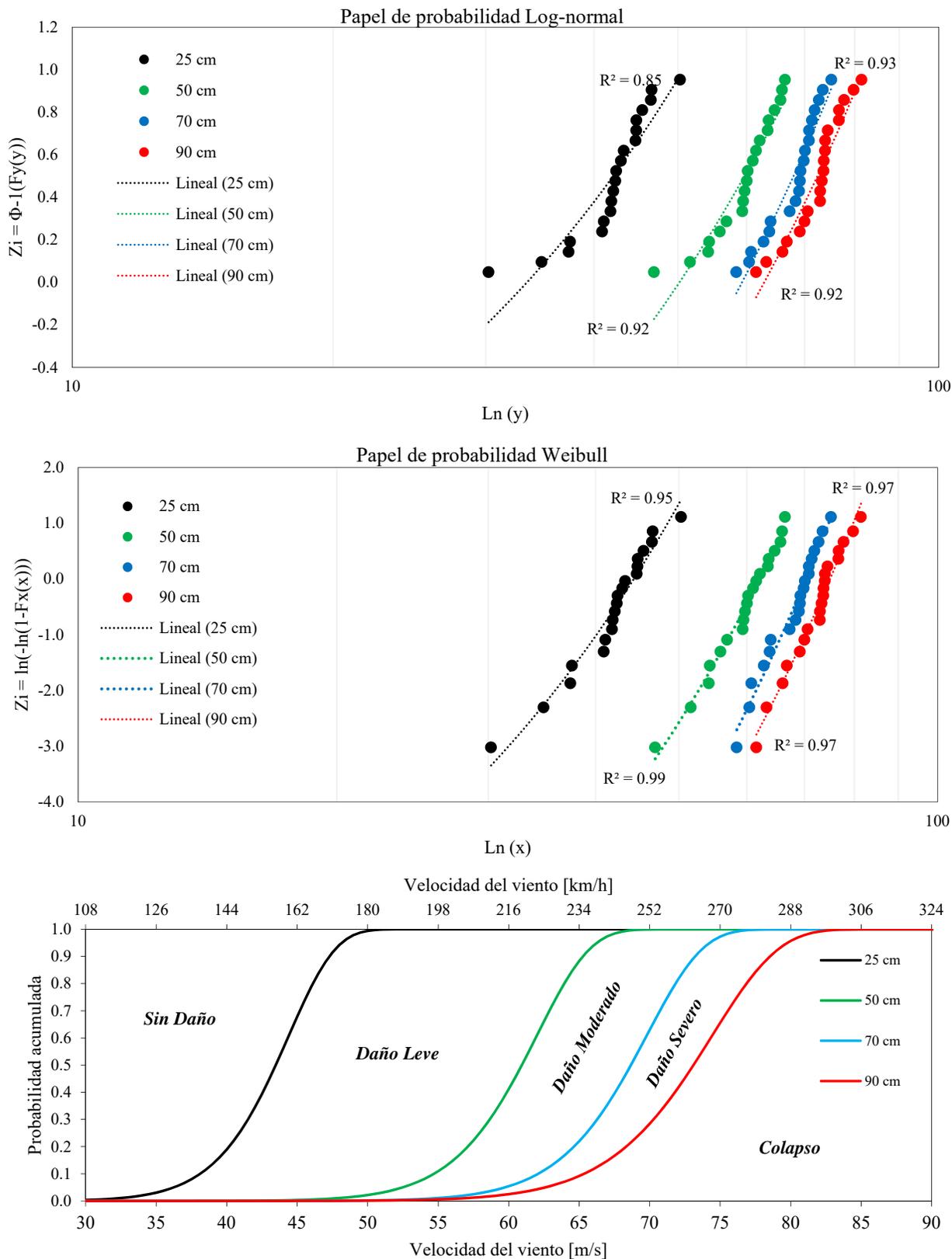


Figura IV Papeles de probabilidad y curvas de fragilidad para la dirección 65 grados

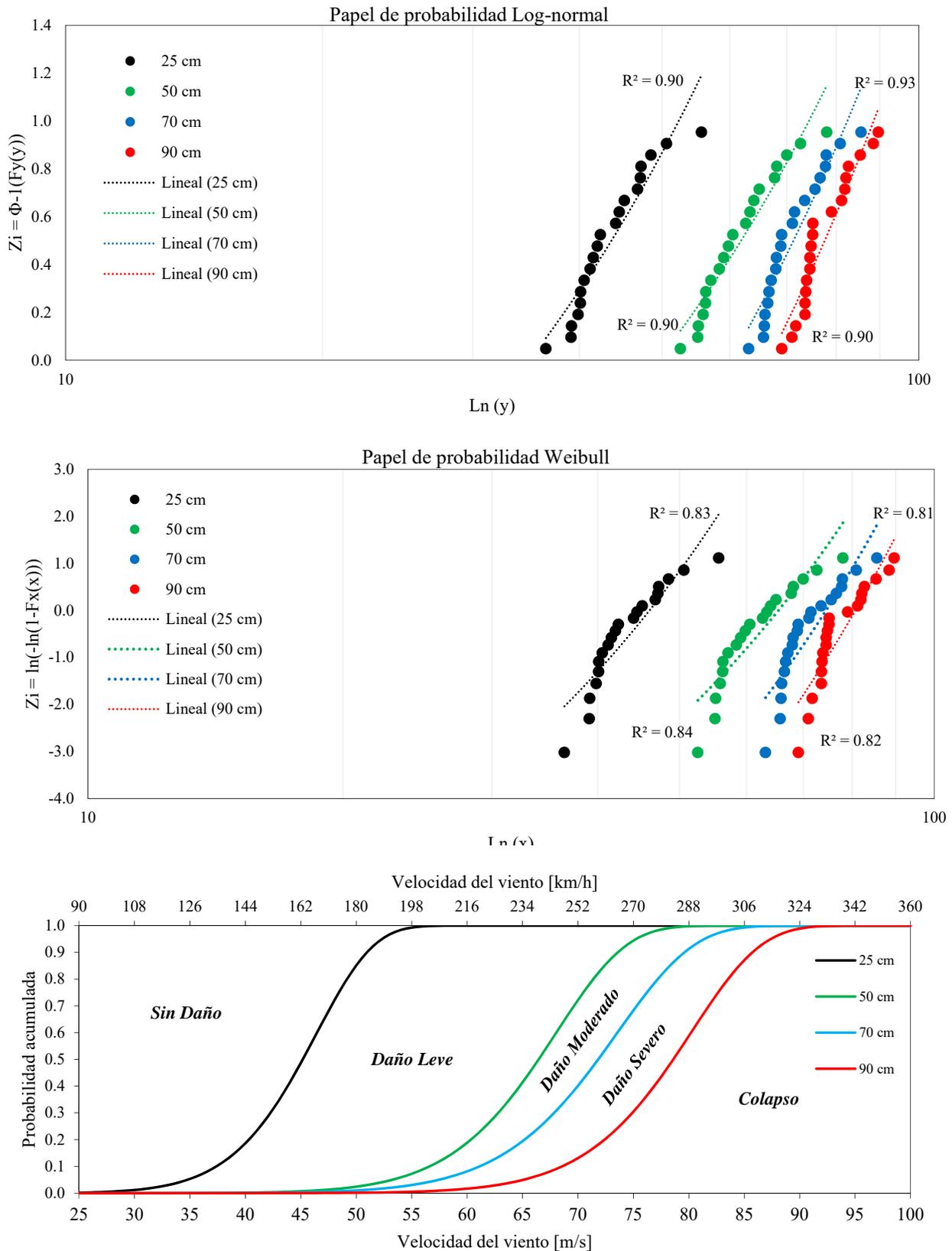


Figura V Papeles de probabilidad y curvas de fragilidad para la dirección 90 grados

Anexo B

A continuación, se muestra una comparación de los modelos multilínea y bilínea utilizados para caracterizar el comportamiento del acero ASTM A-992. En la Figura VI se observan las dos curvas esfuerzo-deformación que se utilizan para cada uno de los modelos antes mencionados, en la curva multilínea se puede observar el comportamiento elástico, la etapa de fluencia y el endurecimiento por deformación del acero de manera bien definida, en caso contrario la curva bilínea describe el comportamiento elástico de forma precisa y, posterior a esto, se tiene una pendiente que aproxima el comportamiento de endurecimiento por deformación.

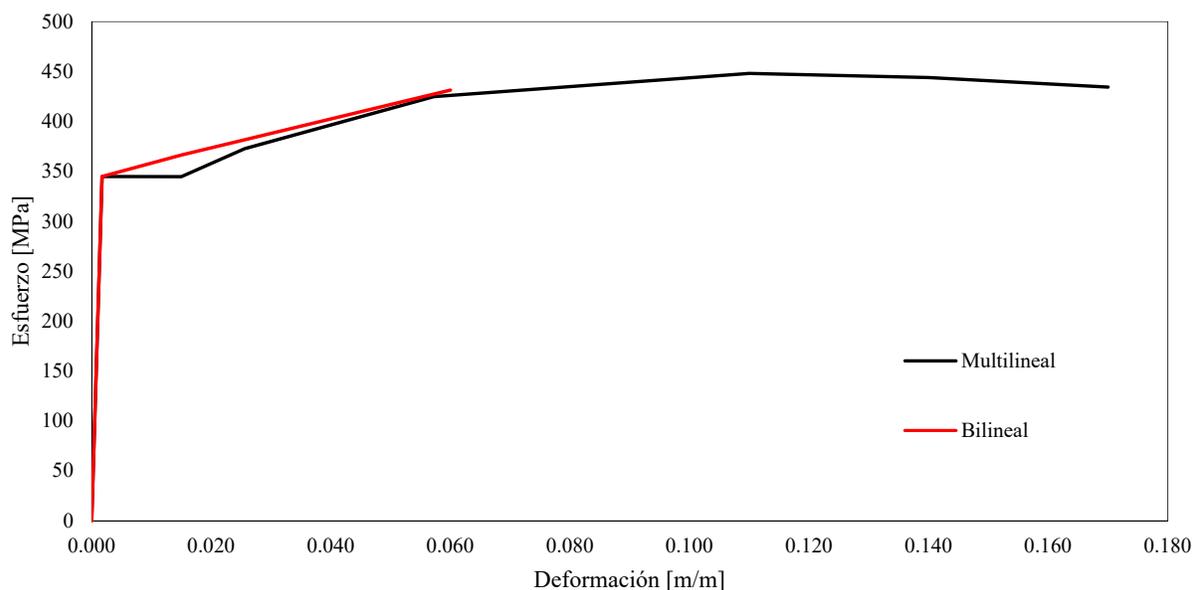


Figura VI Curva esfuerzo-deformación del acero ASTM-992 multilínea y bilínea

Para observar cómo varía la respuesta se toma como ejemplo una columna empotrada en la base con sección transversal LI 4 x 1/2" con longitud de 1.5m, con una masa adicional de 10 kg en la parte superior (Figura VII).

A la columna se le aplica un desplazamiento lateral en el extremo libre, con el fin de obtener el cortante basal y comparar la respuesta al utilizar el modelo multilínea y bilínea para el acero. En la Figura VIII se muestra el gráfico con los ciclos histeréticos obtenidos del análisis de la columna con ambos modelos.

La principal diferencia que se observa es que el modelo multilínea dota a los elementos de una mayor capacidad de deformación comparado con el bilínea. Al no tener la misma capacidad de deformación la columna que se analiza con el modelo bilínea falla con un desplazamiento de 11cm mientras que el modelo multilínea falla a los 13.3cm.

En la Figura IX se muestra las curvas de capacidad para la torre de transmisión tipo 53T10, las curvas se obtienen con los modelos bilínea y multilínea.

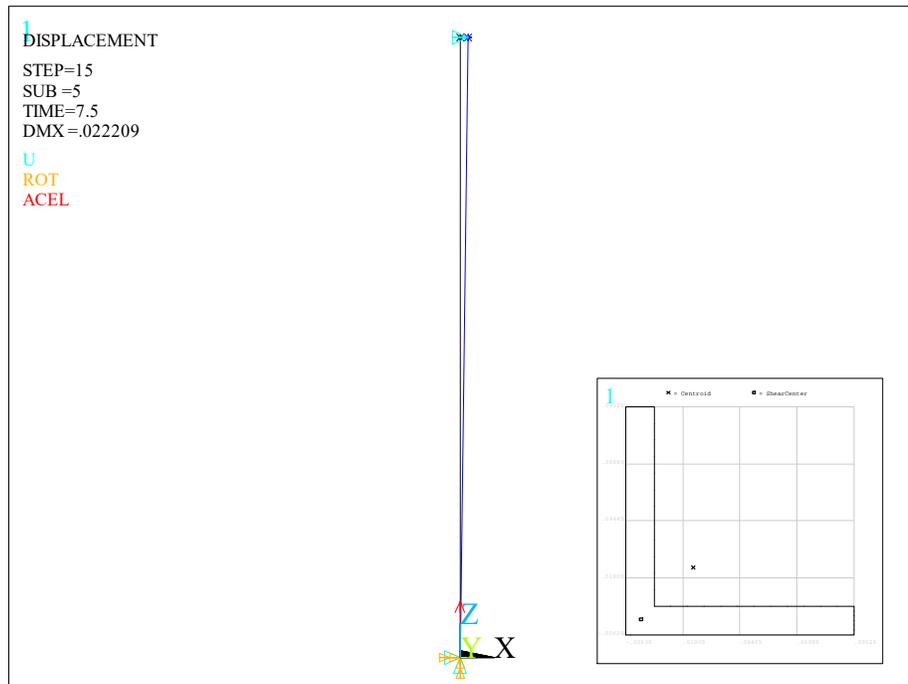


Figura VII Columna empotrada y sección transversal en interfaz del software ANSYS Mechanical APDL V13.0

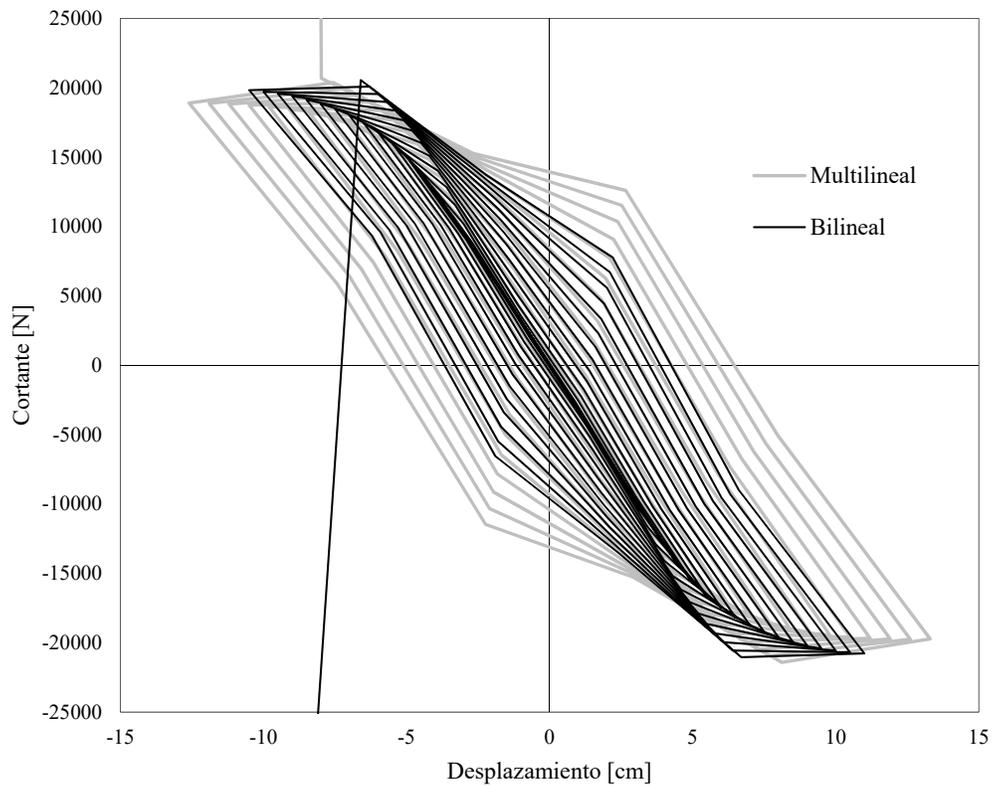


Figura VIII Ciclos histeréticos para columna, con modelos multilinear y bilinear

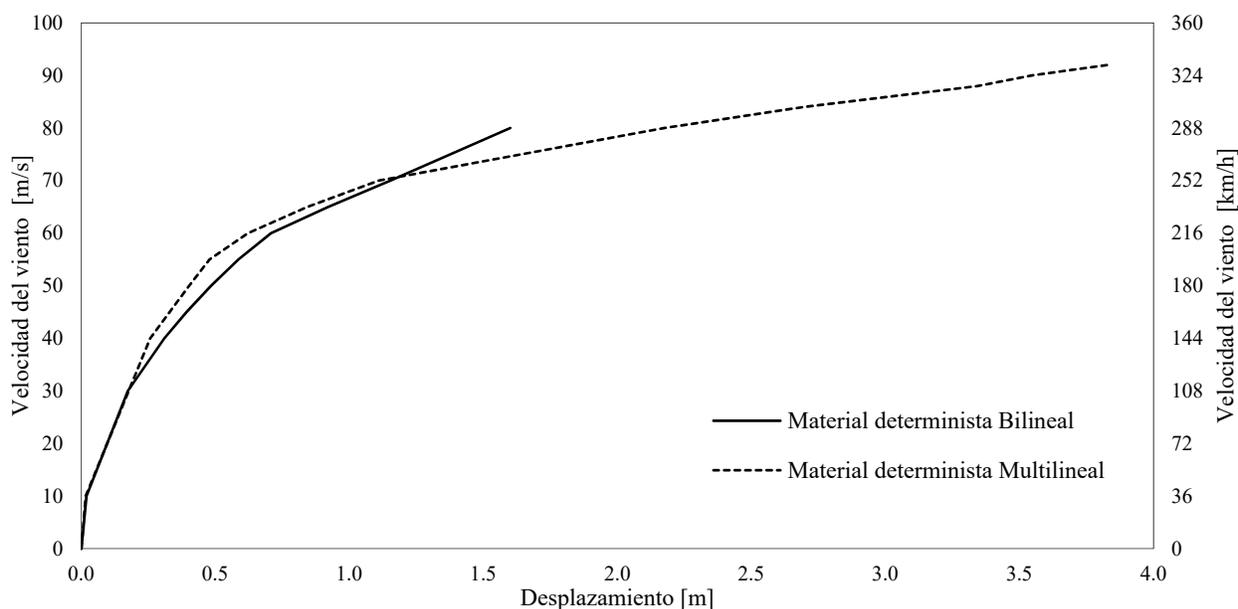


Figura IX Curva de capacidad para torre de transmisión utilizando un modelo bilineal y multilineal

En las curvas se observa que la obtenida con el modelo multilineal tiene una mayor capacidad de deformación, de manera similar al ejemplo de la columna. El desplazamiento final de la curva multilineal es mucho más grande que el de la curva bilineal, es preciso señalar que para el caso de estudio este desplazamiento sólo representa la solución numérica al problema, es decir, que se debe realizar una revisión del comportamiento de cada uno de los elementos que componen la torre, para determinar si existe la falla en alguno de ellos y, establecer criterios de falla ya sean locales o globales.

Al pasar la etapa elástica de la estructura se observa una diferencia entre las dos curvas, en este intervalo la curva multilineal se deforma un 18.5% menos que la bilineal.

En resumen, el utilizar el modelo bilineal sobre el multilineal se obtiene como resultado una disminución en la precisión de los resultados, pero el tiempo de análisis disminuye. En el caso de un análisis estructural transitorio no lineal de la torre de transmisión, para una señal de 60s empleando el modelo multilineal toma un tiempo de 45 min, mientras que para el modelo bilineal toma solamente 15 min.

Por lo tanto, el uso del modelo dependerá del fin que tenga el estudio, si sólo se realizan pocos análisis se recomienda utilizar el modelo multilineal para obtener resultados más precisos, pero si se realizaran volúmenes grandes de análisis, como es el caso del estudio de la incertidumbre, se recomienda utilizar el modelo bilineal para ahorrar tiempo computacional.

Anexo C

En la siguiente tabla se muestra la probabilidad de exceder los estados límite de desplazamiento con los que se construyen los mapas de fragilidad estructural.

Ubicación	Longitud	Latitud	10 años		50 años			200 años			
			Vel. [km/h]	25 cm	Vel. [km/h]	25 cm	50 cm	Vel. [km/h]	25 cm	50 cm	70 cm
Acapulco, Gro.	-99.91	16.84	120	0.02	150	0.88	0.00	173	1.00	0.03	0.00
Aguascalientes, Ags.	-102.3	21.88	110	0.00	120	0.02	0.00	140	0.57	0.00	0.00
Buenavista, Edo. Méx.	-99.1	19.36	100	0.00	111	0.00	0.00	121	0.03	0.00	0.00
Campeche, Camp.	-90.54	19.83	108	0.00	135	0.36	0.00	160	0.98	0.00	0.00
Cancún, Q. Roo	-86.78	21.1	141	0.61	196	1.00	0.50	243	1.00	1.00	0.92
Cd. Acuña, Coah.	-101.38	29.42	143	0.68	170	1.00	0.01	188	1.00	0.26	0.00
Cd. Apodaca, N. L.	-100.11	25.46	125	0.07	145	0.75	0.00	162	0.99	0.00	0.00
Cd. Constitución, B. C. S.	-111.58	25.02	105	0.00	137	0.44	0.00	164	0.99	0.00	0.00
Cd. del Carmen, Camp.	-91.5	18.38	104	0.00	120	0.02	0.00	136	0.40	0.00	0.00
Cd. General Escobedo, N. L.	-100.19	25.48	124	0.06	144	0.72	0.00	161	0.99	0.00	0.00
Cd. Guzmán, Jal.	-103.47	19.7	120	0.02	140	0.57	0.00	150	0.88	0.00	0.00
Cd. Juárez, Chih.	-106.29	31.44	129	0.16	144	0.72	0.00	160	0.98	0.00	0.00
Cd. López Mateos, Edo. Méx.	-99.15	19.33	100	0.00	112	0.00	0.00	122	0.03	0.00	0.00
Cd. Madero, Tamps.	-97.82	22.27	126	0.09	154	0.94	0.00	185	1.00	0.18	0.00
Cd. Nezahualcóyotl, Edo. Méx.	-98.59	19.24	100	0.00	111	0.00	0.00	121	0.03	0.00	0.00
Cd. Obregón, Son.	-109.92	27.48	140	0.57	156	0.96	0.00	173	1.00	0.03	0.00
Cd. Santa Catarina, N. L.	-100.27	25.4	124	0.06	144	0.72	0.00	159	0.98	0.00	0.00
Cd. Valles, S. L. P.	-99.01	21.59	120	0.02	134	0.32	0.00	150	0.88	0.00	0.00
Cd. Victoria, Tamps.	-98.77	23.77	135	0.36	159	0.98	0.00	170	1.00	0.01	0.00
Celaya, Gto.	-100.49	20.31	113	0.00	128	0.13	0.00	140	0.57	0.00	0.00
Chalco de Díaz Covarrubias, Edo. Méx.	-98.54	19.16	100	0.00	111	0.00	0.00	122	0.03	0.00	0.00
Chapingo, Edo. Méx.	-98.85	19.5	100	0.00	110	0.00	0.00	120	0.02	0.00	0.00
Chetumal, Q. Roo	-88.31	18.52	113	0.00	153	0.93	0.00	189	1.00	0.28	0.00
Chicoloapan de Juárez, Edo. Méx.	-98.54	19.25	100	0.00	110	0.00	0.00	120	0.02	0.00	0.00
Chihuahua, Chih.	-106.08	28.63	130	0.18	150	0.88	0.00	162	0.99	0.00	0.00
Chilpancingo, Gro.	-99.5	17.55	120	0.02	138	0.49	0.00	150	0.88	0.00	0.00
Chimalhuacán, Edo. Méx.	-98.57	19.26	100	0.00	110	0.00	0.00	120	0.02	0.00	0.00
Coatzacoalcos, Ver.	-94.42	18.15	132	0.25	148	0.84	0.00	163	0.99	0.00	0.00
Colima, Col.	-103.72	19.22	130	0.18	150	0.88	0.00	170	1.00	0.01	0.00
Colotlán, Jal.	-103.27	22.12	120	0.02	131	0.21	0.00	150	0.88	0.00	0.00
Comitán, Chis.	-92.13	16.25	97	0.00	110	0.00	0.00	123	0.04	0.00	0.00
Córdoba, Ver.	-96.56	18.53	138	0.49	159	0.98	0.00	174	1.00	0.03	0.00
Cozumel, Q. Roo	-86.94	20.51	140	0.57	200	1.00	0.62	250	1.00	1.00	0.97
Cuautitlán Izcalli, Edo. Méx.	-99.12	19.38	100	0.00	110	0.00	0.00	121	0.03	0.00	0.00
Cuautla, Mor.	-98.57	18.48	105	0.00	119	0.01	0.00	130	0.18	0.00	0.00

Cuernavaca, Mor.	-99.23	18.88	102	0.00	120	0.02	0.00	130	0.18	0.00	0.00
Culiacán, Sin.	-107.4	24.82	90	0.00	107	0.00	0.00	120	0.02	0.00	0.00
Delicias, Chih.	-105.28	28.11	130	0.18	148	0.84	0.00	160	0.98	0.00	0.00
Durango, Dgo.	-104.67	24.03	110	0.00	124	0.06	0.00	140	0.57	0.00	0.00
Ecatepec de Morelos, Edo. Méx.	-99.03	19.36	100	0.00	111	0.00	0.00	121	0.03	0.00	0.00
Ensenada, B. C.	-116.53	31.85	86	0.00	105	0.00	0.00	120	0.02	0.00	0.00
Fresnillo, Zac.	-102.52	23.1	117	0.01	134	0.32	0.00	145	0.75	0.00	0.00
Gómez Palacio, Dgo.	-103.3	25.33	130	0.18	149	0.86	0.00	160	0.98	0.00	0.00
Guadalajara, Jal.	-103.38	20.67	100	0.00	110	0.00	0.00	120	0.02	0.00	0.00
Guadalupe, N. L.	-100.14	25.4	125	0.07	145	0.75	0.00	161	0.99	0.00	0.00
Guanajuato, Gto.	-101.25	21.02	140	0.57	160	0.98	0.00	170	1.00	0.01	0.00
Guaymas, Son.	-110.54	27.55	139	0.53	159	0.98	0.00	170	1.00	0.01	0.00
Hermosillo, Son.	-110.97	29.07	108	0.00	120	0.02	0.00	140	0.57	0.00	0.00
Heroica Matamoros, Tamps.	-97.3	25.52	134	0.32	164	0.99	0.00	190	1.00	0.31	0.00
Heroica Nogales, Son.	-110.56	31.19	115	0.00	134	0.32	0.00	150	0.88	0.00	0.00
Hidalgo del Parral, Chih.	-105.4	26.56	120	0.02	133	0.28	0.00	150	0.88	0.00	0.00
Huajuapán de León, Oax.	-97.78	17.83	110	0.00	130	0.18	0.00	140	0.57	0.00	0.00
Huixquilucan, Edo. Méx.	-99.16	19.23	100	0.00	114	0.00	0.00	125	0.07	0.00	0.00
Iguala de la Independencia, Gro.	-99.32	18.2	110	0.00	127	0.11	0.00	139	0.53	0.00	0.00
Irapuato, Gto.	-101.21	20.4	123	0.04	139	0.53	0.00	151	0.90	0.00	0.00
Isla Socorro, Col.	-110.95	18.72	169	1.00	222	1.00	0.97	270	1.00	1.00	1.00
Ixtapaluca, Edo. Méx.	-98.53	19.19	100	0.00	111	0.00	0.00	121	0.03	0.00	0.00
Jalapa, Ver.	-96.92	19.52	120	0.02	139	0.53	0.00	150	0.88	0.00	0.00
Jiutepec, Mor.	-99.1	18.52	106	0.00	120	0.02	0.00	132	0.25	0.00	0.00
La Paz, B. C. S.	-110.29	24.17	124	0.06	164	0.99	0.00	197	1.00	0.53	0.01
Lagos de Moreno, Jal.	-101.92	21.35	124	0.06	136	0.40	0.00	147	0.81	0.00	0.00
Laguna Verde, Ver.	-96.41	19.72	109	0.00	137	0.44	0.00	160	0.98	0.00	0.00
León de los Aldama, Gto.	-101.4	21.07	140	0.57	159	0.98	0.00	170	1.00	0.01	0.00
Loreto, B. C. S.	-111.35	26.02	101	0.00	131	0.21	0.00	157	0.97	0.00	0.00
Los Mochis, Sin.	-108.59	25.47	107	0.00	137	0.44	0.00	161	0.99	0.00	0.00
Los Reyes Acaquilpan, Edo. Méx.	-98.58	19.21	100	0.00	111	0.00	0.00	121	0.03	0.00	0.00
Manzanillo, Col.	-104.28	19.05	127	0.11	164	0.99	0.00	195	1.00	0.47	0.00
Mazatlán, Sin.	-106.42	23.21	130	0.18	179	1.00	0.08	220	1.00	0.96	0.32
Mérida, Yuc.	-89.65	20.98	126	0.09	172	1.00	0.02	213	1.00	0.90	0.14
Metepec, Edo. Méx.	-99.36	19.15	100	0.00	114	0.00	0.00	125	0.07	0.00	0.00
Mexicali, B. C.	-115.28	32.4	83	0.00	101	0.00	0.00	116	0.01	0.00	0.00
México, Central	-99.2	19.4	100	0.00	110	0.00	0.00	120	0.02	0.00	0.00
Minatitlán, Ver.	-94.33	17.59	128	0.13	142	0.65	0.00	157	0.97	0.00	0.00
Monclova, Coah.	-101.42	26.88	128	0.13	147	0.81	0.00	164	0.99	0.00	0.00
Monterrey, N. L.	-100.3	25.67	123	0.04	143	0.68	0.00	160	0.98	0.00	0.00
Morelia, Mich.	-101.18	19.7	110	0.00	120	0.02	0.00	130	0.18	0.00	0.00
Naucalpan de Juárez, Edo. Méx.	-99.14	19.28	100	0.00	113	0.00	0.00	123	0.04	0.00	0.00
Navojua, Son.	-109.26	27.04	140	0.57	155	0.95	0.00	173	1.00	0.03	0.00

DESARROLLO DE CURVAS DE FRAGILIDAD PARA TORRES DE TRANSMISIÓN CONSIDERANDO INCERTIDUMBRE EN LA RESISTENCIA Y EN LOS MATERIALES

Nuevo Laredo, Tamps.	-99.55	27.43	130	0.18	151	0.90	0.00	170	1.00	0.01	0.00
Nuevo Casas Grandes, Chih.	-107.95	30.42	127	0.11	144	0.72	0.00	160	0.98	0.00	0.00
Oaxaca, Oax.	-96.72	17.07	100	0.00	110	0.00	0.00	120	0.02	0.00	0.00
Ojo de Agua, Edo. Méx.	-99	19.4	100	0.00	110	0.00	0.00	121	0.03	0.00	0.00
Orizaba, Ver.	-97.1	18.85	130	0.18	147	0.81	0.00	163	0.99	0.00	0.00
Pachuca, Hgo.	-98.73	20.13	100	0.00	117	0.01	0.00	128	0.13	0.00	0.00
Piedras Negras, Coah.	-100.52	28.7	160	0.98	180	1.00	0.09	190	1.00	0.31	0.00
Pilares de Nacozari, Son.	-109.67	30.33	120	0.02	140	0.57	0.00	152	0.91	0.00	0.00
Playa del Carmen, Q. Roo	-87.29	20.46	137	0.44	189	1.00	0.28	236	1.00	1.00	0.80
Poza Rica de Hidalgo, Ver.	-97.27	20.32	120	0.02	141	0.61	0.00	160	0.98	0.00	0.00
Progreso, Yuc.	-89.65	21.29	130	0.18	180	1.00	0.09	220	1.00	0.96	0.32
Puebla, Pue.	-98.2	19.03	100	0.00	112	0.00	0.00	122	0.03	0.00	0.00
Puerto Cortés, B. C. S.	-111.87	24.46	110	0.00	140	0.57	0.00	170	1.00	0.01	0.00
Puerto Vallarta, Jal.	-105.14	20.36	114	0.00	137	0.44	0.00	155	0.95	0.00	0.00
Querétaro, Qro.	-100.4	20.58	115	0.00	129	0.16	0.00	143	0.68	0.00	0.00
Reynosa, Tamps.	-98.16	26.05	130	0.18	156	0.96	0.00	170	1.00	0.01	0.00
Río Verde, S. L. P.	-100	21.93	100	0.00	120	0.02	0.00	131	0.21	0.00	0.00
Salamanca, Gto.	-101.12	20.34	120	0.02	137	0.44	0.00	148	0.84	0.00	0.00
Salina Cruz, Oax.	-95.2	16.17	120	0.02	138	0.49	0.00	150	0.88	0.00	0.00
Saltillo, Coah.	-101.02	25.43	120	0.02	130	0.18	0.00	140	0.57	0.00	0.00
San Cristóbal de las Casas, Chis.	-92.63	16.73	100	0.00	110	0.00	0.00	120	0.02	0.00	0.00
San Francisco Coacalco, Edo. Méx.	-99.05	19.38	100	0.00	110	0.00	0.00	121	0.03	0.00	0.00
San Juan del Río, Qro.	-99.59	20.23	105	0.00	118	0.01	0.00	129	0.16	0.00	0.00
San Luis Potosí, S. L. P.	-100.98	22.15	130	0.18	140	0.57	0.00	160	0.98	0.00	0.00
San Luis Río Colorado, Son.	-114.45	32.28	85	0.00	104	0.00	0.00	122	0.03	0.00	0.00
San Nicolás de los Garza, N. L.	-100.18	25.44	125	0.07	145	0.75	0.00	161	0.99	0.00	0.00
San Pedro Garza García, N. L.	-100.24	25.39	124	0.06	144	0.72	0.00	160	0.98	0.00	0.00
Soledad de Graciano Sánchez, S. L. P.	-100.56	22.11	120	0.02	138	0.49	0.00	151	0.90	0.00	0.00
Sombrerete, Zac.	-103.65	23.47	120	0.02	140	0.57	0.00	150	0.88	0.00	0.00
Soto la Marina, Tamps.	-98.2	23.77	139	0.53	166	1.00	0.00	186	1.00	0.21	0.00
Tampico, Tamps.	-97.84	22.24	125	0.07	153	0.93	0.00	186	1.00	0.21	0.00
Tamuín, S. L. P.	-98.77	22	120	0.02	138	0.49	0.00	150	0.88	0.00	0.00
Tapachula, Chis.	-92.27	14.92	100	0.00	119	0.01	0.00	130	0.18	0.00	0.00
Tehuacán, Pue.	-97.23	18.28	123	0.04	141	0.61	0.00	154	0.94	0.00	0.00
Tepehuanes, Dgo.	-105.72	25.33	120	0.02	140	0.57	0.00	150	0.88	0.00	0.00
Tepic, Nay.	-104.9	21.52	110	0.00	130	0.18	0.00	149	0.86	0.00	0.00
Tijuana, B. C.	-117.02	32.46	100	0.00	119	0.01	0.00	130	0.18	0.00	0.00
Tlalnepantla, Edo. Méx.	-99.11	19.32	100	0.00	112	0.00	0.00	122	0.03	0.00	0.00
Tlaquepaque, Jal.	-103.18	20.38	109	0.00	126	0.09	0.00	140	0.57	0.00	0.00
Tlaxcala, Tlax.	-98.23	19.3	100	0.00	110	0.00	0.00	120	0.02	0.00	0.00
Toluca, Edo. Méx.	-99.67	19.28	100	0.00	110	0.00	0.00	120	0.02	0.00	0.00
Tonalá, Jal.	-103.14	20.37	110	0.00	128	0.13	0.00	141	0.61	0.00	0.00
Torreón, Coah.	-103.45	25.53	130	0.18	150	0.88	0.00	160	0.98	0.00	0.00

Tulancingo, Hgo.	-98.37	20.1	106	0.00	124	0.06	0.00	135	0.36	0.00	0.00
Tuxpan, Ver.	-97.4	20.95	123	0.04	149	0.86	0.00	169	1.00	0.01	0.00
Tuxtla Gutiérrez, Chis.	-93.12	16.75	104	0.00	120	0.02	0.00	131	0.21	0.00	0.00
Uruapan, Mich.	-102.03	19.25	127	0.11	150	0.88	0.00	166	1.00	0.00	0.00
Valladolid, Yuc.	-88.2	20.68	123	0.04	157	0.97	0.00	195	1.00	0.47	0.00
Veracruz, Ver.	-96.14	19.2	140	0.57	170	1.00	0.01	180	1.00	0.09	0.00
Villa Nicolás Romero, Edo. Méx.	-99.18	19.37	100	0.00	111	0.00	0.00	121	0.03	0.00	0.00
Villahermosa, Tab.	-92.55	17.59	112	0.00	128	0.13	0.00	140	0.57	0.00	0.00
Xico, Edo. Méx.	-98.56	19.17	100	0.00	111	0.00	0.00	122	0.03	0.00	0.00
Zacatecas, Zac.	-102.57	22.78	117	0.01	133	0.28	0.00	146	0.78	0.00	0.00
Zamora, Mich.	-102.32	19.98	123	0.04	142	0.65	0.00	156	0.96	0.00	0.00

Referencias

- Albermani, F., Kitipornchai, S. & Chan, R., 2009. Failure analysis of transmission towers. *Journal Elsevier*, Volumen 16, pp. 1922 - 1928.
- ANSYS-Inc., 2013. *ANSYS Mechanical APDL Command Reference*. Canonsburg, PA: ANSYS, Inc.
- ANSYS-Inc., 2013. *ANSYS Mechanical APDL Element Reference*. Canonsburg, PA: ANSYS, Inc.
- ANSYS-Inc., 2013. *ANSYS Mechanical APDL Material Reference*. Canonsburg, PA: ANSYS, Inc.
- ANSYS-Inc., 2013. *ANSYS Mechanical APDL Structural Analysis Guide*. Canonsburg, PA: ANSYS, Inc.
- Barlett, F. y otros, 2001. *Updating Standar Shape Material Properties Database for Design and Reliability*, Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.
- Berny-Brandt, E. A. & Ruiz, S. E., 2016. *Reliability over time of wind turbines steel towers subjected to fatigue*. México, D.F.: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- C.F.E., 2000-2016. *Serie. Informe Anual*. México, D.F.: s.n.
- C.F.E., 2008. *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Viento*. México, DF: s.n.
- C.F.E., 2012. *Manual para el Diseño Electromecánico de Líneas de Transmisión Aéreas*. México, D.F.: Artes Gráficas Panorama S.A. de C.V..
- Cárdenas Soto, R., 2010. *Estudio comparativo de análisis sísmicos simplificados y el análisis dinámico incremental en el cálculo de la curva de capacidad*. México, D.F.: Tesis, Instituto de Ingeniería UNAM.
- CENAPRED, 2000-2015. *Serie. Impacto Socioeconómico de los desastre en México*. México, D.F.: s.n.
- Chopra, A. K., 2014. *Dinámica de estructuras*. 4a ed. s.l.: Pearson Educación.
- Cornell, C. A. & Vamvatsikos, D., 2002. Incremental dynamic analysis. *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, XXXI(31), pp. 491-514.
- Cornell, C. A., Vamvatsikos, D. & EERI, M., 2002. Applied Incremental Dynamic Analysis. *European Conference on Earthquake Engineering, London*, XII(12).
- Dyrbye, C. & Hansen, S. O., 1997. *Wind Loads on Structures*. Primera ed. Chichester, England: John Wiley & Sons Ltd.
- FEMA, 1999. *HAZUS MR4 Earthquake loss estimation methodology*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- Fu, X., Li, H.-N. & Li, G., 2015. Fragility analysis and estimation of collapse status for transmission tower subjected to wind and rain loads. *Structural Safety Elsevier*, LVIII(58), pp. 1-10.
- IIE, 1993. *Definición de las condiciones básicas de carga y sus combinaciones para el diseño de estructuras de soporte de líneas de transmisión*, Distrito Federal, D.F.: IIE.

-
- IIUNAM, 2015. *El huracán Odile y sus efectos en la infraestructura del sur de la península de Baja California*. Primera ed. México, DF: IIUNAM.
- Inzunza Aragón, I., 2014. *Cálculo del riesgo eólico en líneas de transmisión eléctrica*. México D.F.: Tesis, Instituto de Ingeniería UNAM.
- Murià-Vila, D. y otros, 2018. Effects of hurricane Odile on the infrastructure of Baja California Sur, Mexico. *Natural Hazards*, Volumen 91, pp. 963-981.
- Ortegón, A. & Pozos-Estrada, A., 2017. *SVTpro V2.0*. [En línea] Available at: <https://proyectos.iingen.unam.mx/genesissimvt-svtpro/es-mx/Paginas/default.aspx> [Último acceso: Septiembre 2017].
- Porter, K., Kennedy, R. & Bachman, R., 2007. Creating fragility functions for performance-based earthquake engineering. *Earthquake Spectra*, 23(2), pp. 471-489.
- Rao, N. P. y otros, 2010. Failure Analysis of Transmission Line Towers. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, XXV(3).
- Shinozuka, M., Feng, M., Lee, J. & Naganuma, T., 2000. Statistical analysis of fragility curves. *Journal of engineering mechanics*, 126(12), pp. 1224-1231.
- Tapia, F. & Valdepeña, M., 2002. Compendio de torres de líneas de transmisión. Torres de 230 kV y 400. *Departamento de Ingeniería Civil, Compañía de Luz y Fuerza*, pp. 42-49.
- Tapia-Hernández, E., Ibarra-González, S. & De-León-Escobedo, D., 2016. Collapse mechanisms of power towers under wind loading. *Structure and Infrastructure Engineering*, 13(6), pp. 766-782.
- Vamvatsikos, D. & Cornell, C. A., 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), pp. 491-514.
- Vamvatsikos, D. & Cornell, C. A., 2004. Applied Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Spectra*, 20(2), pp. 523-553.
- Vargas, Y., Pujades, L., Barbat, A. & Hurtado, J., 2013. Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios. *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 29(2), pp. 63-78.
- Zhang, W., Zhu, J., Liu, H. & Niu, H., 2015. Probabilistic capacity assessment of lattice transmission towers under strong wind. *Frontiers in Built Environment*, 1(1), pp. 1-12.
- Zhang, Z. y otros, 2013. The Numerical Analysis of Transmission Tower-Line System Wind-Induced Collapsed Performance. *Mathematical Problems in Engineering*, Volumen 2013, pp. 1 - 11.