

Proyecto Fin de Máster
Diseño Avanzado en Ingeniería Mecánica

Diseño Estructural de un Apoyo Metálico de Celosía
para una Línea de Alta Tensión de 132 kV

Autor: Daniela Rodas Rodríguez
Tutor: Federico Carlos Buroni Cúneo
Tutor: Luis Rodríguez de Tembleque Solano

Dpto. de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras
Escuela Técnica Superior de Ingeniería
Universidad de Sevilla

Sevilla, 2023



Proyecto Fin de Máster
Diseño avanzado en Ingeniería Mecánica

Diseño Estructural de un Apoyo Metálico de Celosía para una Línea de Alta Tensión de 132 kV

Autor:

Daniela Rodas Rodríguez

Tutor:

Federico Carlos Buroni Cúneo
Luis Rodríguez de Tembleque Solano

Dpto. de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras
Escuela Técnica Superior de Ingeniería
Universidad de Sevilla
Sevilla, 2023

Proyecto Fin de Máster: Diseño Estructural de un Apoyo Metálico de Celosía para una Línea de Alta Tensión de 132 kV

Autor: Daniela Rodas Rodríguez

Tutor: Federico Carlos Buroni Cúneo

Tutor: Luis Rodríguez de Tembleque Solano

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2023

El Secretario del Tribunal

Agradecimientos

A mi familia

Resumen

En el presente documento se desarrolla el estudio del apoyo de distribución número **415** de la línea Puerto REAL-MAJADILLAS de 132kV ubicada en la provincia de Cádiz, la cual debe ser reemplazada por presentar deterioro a causa de la corrosión. Para este fin se utiliza el programa TOWER, un software especializado en el diseño y análisis de estructuras de acero para líneas de transmisión eléctrica y telecomunicaciones. Este proyecto se realiza siguiendo el Reglamento sobre condiciones técnicas y garantías de seguridad en las líneas eléctricas de alta tensión y sus instrucciones técnicas complementarias ITC-LAT 01 a 09 Real Decreto 223/08 de 15 de febrero. Adicionalmente, se realiza una comparativa entre la norma americana ASCE 1015 y la norma europea EN 50341 en lo que concierne a miembros de acero laminado en caliente y conformados en frío, así como conexiones y tensores los cuales se diseñan para resistir esfuerzos próximos a la fluencia, pandeo, fractura, o cualquier otra condición limitante. Se tiene en cuenta la disposición de la línea, la ubicación actual del apoyo a remplazar y los anclajes existentes de la misma como parámetros que condicionan el diseño.

Finalmente, del análisis de los distintos parámetros calculados por el software TOWER en general se evidencia una marcada correspondencia entre los resultados obtenidos para ambas normativas. Aunque no se presente una tendencia clara que permita ser concluyentes, para el caso de los parámetros correspondientes a la capacidad de compresión y la capacidad a la tracción basada en la sección neta, se puede afirmar que, en la mayoría de los casos los resultados obtenidos con base en los parámetros establecidos por la Norma EURO 50341-1, son más conservadores que los obtenidos con base en la Norma ASCE-1015.

Abstract

This document develops the study of distribution support number 415 of the 132kV Puerto REAL-MAJADILLAS line located in the province of Cádiz, which must be replaced because it is deteriorated due to corrosion. For this purpose, the TOWER program is used, a software specialized in the design and analysis of steel structures for electrical transmission and telecommunications lines. This project follows the Regulation on technical conditions and safety guarantees in high-voltage power lines and its complementary technical instructions ITC-LAT 01 to 09 Royal Decree 223/08 of February 15. Additionally, a comparison is made between the American standard ASCE 1015 and the European standard EN 50341 regarding steel members that are designed to resist stresses close to yielding, buckling, fracture, or any other limiting condition.

The layout of the line, the current location of the support to be replaced and its existing anchors are taken into account as parameters that condition the design.

Finally, the analysis of the different parameters calculated by the TOWER software generally shows a marked correspondence between the results obtained for both regulations. Although there is no clear trend that allows it to be conclusive, in the case of the parameters corresponding to the compression capacity and the tensile capacity based on the net section, it can be stated that, in most cases, the results obtained based on the parameters established by the EURO 50341-1 Standard, they are more conservative than those obtained based on the ASCE-1015 Standard.

Índice

Agradecimientos	7
Resumen	8
Abstract	9
Índice	10
Índice de Tablas	12
Índice de Figuras	13
1 Introducción	11
1.1 <i>Objetivos del trabajo</i>	12
1.2 <i>Estructura del trabajo</i>	13
2 Reglamento español de líneas de alta tensión ITC-LAT 01 a 09	15
2.1 <i>Introducción</i>	15
2.1.1 Tensiones nominales normalizadas	15
2.1.2 Conductores y cables de tierra	16
2.1.3 Tracción máxima admisible	17
2.1.4 Aisladores	18
2.1.5 Apoyos	19
2.2 <i>Distancias de seguridad</i>	19
2.2.1 Distancias de aislamiento	20
2.3 <i>Cargas y condiciones de contorno</i>	22
2.3.1 Cargas a considerar	23
2.3.2 Combinación de acciones	24
2.3.3 Coeficientes de seguridad	25
3 Instrucción norma ASCE 1015	27
3.1 <i>Tamaños mínimos</i>	27
3.2 <i>Relación de esbeltez</i>	27
3.3 <i>Propiedades de las secciones</i>	28
3.4 <i>Longitud efectiva</i>	28
3.5 <i>Esfuerzo de compresión de diseño</i>	30
3.6 <i>Esfuerzo de tensión de diseño</i>	32
3.7 <i>Esfuerzo cortante de diseño</i>	33
3.8 <i>Miembros redundantes</i>	33
4 Instrucción norma EN 50341-1	34
4.1 <i>Generalidades</i>	34
4.2 <i>Bases de diseño</i>	34
4.3 <i>Materiales</i>	34
4.4 <i>Durabilidad</i>	35
4.5 <i>Análisis estructural</i>	35
4.5.1 Método de análisis	35
4.5.2 Efectos de las deformaciones	35
4.5.3 Análisis elástico global	36
4.6 <i>Esbeltez apropiada</i>	36
4.6.1 Celosía simple	37
4.6.2 Celosía cruzada	38
4.6.3 Cruce de diagonales con elementos secundarios	38
4.6.4 Cruce discontinuo con un elemento horizontal continuo en la intersección del centro	39
4.6.5 Diagonales de celosía múltiple	39
4.6.6 Cruce de diagonales con arriostamiento interiores	40
4.6.7 Diagonales en K	40

4.7	<i>Esbeltez Adimensional</i>	40
4.8	<i>Esbeltez efectiva</i>	42
4.8.1	<i>Sección transversal bruta</i>	44
4.8.2	<i>Sección transversal neta</i>	44
4.9	<i>Estados límite últimos</i>	45
4.10	<i>Resistencia de las secciones</i>	45
4.11	<i>Resistencia a la compresión</i>	46
4.12	<i>Resistencia a la tracción</i>	46
4.13	<i>Resistencia a los momentos flectores</i>	47
4.14	<i>Resistencia a pandeo de los elementos a compresión</i>	48
4.15	<i>Resistencia de las uniones</i>	48
4.16	<i>Estados límite de servicio</i>	49
5	Definición del modelo en tower	50
5.1	<i>Consideraciones especiales para diagonales cruzadas</i>	52
5.2	<i>Capacidades de los elementos</i>	53
5.3	<i>Análisis lineal</i>	53
6	Resultados	55
6.1	<i>Diseño según norma ASCE1015</i>	56
6.2	<i>Diseño según norma EURO EN50341-1</i>	62
6.3	<i>Análisis y comparación de resultados</i>	68
7	Conclusiones	71
7.1	<i>Resumen</i>	71
7.2	<i>Posibles trabajos futuros</i>	72
8	Anexos	73
8.1	<i>Glosario de términos norma ASCE 1015</i>	73
8.2	<i>Glosario de términos norma EN50341-1</i>	75
	Referencias	78

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1. Tensiones nominales normalizadas de alta tensión. (España)	15
Tabla 2-2. Condiciones de tracción máxima admisible del conductor	17
Tabla 2-3. Límites del porcentaje de carga de rotura EDS para conductores	18
Tabla 2-4. Distancia de aislamiento según el rango de tensión de la red.	20
Tabla 2-5. Coeficiente de oscilación de los conductores según su ángulo de oscilación y la tensión nominal de la línea.	21
Tabla 2-6. Tangente del ángulo de oscilación de los conductores	21
Tabla 2-7. Características conductor de fase: AL280	22
Tabla 2-8. Características cable de tierra: CT-50	23
Tabla 2-9. Ecuaciones de las cargas a considerar para el cálculo mecánico de los elementos de la línea.	23
Tabla 2-10. Sobrecargas de hielo por zonas	24
Tabla 2-11. Combinación de acciones según tipo de apoyo, tipo de esfuerzo e hipótesis de cálculo.	24
Tabla 2-12. Combinación de acciones con base en los lineamientos del capítulo 2.	25
Tabla 2-13. Resumen de combinación de cargas en conductores e hilos de tierra para las hipótesis.	25
Tabla 3-1. Límite de relación de esbeltez	27
Tabla 4-1. Valores nominales del límite elástico f_y y la resistencia a la tracción f_u para acero estructural laminado en caliente y para perfiles tubulares estructurales	35
Tabla 4-2. Límites para la relación de esbeltez según el tipo de elemento.	36
Tabla 4-3. Elección de la curva de pandeo para cada sección transversal.	41
Tabla 4-4. Coeficiente de imperfección para las curvas de pandeo.	42
Tabla 4-5. Factor de esbeltez efectiva, k para Montantes (Leg members)	43
Tabla 4-6. Modificación del factor k para miembros horizontales sin arriostramiento	43
Tabla 5-1. Clasificación de elementos para el modelado del apoyo en Tower	50
Tabla 5-2. Definición de los niveles de barras	51
Tabla 6-1. Escala de colores	56
Tabla 6-2. Desplazamientos máximos de la estructura bajo las cargas de la primera hipótesis	57
Tabla 6-3. Desplazamientos máximos de la estructura bajo las cargas de la tercera hipótesis	58
Tabla 6-4. Desplazamientos máximos de la estructura bajo las cargas de la cuarta hipótesis	59
Tabla 6-5. Resultados por niveles de barras	60
Tabla 6-6. Resultados de las barras trabajando a compresión	60
Tabla 6-7. Resultados de las barras trabajando a tracción.	61
Tabla 6-8. Barras que superan el coeficiente de esbeltez efectiva	62
Tabla 6-9. Escala de colores	62
Tabla 6-10. Resultados por niveles de barras	65
Tabla 6-11. Resultados de las barras trabajando a compresión	66
Tabla 6-12. Resultados de las barras trabajando a tracción	67

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Corrosión – Deterioro del apoyo 415 de la línea Puerto Real – Majadillas	11
Figura 1-2. Representación esquemática del diseño del apoyo en donde se muestra la cimentación existente, el tipo de apoyo y su división por tramos.	13
Figura 1-3. Diagrama flujo de la metodología empleada para el desarrollo del trabajo.	14
Figura 2-1. Representación esquemática del tendido eléctrico.	17
Figura 2-2. Aislador de suspensión	19
Figura 2-3. Diseño de la línea	22
Figura 3-1. Determinación de la relación w/t de la sección transversal según el tipo de perfil.	28
Figura 3-2. Ejes principales de la sección transversal angular.	28
Figura 3-3. Longitudes equivalentes para montantes según su relación de esbeltez.	29
Figura 3-4. Variables geométricas para la determinación del bloque de cortante.	32
Figura 3-5. Esfuerzo cortante en sección transversal perfil angular.	33
Figura 4-1. Esbeltez apropiada para Montantes con diagonales simétricas y al tresbolillo.	37
Figura 4-2. Determinación de la longitud en tipos habituales de diagonales.	37
Figura 4-3. Uso del sistema de diagonales secundarias	39
Figura 4-4. Cruce discontinuo de diagonales.	39
Figura 4-5. Curvas de pandeo.	42
Figura 4-6. Disposición de agujeros al tresbolillo y líneas críticas de rotura 1 y 2.	44
Figura 4-7. Sección transversal de alemento angular con agujeros en ambos lados	45
Figura 4-8. Variables geométricas para elemento angular con un ala conectada.	47
Figura 5-1. Clasificación de barras según tipo de elementos o tipo de grupos en TOWER	51
Figura 5-2. Diagonales cruzadas	52
Figura 5-3. Estabilidad del modelo	54
Figura 6-1. Porcentaje de uso de las barras frente al ELU y representación deformada de la estructura bajo las cargas de la primera hipótesis.	56
Figura 6-2. Porcentaje de uso de las barras frente al ELU y representación deformada de la estructura bajo las cargas de la tercera hipótesis	58
Figura 6-3. Porcentaje de uso de las barras frente al ELU y representación deformada de la estructura bajo las cargas de la cuarta hipótesis	59
Figura 6-4. Porcentaje de uso de las barras frente al ELU y representación deformada de la estructura bajo las cargas de la primera hipótesis	63
Figura 6-5. Porcentaje de uso de las barras frente al ELU y representación deformada de la estructura bajo las cargas de la tercera hipótesis	64
Figura 6-6. Porcentaje de uso de las barras frente a ELU y representación deformada de la estructura bajo las cargas de la cuarta hipótesis	65
Figura 6-7. Capacidad a la compresión basada en $Lr.(C_{cap})$ para cada nivel de barras según las normas ASCE 1015 y EURO 50341-1	68
Figura 6-8. Capacidad a la tracción basada en la sección neta N_{cap} para cada nivel de barras según las normas ASCE 1015 y EURO 50341-1	69
Figura 6-9. Capacidad de rotura de la conexión R_{cap} para cada nivel de barras según las normas ASCE 1015 y	

EURO 50341-1

69

Figura 6-10. Procentaje de uso máximo para cada nivel de barras según las normas ASCE 1015 y EURO 50341-1.

70

1 INTRODUCCIÓN

La distribución de energía eléctrica es un aspecto fundamental para el desarrollo económico y social de cualquier país. Las líneas de transmisión y distribución de energía eléctrica son el medio a través del cual se transporta la energía eléctrica generada en las centrales de producción hasta los hogares y empresas. Las redes de distribución eléctrica también juegan un papel clave en la integración de energías renovables en el sistema eléctrico, permiten la conexión de fuentes de energía con sus consumidores finales. En resumen, las redes de distribución eléctrica son un componente esencial en la cadena de valor de la energía, cuya integridad y eficiencia tienen un impacto directo en la calidad de vida, la competitividad económica y la sostenibilidad ambiental.

La red eléctrica española tiene una extensión de más de 270.000 km [1] entre líneas de alta, media y baja tensión, cubre la península ibérica, las islas baleares y canarias y las ciudades autónomas de Ceuta y Melilla, se puede decir que la red eléctrica española cubre prácticamente todo el territorio nacional. El operador del sistema eléctrico español, Red Eléctrica de España, en adelante REE es el encargado de la gestión, optimización y suministro de energía eléctrica. Como parte del mantenimiento de la red eléctrica de alta tensión en España, REE realiza constantemente labores de mantenimiento con el objetivo de cumplir con la vida útil de una línea de distribución de energía.

La corrosión es uno de los principales problemas que afecta a las estructuras de acero expuestas en zonas costeras. La exposición constante al ambiente marino, que se caracteriza por una alta humedad, salinidad y presencia de contaminantes, puede acelerar significativamente el proceso de corrosión del acero. Como resultado, la vida útil de los elementos de acero se reduce, lo que puede afectar negativamente su integridad estructural y su capacidad para soportar cargas. La corrosión es un mecanismo que suele actuar en combinación con otros mecanismos de daño, como lo es el de fatiga; que puede provocar agrietamiento y una eventual fractura de los elementos estructurales. Además, la corrosión también puede afectar la estabilidad de los apoyos de acero, especialmente en situaciones de carga lateral, lo que puede poner en riesgo la seguridad de la estructura y su capacidad para resistir cargas de viento y sismo.

La Figura 1-1 muestra el estado de corrosión generalizada de la estructura del apoyo 415 de la línea Puerto Real - Majadillas, se hace evidente que el daño por corrosión inicia en los empalmes, que son lugares en los que se propicia el estancamiento de aguas lluvia, pero finalmente termina extendiéndose alrededor de dichas zonas.



Figura 1-1. Corrosión – Deterioro del apoyo 415 de la línea Puerto Real – Majadillas

La sustitución del apoyo 415 de la línea en cuestión se justifica por la necesidad imperativa de reemplazar la estructura existente, la cual ha exhibido un grado avanzado de corrosión que compromete su integridad y, por extensión, la eficacia operativa de toda la línea eléctrica.

1.1 Objetivos del trabajo

El objetivo general de este estudio consiste en el cálculo y diseño detallado del apoyo número 415 de la línea Puerto real Majadillas, la cual debe ser remplazada por presentar un alto nivel de corrosión, como fue justificado en la sección previa.

Este estudio se lleva a cabo utilizando el programa TOWER, un software especializado en el diseño y análisis de estructuras de acero para líneas de transmisión eléctrica y telecomunicaciones. Su funcionamiento se basa en la creación de modelos tridimensionales de las estructuras a analizar, mediante la selección de elementos estructurales como, postes y apoyos, y la asignación de parámetros geométricos y materiales.

Una vez creado el modelo, el software permite realizar análisis de carga estática y dinámica, considerando las condiciones de carga debidas al viento, hielo, sismo, temperatura, entre otras, y evaluar el comportamiento estructural de la estructura ante estas cargas.

El programa TOWER dispone de una amplia biblioteca de normas y estándares internacionales para el diseño de estructuras de acero. Para este trabajo en particular, las normas de interés son: el Reglamento sobre condiciones técnicas y garantías de seguridad en las líneas eléctricas de alta tensión y sus instrucciones técnicas complementarias ITC-LAT 01 a 09 Real Decreto 223/08 de 15 de febrero, en adelante RLE, la Norma de Diseño de estructuras de transmisión de acero entrelazadas ASCE -1015, y la norma de Diseño, cálculo y verificación de estructuras de soporte para líneas aéreas de transmisión de energía eléctrica EN50341-1.

Teniendo en cuenta que se trata de la sustitución de un apoyo que pertenece a una línea ya tendida, se busca ubicar el nuevo apoyo en el mismo lugar para aprovechar así las servidumbres del terreno ya creadas y concedidas, así como aprovechar los anclajes existentes, por lo tanto, ha de tenerse en cuenta las condiciones de tendido de la línea existente para obtener las solicitaciones de carga a las que va a estar sometido el apoyo así como las dimensiones del anclaje. El diseño del apoyo debe cumplir con la disposición del nudo que une el anclaje al apoyo. Estas consideraciones permiten disminuir costos y aprovechar los recursos disponibles.

Dado que el objetivo es reemplazar el apoyo existente debido a su evidente estado de deterioro, es de gran importancia el diseño de una base para los nuevos apoyos que deberá instalarse sobre los anclajes con el propósito de aprovechar la cimentación. Además, para determinar la conicidad de el apoyo se tiene en cuenta el ancho en la base que es determinado también por los anclajes existentes, de ahí que, se tomen medidas específicas de la distribución del nudo que une el montante del anclaje presente y el montante de la base de el apoyo.

A continuación, en la Figura 1-2 se muestra a la izquierda una representación esquemática del diseño del apoyo que será montado en la cimentación existente, y a la izquierda, se representa el apoyo tipo “cara de gato” que reemplazará el apoyo afectado por corrosión. En este esquema se muestran los tramos en los que está dividido el apoyo, base, fuste y cabeza.

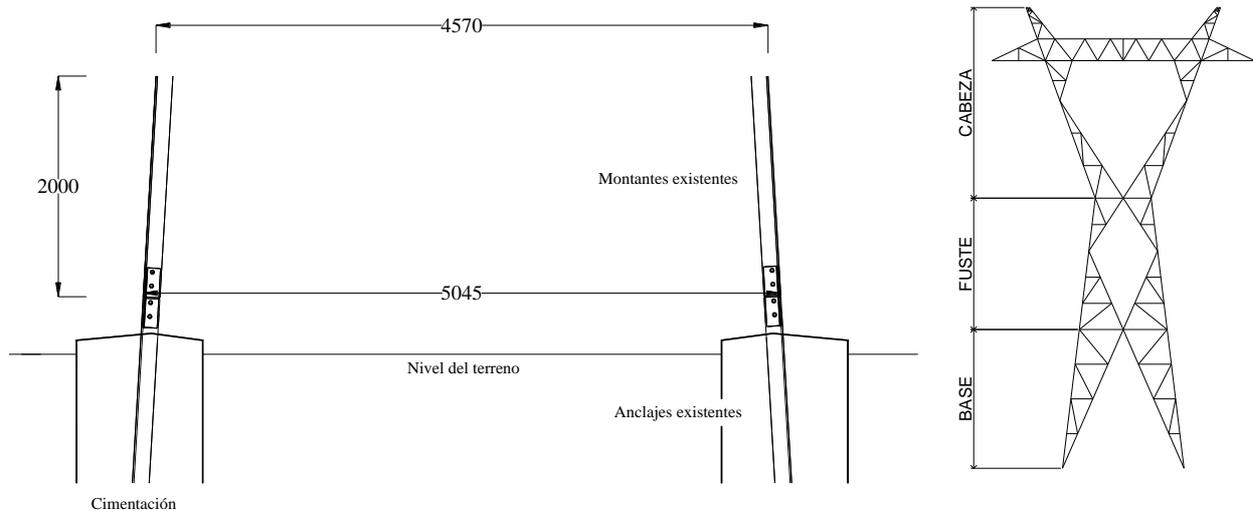


Figura 1-2. Representación esquemática del diseño del apoyo en donde se muestra la cimentación existente, el tipo de apoyo y su división por tramos.

Una alternativa a la sustitución del apoyo existente es el remplazo de un tramo de la línea que permita instalar uno o varios apoyos nuevos. Esto evita que el diseño esté condicionado por los puntos de anclaje el apoyo existente y por la altura del mismo y al ser una nueva línea esta puede construirse utilizando una gama de apoyos del catálogo del fabricante.

Esta solución permite reducir los gastos relacionados con la estructura, es decir, el precio en euros por kilogramo en donde se incluyen el diseño, cálculo y fabricación de los apoyos. Por otro lado, los costes asociados a conductores, hilos de tierra y obra civil aumentan de manera significativa.

Sin embargo, un punto aún más importante es el de las servidumbres de paso de líneas y cables aéreos eléctricos, las cuales ya fueron creadas para los predios por los que pasa la línea. Por lo que la principal ventaja de la solución planteada se da en términos de disponibilidad de la línea, mientras que la solución propuesta deja fuera de servicio la línea el tiempo que tarda en sustituir el apoyo existente por la nueva, la solución alternativa requiere de la creación de nuevas servidumbres.

1.2 Estructura del trabajo

El presente documento consta de ocho capítulos, el primero de ellos es la introducción, en este se presenta el problema y se plantea una solución al mismo. En el segundo capítulo se abordan los aspectos fundamentales del capítulo siete del reglamento español de líneas de alta tensión ITC-LAT 01 a 09, así como también se exponen las cargas y condiciones de contorno del apoyo. En el tercer y cuarto capítulo se presentan las especificaciones y procedimientos dados por las normas ASCE 10-15 y EURO EN 50341-1 respectivamente, específicamente para lo relacionado con el diseño de torres de celosía. En el quinto capítulo se define el modelo en TOWER del apoyo con base en las especificaciones dadas por las normas. Los resultados obtenidos son presentados en el capítulo seis, y finalmente, en el capítulo siete se discuten los resultados y se incluyen las conclusiones. Adicionalmente, en el apartado “Anexos” se incluyen los planos del diseño final del apoyo.

En la Figura 1-3, se muestra un diagrama de flujo que describe de manera orientativa la metodología empleada en el presente trabajo.

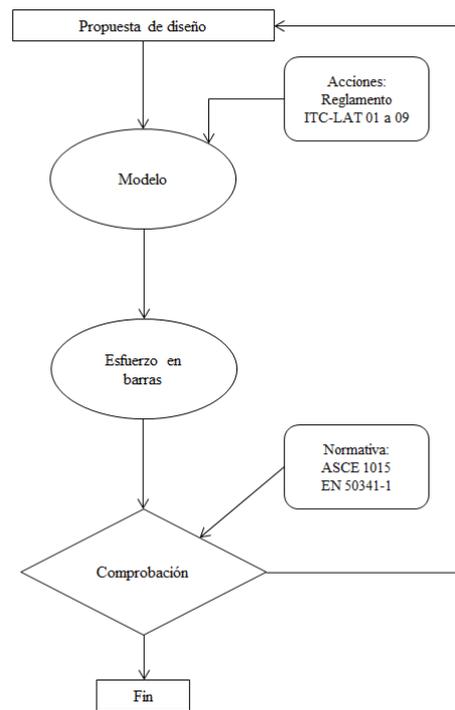


Figura 1-3. Diagrama flujo de la metodología empleada para el desarrollo del trabajo.

2 REGLAMENTO ESPAÑOL DE LÍNEAS DE ALTA TENSIÓN ITC-LAT 01 A 09

2.1 Introducción

En este capítulo se aborda el reglamento sobre condiciones técnicas y garantías de seguridad en las líneas eléctricas de alta tensión y sus instrucciones técnicas complementarias ITC-LAT 01 a 09 Real Decreto 223/08 de 15, en particular se pretenden presentar las variables que están involucradas en el cálculo de la línea de alta tensión, las distancias de seguridad mínimas que debe cumplir el apoyo, así como las acciones y combinación de cargas a considerar.

El reglamento sobre condiciones técnicas y garantías de seguridad en las líneas eléctricas de alta tensión y sus instrucciones técnicas complementarias ITC-LAT 01 a 09 Real Decreto 223/08 de 15 y concretamente el ITC-LAT 07 Instrucciones técnicas complementarias de líneas aéreas y conductores desnudos: Hace referencia a las prescripciones técnicas que deben cumplir las líneas eléctricas aéreas de alta tensión con conductores desnudos siendo estas corrientes alternas trifásicas de 50 Hz de frecuencia cuya tensión nominal eficaz entre fases sea superior a 1kV. Con base en este reglamento se determinan las distancias de seguridad que deben cumplir los apoyos, las cargas que actúan sobre las estructuras, incluyendo cargas de viento, nieve, hielo, carga muerta, carga viva y otras [2]

Los requisitos básicos de diseño y construcción de una línea eléctrica aérea deben cumplir con

- Requerimientos de fiabilidad: desempeño de su propósito bajo un conjunto de condiciones definidas, con niveles aceptables de fiabilidad y de manera económica
- Requerimientos de seguridad de lo construido: No sea susceptible de un colapso progresivo (en cascada) si sucede un fallo en un componente específico
- Requerimientos de seguridad de personas: No sea susceptible de causar daños humanos o pérdida de vidas durante su construcción, explotación y mantenimiento.

Entre los requisitos para el diseño de una línea está la vida útil, periodo de funcionamiento previsto con las operaciones normales de mantenimiento, pero sin que sean necesarias reparaciones, la vida útil es generalmente de 40 años. La durabilidad de un apoyo debe ser tal que, con un mantenimiento apropiado, permanezca apto para su uso dentro de la vida útil prevista. Uno de los principales factores de daño de los apoyos es la oxidación.

2.1.1 Tensiones nominales normalizadas

Las tensiones normalizadas de líneas de alta tensión en España se muestran en la Tabla 2-1, de las cuales las tensiones preferentes en redes eléctricas son 20, 66, 220 y 400kV. Esta información es relevante pues la tensión de la línea interviene en el cálculo del tenido de la línea y en las distancias de seguridad del apoyo.

Tabla 2-1. Tensiones nominales normalizadas de alta tensión. (España)

Tensión nominal de la red U_n [kV]	Tensión más elevada de la red U_s [kV]
3	3.6
6	7.2
10	12
15	17.5

20	24
25	30
30	36
45	52
66	72.5
110	123
132	145
150	170
220	245
400	420

2.1.2 Conductores y cables de tierra

El cálculo mecánico de los conductores se realiza empleando la ecuación de cambio de condiciones la cual se obtiene al igualar la diferencia de longitudes que se producen en el conductor como consecuencia del cambio de temperatura y del alargamiento o acortamiento elástico debido a la diferencia de tensiones. Se tendrá en cuenta el efecto de la temperatura sobre los conductores, de manera que al aumentar la temperatura aumenta también la longitud del hilo y por lo tanto la flecha y por el contrario, si disminuye la temperatura la flecha se reduce y aumenta la tensión sobre los conductores.

La ecuación de equilibrio de un hilo tendido entre dos puntos (catenaria) es la siguiente

$$y = h \cdot \cos \left(\frac{x}{h} \right)$$

En la Figura 2-1 se muestra una representación esquemática de un tendido eléctrico en donde se muestran los conductores y cables de tierra, así como también las tensiones asociadas a la línea y algunas longitudes características.

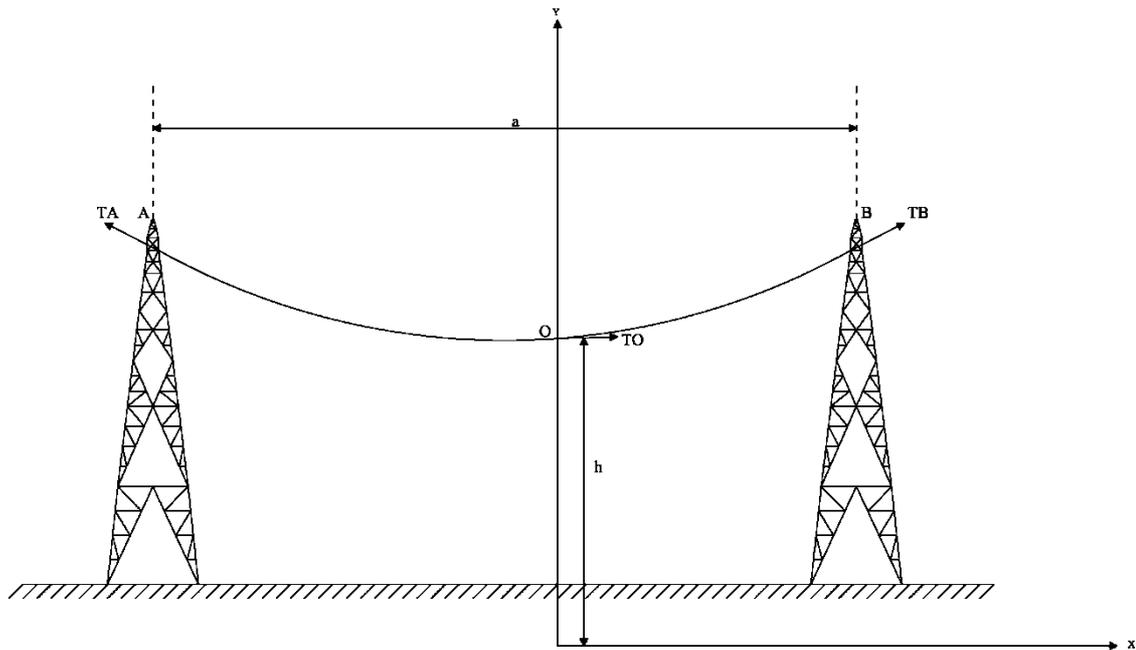


Figura 2-1. Representación esquemática del tendido eléctrico.

$$h = \frac{T_o}{p}$$

$$l = a + \frac{a^3 p^2}{24T_o^2}$$

h = Constante de catenaria

T_o = Componente horizontal de la tensión del conductor (Constante para todo el vano)

p = Peso del conductor por unidad de longitud

l = Longitud del hilo

La formulación empleada utiliza el modelo más simple de elongación del conductor suponiendo esta elongación elástica.

Los objetivos principales del cálculo mecánico de los conductores e hilos de tierra que conforman una línea son:

1. Establecer una tracción de tendido del cable inferior a la carga de rotura en las condiciones de sobrecarga y temperatura a las que va a estar sometida la línea a lo largo de su vida útil.
2. Obtener las flechas máximas para establecer distancias de seguridad entre conductores, terreno y cruzamientos.

Se establece una tabla de tendido de la línea que contiene las tensiones del conductor y su flecha en función de la temperatura del conductor.

2.1.3 Tracción máxima admisible

Para la zona A, en la cual se encuentra el apoyo de estudio, se exige que la tracción máxima de los conductores y cables de tierra, sometidos a un viento de 120km/h a -5°C no sea superior a su carga de rotura dividida por 2.5, a continuación, en la Tabla 2-2 se consignan los valores de las condiciones de tracción máxima admisible del conductor.

Tabla 2-2. Condiciones de tracción máxima admisible del conductor

Hipótesis	Temperatura	Sobrecarga viento	Sobrecarga hielo
Tracción viento	máxima -5°C	A 120km/h	N/A

La vibración sobre los conductores de una línea eléctrica por lo general aparece para vientos de entre 4 y 10 km/h, estos vientos inducen turbulencias que mueven el cable verticalmente una frecuencia entre 5 y 50 Hz y una amplitud del orden del diámetro del conductor. Este fenómeno vibratorio puede ocasionar la rotura por fatiga del alambre que conforma el cable y desgaste en herrajes, aisladores y apoyos. A mayor tensión mecánica en un cable, mayor probabilidad de que se produzcan fenómenos vibratorios. Se introduce el concepto de Tensión de cada día EDS (Every Day Stress) y es la tensión a la que esté sometido un cable la mayor parte del tiempo a temperatura media, para España 15°C, considerando el cable sin sobrecarga. Esta variable suele expresarse en tanto por ciento de la carga de rotura del cable. De forma general, se recomienda que la tracción a 15°C no supere el 22% de la carga de rotura con amortiguamiento o el 15% sin amortiguamiento.

$$EDS = \frac{\text{Tensión de cada día}}{\text{Carga de rotura del cable}} 100$$

A continuación, la Tabla 2-3 se presentan los límites del porcentaje de carga de rotura EDS para conductores de distintos materiales.

Tabla 2-3. Límites del porcentaje de carga de rotura EDS para conductores

Tipo de conductor	Líneas sin protección	Líneas con protección		
		Varillas de protección	Amortiguadores	Varillas de protección y amortiguadores
Cobre	26	-	-	-
Aluminio-Acero	18	22	24	24
Aluminio	17	-	-	-
Aleación de aluminio	18	-	26	-
Acero con grapa rígida	11	-	-	-
Acero con grapa oscilante	13	-	-	-

2.1.4 Aisladores

Los aisladores son los elementos que se sujetan al apoyo y a través de los cuales se fijan los conductores de la línea eléctrica, estos aisladores pueden ser fabricados de materiales cerámicos, vidrio, aislamiento compuesto de silicona, poliméricos entre otros. El tipo de aislador depende de la función del apoyo en la línea, el criterio de fallo para estos elementos será la rotura o pérdida de sus cualidades aislantes al ser sometidos a cargas eléctricas y mecánicas de manera simultánea, en la siguiente imagen se presenta un aislador de suspensión. En la Figura 2-2 se muestra un aislador de suspensión con sus principales partes.

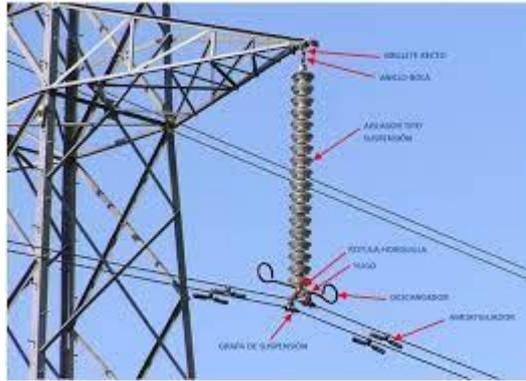


Figura 2-2. Aislador de suspensión

2.1.5 Apoyos

Las estructuras de apoyo son las que sostienen los conductores de las líneas a través de aisladores y los cables de tierra directamente a su estructura, estas estructuras, a partir de ahora denominadas apoyos deben ser construidas de un material metálico, de perfiles angulares de alas iguales, atornillados y galvanizados. Los apoyos pueden clasificarse atendiendo al tipo de cadena de aislamiento (aisladores) y a su función en la línea como:

- Apoyos de suspensión
- Apoyos de amarre
- Apoyos de anclaje
- Apoyos de principio o fin de línea
- Apoyos especiales

O según su posición relativa respecto al trazado de la línea como:

- Apoyo de alineación
- Apoyo de ángulo

Para el caso particular del estudio, se trata de un apoyo de suspensión y de alineación; el diseño de estos apoyos deberá considerar los siguientes criterios de fallo

- Rotura (descohesión)
- Fluencia (deformaciones permanentes)
- Inestabilidad (pandeo o inestabilidad general)
- Resiliencia (resistencia a lavas temperaturas)

Existen unos requisitos mínimos de diseño y se enuncian a continuación

- ✓ Espesor mínimo del perfil angular 4mm
- ✓ Espesor mínimo del perfil angular previo al galvanizado en caliente 3 mm
- ✓ Espesor mínimo del perfil angular para anclajes 6 mm
- ✓ Ala mínima del perfil angular 35 mm
- ✓ Diámetro tornillo mínimo 12 mm

2.2 Distancias de seguridad

En este capítulo se busca presentar las variables involucradas en el cálculo de las distancias de seguridad entre conductores, terreno y cruzamientos.

2.2.1 Distancias de aislamiento

- Distancias internas: Son dadas únicamente para diseñar una línea con capacidad para resistir las sobretensiones
- Distancias externas: Son utilizadas para determinar las distancias de seguridad entre los conductores en tensión y los objetos debajo o en las proximidades de la línea

D_{el} : Distancia de aislamiento en el aire mínima especificada, para prevenir una descarga disruptiva entre conductores de fase y objetos a potencial de tierra en sobretensiones.

D_{pp} : Distancia de aislamiento en el aire mínima especificada para prevenir una descarga disruptiva entre conductores de fase durante sobretensiones de frente lento o rápido.

a_{som} : Distancia más corta entre partes en tensión y partes puestas a tierra. La probabilidad de descarga a través de la mínima distancia a_{som} debe ser siempre mayor que la probabilidad de descarga a través de algún objeto. Por esto $D_{add} + D_{el} > 1.1a_{som}$.

D_{add} : Distancia de aislamiento adicional para asegurar que personas, u objetos no se acerquen a una distancia menor que D_{el} en una línea eléctrica. A continuación, en la Tabla 2-4 se muestran las distancias de aislamiento según las tensiones nominal y más elevada de la red.

Tabla 2-4. Distancia de aislamiento según el rango de tensión de la red.

Tensión nominal de la red U_n [kV]	Tensión más elevada de la red U_s [kV]	D_{el} [m]	D_{pp} [m]
3	3.6	0.08	0.1
6	7.2	0.09	0.1
10	12	0.12	0.15
15	17.5	0.16	0.2
20	24	0.22	0.25
25	30	0.27	0.33
30	36	0.35	0.4
45	52	0.6	0.7
66	72.5	0.7	0.8
110	123	1	1.15
132	145	1.2	1.4
150	170	1.3	1.5
220	245	1.7	2
400	420	2.8	2.3

a. Separación entre fases

La distancia entre conductores de un mismo circuito debe ser tal que no exista riesgo de cortocircuito, para lo

cual se debe tener presente la oscilación de los conductores debido al viento. Con la siguiente ecuación se calcula esta distancia

$$D_{sf} = K \cdot \sqrt{F + L} + K' \cdot D_{pp}$$

Dónde;

K = Coeficiente de oscilación de los conductores con el viento, que depende de la tensión de la línea,

En la Tabla 2-5 se consignan los coeficientes de oscilación K según el ángulo de oscilación de los conductores θ_c y la tensión nominal de la línea

Tabla 2-5. Coeficiente de oscilación de los conductores según su ángulo de oscilación y la tensión nominal de la línea.

Ángulo de oscilación de los conductores θ_c	Valores de K	
	Líneas de tensión nominal igual o menor a 30 kV	Líneas de tensión nominal superior a 30 kV
$\theta_a < 40^\circ$	0.55	0.6
$40^\circ < \theta_a < 65^\circ$	0.6	0.65
$\theta_a > 65^\circ$	0.65	0.7

La tangente del ángulo de oscilación de los conductores viene dada por el coeficiente de sobrecarga de viento dividido por el peso propio por metro lineal del conductor.

F : Flecha máxima en metros, según la hipótesis de carga

En la Tabla 2-6 se muestra la tangente del ángulo de oscilación de los conductores según su zona, temperatura de operación y velocidad del viento.

Tabla 2-6. Tangente del ángulo de oscilación de los conductores

ZONA	Viento			Temperatura			Hielo		
	T [°C]	V[km/h]	H[daN]	T [°C]	V[km/h]	H[daN]	T [°C]	V[km/h]	H[daN]
A	15	120	-	50	-	-	-	-	-
B	15	120	-	50	-	-	0	-	$0.18\sqrt{d}$
C	15	120	-	50	-	-	0	-	$0.36\sqrt{d}$

D: diámetro aparente del conductor

L: longitud en metros de la cadena de suspensión

K' : Coeficiente que depende la tensión nominal de la línea $K' = 0.75$

b. Distancias entre conductor y partes puestas a tierra

La distancia entre los conductores y los apoyos no será menor a D_{el} . Para el caso de cadenas de suspensión, se considera qué cadenas y aisladores están desviados bajo la acción de la mitad de la presión de viento de velocidad 120km/h y a -5°C para zona A.

c. Distancias a terreno

La altura del apoyo será tal que los conductores con su máxima flecha vertical quedarán por encima de cualquier punto del terreno según la siguiente ecuación

$$D_{add} + D_{el} = 5.3 + D_{el}$$

2.3 Cargas y condiciones de contorno

El apoyo 415 de la línea de 132kV Puerto Real - Majadillas que comunica la subestación de Puerto Real y la subestación Majadillas será reemplazada como parte de las labores de mantenimiento de REE. El apoyo a reemplazar se encuentra situado en el término municipal de Puerto Real, ubicado en la provincia de Cádiz, las coordenadas UTM de ubicación del apoyo a sustituir son:

Zona: 29S

X: 757415.00 m E

Y: 4049009.00 m N

La Figura 2-3 muestra una imagen satelital del tendido de la línea Puerto Real – Majadillas.



Figura 2-3. Diseño de la línea

Al ser esta una línea ya diseñada y en uso actualmente las características de conductores de fase y cables de tierra son conocidas esta información se consigna a continuación.

En la Tabla 2-7 se consignan las características principales del conductor de fase AL280.

Tabla 2-7. Características conductor de fase: AL280

- Sección	281.1 mm ²
- Peso	0.977 kg/m
- Diámetro	21.80 mm
- Módulo de elasticidad	7700 kg/mm ²
- Coeficiente de dilatación	18.9 x 10 ⁻⁶ °C ⁻¹
- Carga de rotura nominal	8620 kg

A continuación, en la Tabla 2-8 se listan las características principales del cable de tierra: CT-50.

Tabla 2-8. Características cable de tierra: CT-50

- Sección	49.4 mm ²
- Peso	0.392 kg/m
- Diámetro	9 mm
- Módulo de elasticidad	17658 kg/mm ²
- Coeficiente de dilatación	11.5 x 10 ⁻⁶ °C ⁻¹
- Carga de rotura nominal	6082.2 kg

Un aspecto fundamental a tener en cuenta en la obtención de las cargas es la topología del terreno, para lo cual se emplea un modelo digital del terreno disponible en el Instituto Geográfico Nacional. A través de este sistema se puede obtener una nube de puntos LIDAR con un paso de malla de 5 metros [3]. Se define el cantón como el conjunto de vanos entre cadenas de amarre y para el cual se supone un tense constante. Por lo tanto, la zona de interés corresponde al cantón que va desde el apoyo 410 al 416.

2.3.1 Cargas a considerar

El cálculo mecánico de los elementos constituyentes de la línea, se realiza bajo la acción de las siguientes cargas

- Cargas permanentes: Cargas verticales debidas al peso propio de los elementos
- Fuerzas del viento sobre los componentes de la línea: Se supone un viento horizontal, actuando perpendicularmente a las superficies sobre las que incide, con una velocidad de 120 km/h.

En la Tabla 2-9 se consignan las ecuaciones de las cargas que son necesarias para el cálculo de los elementos que conforman la línea.

Tabla 2-9. Ecuaciones de las cargas a considerar para el cálculo mecánico de los elementos de la línea.

Presión del viento sobre conductores	$P_v = q \cdot d$ [daN/m]
Presión del viento sobre conductores con manguito de hielo	$P_v = q \cdot (d + 2e)$ [daN/m]
Fuerza del viento sobre cadenas de aisladores	$F_c = q \cdot A_i$ [daN] A_i =Área de la cadena de aisladores proyectada horizontalmente en el plano vertical paralelo al eje de la cadena a la dirección del viento en m ² $q = 70 \left(\frac{V_v}{120}\right)^2$ Presión del viento
Fuerza del viento sobre los apoyos	$F_c = q \cdot A_T$ [daN] A_T =Área del apoyo expuesta al viento proyectada en el plano normal a la dirección del viento en m ² $q = 170 \left(\frac{V_v}{120}\right)^2$ Presión del viento
Fuerza del viento sobre superficies planas	$F_c = q \cdot A_p$ [daN]

	A_p = Área proyectada en el plano normal a la dirección del viento en m^2 $q = 100 \left(\frac{v_v}{120} \right)^2$ Presión del viento
Fuerza del viento sobre superficies cilíndricas	$F_c = q \cdot A_{pol} [daN]$ A_{pol} = Área proyectada en el plano normal a la dirección del viento en m^2 $q = 70 \left(\frac{v_v}{120} \right)^2$ Presión del viento

- Sobrecargas de hielo

En la Tabla 2-10 se muestran la sobre carga de hielo según la zona.

Tabla 2-10. Sobrecargas de hielo por zonas

Zona	Descripción	Sobre carga de hielo
Zona A	Situada a menos de 500 msnm	No aplica
Zona B	Situada entre 500 y 1000 msnm	$0.18\sqrt{d}$ daN por metro lineal
Zona C	Situada a más de 100 msnm	$0.36\sqrt{d}$ daN por metro lineal

- Desequilibrio de tracciones

Esfuerzo longitudinal equivalente al 15% de las tracciones unilaterales de todos los conductores y cables de tierra, se debe tener en cuenta, por consiguiente, la torsión que estos esfuerzos puedan ocasionar.

- Rotura de conductores

Se considera la rotura de una fase o hilo de tierra, este esfuerzo es aplicado en el punto que produzca la sollicitación de carga más desfavorable según la torsión que produzca

2.3.2 Combinación de acciones

La combinación de las acciones o cargas a considerar sobre el apoyo se resumen en la Tabla 2-11

Tabla 2-11. Combinación de acciones según tipo de apoyo, tipo de esfuerzo e hipótesis de cálculo.

Tipo de apoyo	Tipo de esfuerzo	1ª Hipótesis	2ª Hipótesis	3ª Hipótesis	4ª Hipótesis
Suspensión de alineación	Vertical	Cargas permanentes considerando conductores y cables de tierra sometidos a una sobrecarga de viento para una velocidad de 120km/h.			

	Transversal	Esfuerzo del viento correspondiente a 120km/h sobre Conductores, cables de tierra y apoyo	N/A	N/A	N/A
	Longitudinal	N/A	N/A	Desequilibrio de tracciones	Rotura de conductores

La tabla anterior puede ser reescrita siguiendo los lineamientos del presente capítulo. A continuación, en la Tabla 2-12 se muestra cómo quedaría la Tabla 2-11 al reescribirse.

Tabla 2-12. Combinación de acciones con base en los lineamientos del capítulo 2.

Tipo de apoyo	Tipo de esfuerzo	1ª Hipótesis	3ª Hipótesis	4ª Hipótesis
Suspensión de alineación	Vertical	$V = P_{cond} + P_{cadena} + P_{herrajes}$		
	Transversal	$T = n \cdot F_T$	0	0
	Longitudinal	0	$L = n \cdot (\%des)T_V$	$L = (\%rot)T_V$

$$P_{cond} = n$$

n : Número de subconductores del haz

T_V : Tensión horizontal a -5°C con viento de 120 km/h

En resumen, la combinación de cargas y sobrecargas a considerar en el estudio están consignadas en la Tabla 2-13, siendo V las cargas verticales, L cargas longitudinales al sentido de tendido de la línea, T cargas transversales al sentido de tendido de la línea, H la suma aritmética de estas dos últimas cargas

Tabla 2-13. Resumen de combinación de cargas en conductores e hilos de tierra para las hipótesis.

	Conductores				Hilos de tierra			
	L	T	H	V	L	T	H	V
1ª Hipótesis	0	4190 N	4190 N	5000 N	0	3110 N	3110 N	3000 N
2ª Hipótesis	0	0	0		0	0	0	
3ª Hipótesis	4250 N	0	4250 N		10000 N	0	1000 N	
4ª –A Hipótesis	14170 N	0	0		20000 N	0	0	
4ª –B Hipótesis	0	0	0		0	0	0	

2.3.3 Coeficientes de seguridad

Los coeficientes de seguridad serán diferentes según la hipótesis de cálculo, en este sentido, las hipótesis de cálculo se clasifican en hipótesis normales y anormales de acuerdo con la clasificación del apoyo, así pues, la

1ª Y 2ª hipótesis son consideradas normales y la 3ª y 4ª hipótesis son consideradas anormales, (excepto para apoyos final de línea en los cuales no se tiene en cuenta la tercera hipótesis)

El coeficiente de seguridad respecto al límite de fluencia no será inferior a 1.5 para las hipótesis normales y 1.2 para las hipótesis anormales.

3 INSTRUCCIÓN NORMA ASCE 1015

La norma ASCE 10-15 “Design of Latticed Steel Transmission Structures” es un compendio de instrucciones para el diseño de estructuras de acero de celosía, publicada por la sociedad americana de ingenieros civiles ASCE. Esta norma tiene como objetivo proporcionar directrices para el diseño y la evaluación de estructuras de transmisión de acero con celosía, como apoyos de líneas de distribución de energía eléctrica y estructuras de telecomunicaciones. La norma establece los criterios para determinar las cargas que actúan sobre las estructuras, incluyendo cargas de viento, nieve, hielo, carga muerta, carga viva y otras. Sin embargo, las cargas para este trabajo son obtenidas a través del Reglamento español de líneas de alta tensión ITC-LAT 01 a 09. También proporciona los factores de seguridad que deben aplicarse para garantizar la resistencia y la estabilidad de la estructura.

En cuanto al material, esta norma describe los procedimientos de diseño para las estructuras de celosía, incluyendo la selección adecuada de materiales, perfiles y uniones. Se proporcionan pautas para la especificación de acero, pernos, tuercas y otros elementos de conexión. Dichos requisitos son aplicables a miembros de acero laminado en caliente y conformados en frío, así como conexiones y tensores los cuales se diseñan para resistir esfuerzos próximos a la fluencia, pandeo, fractura, o cualquier otra condición limitante.

Un glosario con los términos empleados en este capítulo correspondiente a la norma ASCE 1015 puede ser consultado al final del documento en el anexo 1. Las variables se presentan en el orden de aparición de este capítulo.

3.1 Tamaños mínimos

Los espesores mínimos serán de $\frac{1}{8}$ de pulgada (3mm) para miembros y $\frac{3}{16}$ de pulgada (5mm) para placas de conexión.

3.2 Relación de esbeltez

Las relaciones de esbeltez límite para miembros que soportan esfuerzos de compresión se consignan en la Tabla 3-1 que se muestra a continuación.

Tabla 3-1. Límite de relación de esbeltez

Tipo de elemento	Relación de esbeltez límite
Montantes	$\frac{L}{r} \leq 150$
Diagonales	$\frac{KL}{r} \leq 200$
Elementos redundantes	$\frac{KL}{r} \leq 250$
Diagonales cruzadas	$\frac{KL}{r} \leq 200$

Las relaciones de esbeltez límite para miembros sometidos solo a tracción será la siguiente:

$$300 \leq \frac{L}{r} \leq 500$$

3.3 Propiedades de las secciones

Las propiedades de la sección, como lo son el área, el momento de inercia, el radio de giro, el módulo de la sección y similares, se basarán en la sección transversal bruta, excepto cuando se especifique una sección transversal reducida o una sección transversal neta. La sección transversal reducida estará compuesta por todos los elementos plenamente eficaces más aquellos cuyos anchos deban considerarse reducidos. Si todos los elementos son completamente efectivos, la sección transversal reducida y las secciones transversales brutas son idénticas. La sección transversal neta se define más adelante. Las secciones transversales típicas se muestran en la Figura 3-1.

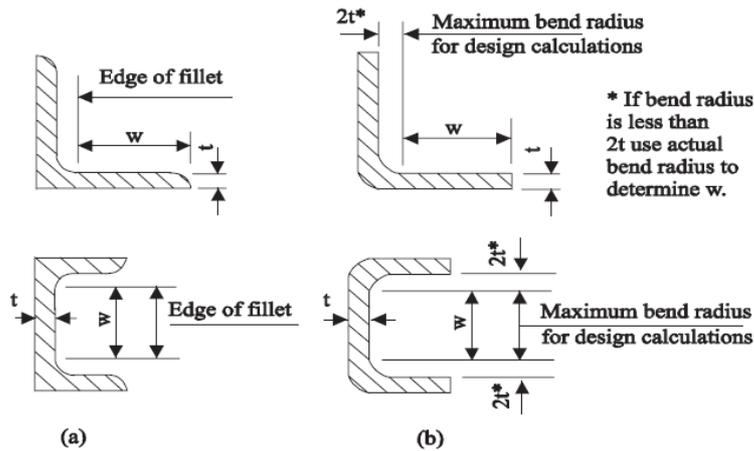


Figura 3-1. Determinación de la relación w/t de la sección transversal según el tipo de perfil.

Esta Figura 3-1 muestra el método para determinar w/t que es la relación entre el ancho y el espesor de un elemento. Para secciones laminadas en caliente, w es la distancia desde el borde del filete hasta la fibra extrema, mientras que para miembros conformados en frío en la distancia que se muestra en la Figura 3-1 (b). Se puede utilizar un radio de curvatura mayor en la fabricación, pero para fines de diseño, w se basará en un radio de curvatura interior máximo de dos veces el espesor del elemento.

Los ejes x e y son los ejes principales para todas las secciones transversales mostradas excepto los ángulos, para los cuales los ejes principales son u y z , siendo u el eje de simetría para ángulos de catetos iguales.

A continuación, en la Figura 3-2 se muestra una representación esquemática de una sección transversal angular con sus ejes principales.

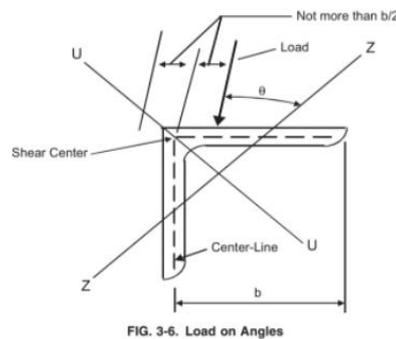


Figura 3-2. Ejes principales de la sección transversal angular.

3.4 Longitud efectiva

La longitud efectiva KL de los miembros deben ser determinados como se muestra en las secciones subsiguientes.

- Montantes

Para montantes atornilladas en ambas caras de las conexiones:

$$\frac{KL}{r} = \frac{L}{r}; \quad 0 \leq \frac{L}{r} \leq 150 \quad (3.7-4)$$

Para montantes con ángulos iguales, sin cambios en la carga del miembro entre paneles, utilizados con arriostramiento escalonado, los valores de control L/r serán los que se muestran en la Figura 3-3.

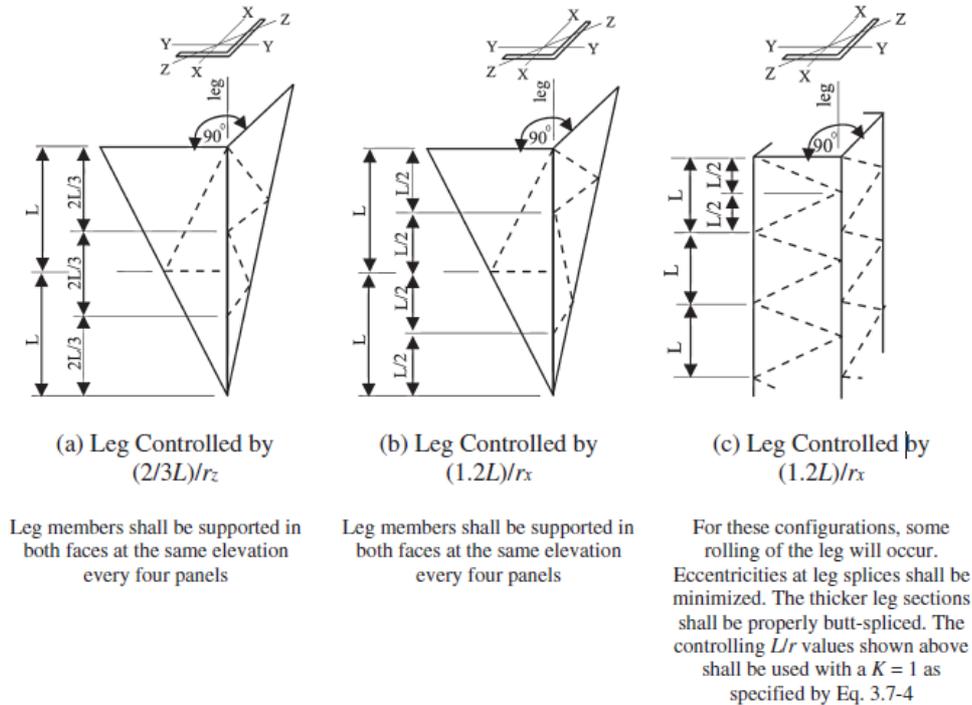


Figura 3-3. Longitudes equivalentes para montantes según su relación de esbeltez.

- Diagonales (Otros miembros)

Para otros miembros a compresión la longitud efectiva se determina como sigue:

Para miembros con una carga concéntrica en ambos extremos del panel no soportado

1) NO ECCENTRICITY

$$\frac{KL}{r} = \frac{L}{r}; \quad 0 \leq \frac{L}{r} \leq 120 \quad (3.7-5)$$

Para miembros con una carga concéntrica en un extremo y una excentricidad de estructura normal en el otro extremo del panel sin soporte

2) ECCENTRICITY ONE END

$$\frac{KL}{r} = 30 + 0.75 \frac{L}{r}; \quad 0 \leq \frac{L}{r} \leq 120 \quad (3.7-6)$$

Para miembros con excentricidades de estructura normales en ambos extremos del panel sin soporte

3) ECCENTRICITY BOTH ENDS

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0.5 \frac{L}{r}; \quad 0 \leq \frac{L}{r} \leq 120 \quad (3.7-7)$$

Para miembros no restringidos contra la rotación en ambos extremos del panel sin soporte



$$\frac{KL}{r} = \frac{L}{r}; \quad 120 \leq \frac{L}{r} \leq 200 \quad (3.7-8)$$

Para miembros parcialmente restringidos contra la rotación en un extremo del panel sin soporte



$$\frac{KL}{r} = 28.6 + 0.762 \frac{L}{r}; \quad 120 \leq \frac{L}{r} \leq 225 \quad (3.7-9)$$

Para miembros parcialmente restringidos contra la rotación en ambos extremos del panel sin soporte



$$\frac{KL}{r} = 46.2 + 0.615 \frac{L}{r}; \quad 120 \leq \frac{L}{r} \leq 250 \quad (3.7-10)$$

- Miembros redundantes

Para miembros con una carga concéntrica en ambos extremos del panel no portado, es válido usar la ecuación 3.7-5. Para miembros con una carga concéntrica en un extremo y una excentricidad de estructura normal en el otro extremo del panel sin soporte es válido usar la ecuación 3.7-6. Para miembros con excentricidades estructurales normales en ambos extremos del panel sin soporte, es válido usar la ecuación 3.7-7.

Si los miembros no tienen restricciones contra la rotación en ambos extremos del panel sin soporte



$$\frac{KL}{r} = \frac{L}{r}; \quad 120 \leq \frac{L}{r} \leq 250 \quad (3.7-11)$$

Si los miembros están parcialmente restringidos contra la rotación en un extremo del panel sin soporte



$$\frac{KL}{r} = 28.6 + 0.762 \frac{L}{r}; \quad 120 \leq \frac{L}{r} \leq 290 \quad (3.7-12)$$

Si los miembros están parcialmente restringidos contra la rotación en ambos extremos del panel sin soporte



$$\frac{KL}{r} = 46.2 + 0.615 \frac{L}{r}; \quad 120 \leq \frac{L}{r} \leq 330 \quad (3.7-13)$$

3.5 Esfuerzo de compresión de diseño

La tensión de compresión de diseño F_a , sobre el área de la sección transversal bruta, o sobre el área reducida cuando se especifique, de elementos sometidos a compresión axial será la siguiente:

$$F_a = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{KL/r}{C_c} \right)^2 \right] F_y; \quad \frac{KL}{r} \leq C_c \quad (3.6-1)$$

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}; \quad \frac{KL}{r} > C_c \quad (3.6-2)$$

$$C_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{F_y}} \quad (3.6-3)$$

Siendo:

F_y : Límite elástico mínimo garantizado.

E : Módulo de elasticidad.

L : Longitud no arriostrada.

r : Radio de giro.

K : Coeficiente de longitud efectiva.

C_c : Relación de esbeltez de la columna que separa el pandeo elástico e inelástico.

El esfuerzo de compresión de diseño sobre el área de la sección transversal bruta será el valor de F_a de acuerdo con la sección anterior siempre que el valor más grande de w/t no exceda el valor límite dado por la siguiente ecuación:

$$w/t \leq 220\Psi/\sqrt{F_y}$$

$$\Psi = 1 \quad \text{Si } F_y[\text{ksi}]$$

$$\Psi = 2.62 \quad \text{Si } F_y[\text{MPa}]$$

El esfuerzo de compresión de diseño se calcula empleando el mayor de los radios de giro equivalentes KL/r_z y KL/r_{tf} dónde;

$$\frac{2}{r_{tf}^2} = \frac{1}{r_t^2} + \frac{1}{r_u^2} + \sqrt{\left(\frac{1}{r_t^2} - \frac{1}{r_u^2}\right)^2 + 4\left(\frac{u_o}{r_t r_u r_{ps}}\right)^2} \quad (3.8-1)$$

$$r_t = \sqrt{\frac{C_w + 0.04J(K_t L)^2}{I_{ps}}} \quad (3.8-2)$$

Siendo

C_w : constante de alabeo.

$J = (b_1 + b_2) \cdot \frac{t^3}{3}$: constante de torsión de St. Venant.

K_t : coeficiente de longitud efectiva para la restricción de alabeo.

L : longitud del miembro sin arriostrar.

r_u : Radio de giro alrededor del eje u .

u_o : Distancia entre el centro de corte y el centroide.

$r_{ps} = \sqrt{I_{ps}/A}$: Radio polar de giro alrededor del centro de corte.

$I_{ps} = I_u + I_z + Au_o^2$: Momento polar de inercia con respecto al centro de corte.

I_u : Momento de inercia respecto del eje u .

I_z : Momento de inercia alrededor del eje z .

A : Área de la sección transversal.

3.6 Esfuerzo de tensión de diseño

Teniendo en cuenta el área neta de la sección A_n . El área neta es definida como el área bruta A_g menos la pérdida debido a agujeros u otras aberturas, si existe una cadena de agujeros en línea o en zigzag, el ancho neto del elemento se determina restando del ancho bruto la suma de los diámetros de todos los agujeros de la cadena y sumando para cada espacio entre agujeros la cantidad $s^2/4g$ dónde:

s : Paso (separación longitudinal).

g : Separación transversal (diámetro) entre dos agujeros consecutivos.

En la Figura 3-4 se muestra una representación esquemática del corte de un elemento con las variables geométricas necesarias para la determinación del bloque de cortante.

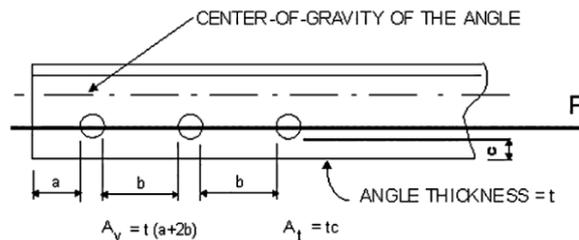


Figura 3-4. Variables geométricas para la determinación del bloque de cortante.

Al calcular el área neta el diámetro de un orificio para pernos que han sido perforados se debe tomar como 1.6 veces el diámetro nominal del orificio.

El esfuerzo de tensión de diseño de un miembro sometido a tensión F_t es:

Para miembros con una carga concéntrica $F_t = F_y$

Para miembros conectados por uno solo de sus lados $F_t = 0.9F_y$

Si el centroide del montante conectado está fuera del centro de gravedad del ángulo, se debe verificar la rotura de la conexión o bloque de cortante siguiendo la siguiente ecuación

$$P = 0.60A_vF_u + A_tF_y \quad (3.10-1)$$

Dónde:

P : Fuerza de tracción de diseño en la conexión.

F_y : Límite elástico mínimo especificado del miembro.

F_u : Resistencia a la tracción mínima especificada del miembro.

A_v : Área neta mínima en corte a lo largo de una línea de fuerza transmitida.

A_t : Área neta mínima en tensión desde el agujero hasta el pie del ángulo perpendicular a la línea de fuerza.

3.7 Esfuerzo cortante de diseño

El esfuerzo cortante promedio de diseño F_v es calculado usando los coeficientes de cortante V_1 y V_2

$$\frac{3V_1}{2b_1t} + \frac{V_2at}{J} \leq 0.58F_y \quad (3.15-4)$$

$$V_2 \left(\frac{3}{2b_2t} + \frac{at}{J} \right) \leq 0.58F_y \quad (3.15-5)$$

Dónde:

V_1 : Componente de V en el cateto b_1 .

V_2 : Componente de V en el cateto b_2 .

a : Distancia del centro de corte a la intersección del plano de carga con el cateto b_1 .

b_1, b_2 : Ancho de la pierna menos $\frac{t}{2}$.

t : Espesor de la pierna.

$J = (b_1 + b_2) \cdot \frac{t^3}{3}$: Constante de torsión de St. Venant.

F_y : Límite elástico.

En la Figura 3-5 se muestra una representación esquemática del esfuerzo cortante en un perfil angular.

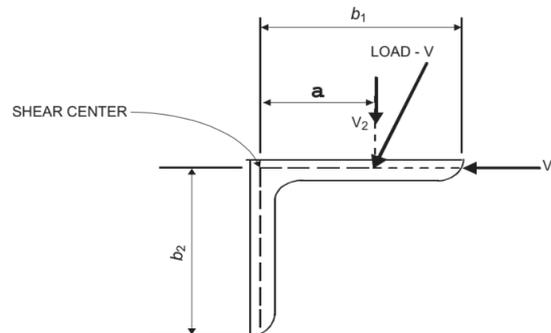


Figura 3-5. Esfuerzo cortante en sección transversal perfil angular.

3.8 Miembros redundantes

Los miembros redundantes se utilizan para proporcionar puntos de arriostamiento intermedios a los miembros primarios para reducir la longitud no arriestrada de estos miembros primarios. Estos miembros deben resistir una carga P_r igual a

$$P_r = (0.015 + 0.008[(L/r - 60)/60])P \quad (3.16-1)$$

$$0.015P \leq P_r \leq 0.025P$$

Dónde:

P : Fuerza de compresión máxima calculada en el miembro primario soportado.

L/r : Relación de esbeltez del miembro primario soportado.

4 INSTRUCCIÓN NORMA EN 50341-1

4.1 Generalidades

La norma EN 50341-1 "Design of overhead transmission lines - General" es una norma europea que se aplica a las estructuras de líneas aéreas de transmisión de energía eléctrica desarrollada por el Comité Técnico CENELEC, Comité Europeo de Normalización que supervisa el proceso de desarrollo de normas técnicas en Europa y particularmente el organismo europeo encargado de la normalización en el campo de la electrotecnia y la electrónica.

Esta norma establece las pautas generales para el diseño de líneas aéreas de transmisión de energía eléctrica. Su objetivo es proporcionar un marco técnico que garantice la seguridad, la confiabilidad y la eficiencia de las líneas de transmisión eléctrica aéreas. Esta norma es amplia y aborda las condiciones generales de diseño de la línea, incluyendo los materiales, la resistencia mecánica las cargas de viento y nieve, factores ambientales, cargas, seguridad y confiabilidad. Cabe aclarar que, al igual que en capítulo anterior de la norma ASCE 1015, las cargas para este trabajo son obtenidas a través del Reglamento español de líneas de alta tensión ITC-LAT 01 a 09.

En lo concerniente a las torres de celosía de acero, especifica que deben cumplirse los requisitos del Eurocódigo ENV 1993-1-1 excepto que se especifique lo contrario. Hay que resaltar que la terminología de esta norma cambia con respecto al reglamento ITC-LAT 01 a 09 y a la norma ASCE 1015. La denominación que reciben los apoyos en esta norma es torres de celosía.

Un glosario con los términos empleados en este capítulo correspondiente a la norma EN 50341-1 puede ser consultado al final del documento en el anexo 2. Las variables allí consignadas se presentan en el orden de aparición en este capítulo.

4.2 Bases de diseño

Como norma general se emplean perfiles angulares y no es necesario considerar efectos sísmicos o la resistencia a la fatiga o al fuego a menos que se especifique lo contrario en el diseño del apoyo.

4.3 Materiales

Se debe cumplir lo dispuesto en el capítulo 3 de la norma EN 1993-1-1: Los materiales utilizados en la fabricación de apoyos para líneas de transmisión deben cumplir con los requisitos del Euro código ENV 1993-1-1: capítulo 3, anexo B y anexo D en preparación. También deben considerarse las Normas EN 10149 y ENV 1090-1: capítulo 5. En general, los materiales para perfiles de acero deberían cumplir con la Norma EN 10025.

A continuación, en la Tabla 4-1 se tabulan los valores nominales del límite elástico F_y y la resistencia a la tracción F_u para acero estructural laminado en caliente y de perfil tubular según la normativa, especificación del acero y espesor del elemento.

Tabla 4-1. Valores nominales del límite elástico f_y y la resistencia a la tracción f_u para acero estructural laminado en caliente y para perfiles tubulares estructurales

Norma y tipo de acero	Espesor nominal del elemento t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

4.4 Durabilidad

En términos de durabilidad, se requiere que los componentes que conforman la torre sean de acero galvanizado con un contenido mínimo de silicio y fósforo descritos en el apartado C1.4. de la norma EN ISO 1461.

4.5 Análisis estructural

4.5.1 Método de análisis

Las fuerzas internas y los momentos en una estructura estáticamente indeterminada deben determinarse usando un análisis global elástico. Las torres de acero de celosía se consideran normalmente como estructuras reticuladas. Si se considera la continuidad de un miembro, las consiguientes tensiones de flexión secundarias generalmente pueden despreciarse. Con el fin de prevenir la inestabilidad local de los elementos, debe garantizarse una rigidez adecuada en los sistemas de triangulación.

4.5.2 Efectos de las deformaciones

Es usual determinar las fuerzas y momentos internos mediante el uso de alguno de los dos métodos que se mencionan a continuación:

- Teoría de primer orden: una en la que se use la geometría inicial de la estructura

- Teoría de segundo orden: tomando en consideración la influencia de la deformación de la estructura.

Para el caso de torres de celosía auto soportadas, es usual emplear la teoría de primer orden para su análisis global.

4.5.3 Análisis elástico global

Independiente de cuál sea el nivel de tensión, el análisis elástico global debe basarse en la hipótesis de que el comportamiento de tensión-deformación del material es lineal. Es válido usar esta hipótesis tanto para un análisis estático de primer orden como para uno de segundo orden.

Se consideran los siguientes tres tipos de elementos:

- montantes y diagonales
- Elementos de arriostamiento
- Elementos secundarios o redundantes

Se puede considerar que los elementos redundantes no están cargados directamente debido a cargas externas, y aseguran la estabilidad local de los elementos que soportan cargas. En un análisis global normalmente pueden despreciarse los elementos redundantes.

Los momentos flectores causados por cargas de viento sobre elementos individuales son generalmente despreciables, pero puede ser necesario considerarlos en el diseño de barras de arriostamiento esbeltas o en los miembros horizontales.

4.6 Esbeltez apropiada

La esbeltez apropiada dependerá del tipo de elemento y de las distintas configuraciones que son comúnmente utilizadas en torres de celosía, ya que cada una requerirá consideraciones diferentes. En la siguiente Tabla 4-2 se muestran los límites para la relación de esbeltez según el tipo de elemento estructural.

Tabla 4-2. Límites para la relación de esbeltez según el tipo de elemento.

Tipo de elemento	Relación de esbeltez límite
Montantes y diagonales principales	$\frac{L}{i} \leq 120$
Elementos de arriostamiento	$\frac{KL}{i} \leq 200$
Elementos secundarios o redundantes	$\frac{KL}{i} \leq 240$

La longitud de pandeo depende del tipo de triangulación utilizada para la estabilización del elemento. Para los elementos simples, es necesario considerar varios casos, como puede verse en la Figura 4-1.

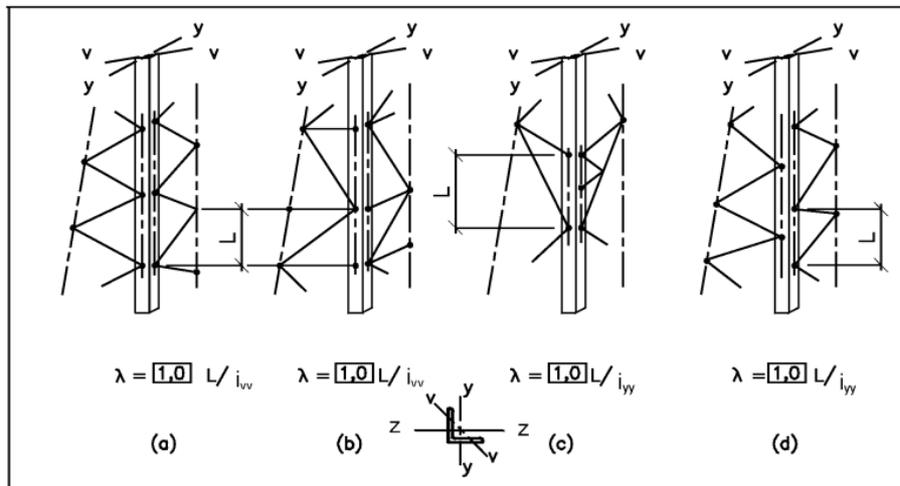


Figura 4-1. Esbeltez apropiada para Montantes con diagonales simétricas y al tresbolillo.

En el caso de un montante con diagonal simétrica como los de la Figura 4-1 (a) y (b):

$$\lambda = 1.0 L / i_{vv}$$

En el caso de un montante con soporte transversal intermedio como el de la Figura 4-1 (c):

$$\lambda = 1.0 L / i_{yy}$$

En el caso de un montante con diagonal escalonada como el de la Figura 4-1 (d):

$$\lambda = 1.0 L / i_{yy}$$

En lo que respecta a las triangulaciones primarias, los tipos habituales pueden verse en la Figura 4-2.

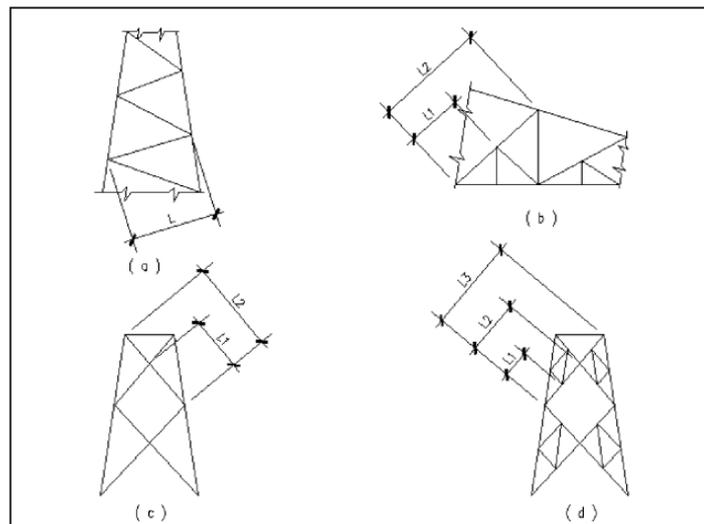


Figura 4-2. Determinación de la longitud en tipos habituales de diagonales.

Para el caso de elementos largos, es recomendable tener en cuenta la fatiga de flexión inducidas por la acción del viento sobre los miembros, así como también la carga axial. La esbeltez de las diagonales depende de las características de las uniones y de las excentricidades, entre otras cosas. El ángulo entre un elemento principal y uno diagonal no debe ser menor de 15°.

4.6.1 Celosía simple

Una celosía simple es normalmente usada cuando las cargas son ligeras y las longitudes relativamente cortas,

como por ejemplo la parte superior de las torres de celosía (ver Figura 4-2 (a)). La esbeltez debe tomarse como:

$$\lambda = \boxed{1,0} L / i_{vv}$$

En el caso de la Figura 4-2 (b) para los ángulos:

$$\lambda = \boxed{1,0} L_1 / i_{vv} \text{ y } \lambda = \boxed{1,0} L_2 / i_{yy}.$$

4.6.2 Celosía cruzada

- i) Considerando que ambos elementos son continuos con el caso de la Figura 4-2 (c) y están unidos con al menos un tornillo, la intersección puede considerarse como un punto fijo en el plano de las celosías. La longitud de pandeo es por lo tanto $\boxed{1,0} \cdot L_1$ y la esbeltez debe tomarse como:

$$\lambda = \boxed{1,0} L_1 / i_{vv}$$

- ii) La limitación del desplazamiento perpendicular al plano de las celosías depende de la relación $|S_d|/|N_d|$, siendo:

S_d : *esfuerzo en el elemento de apoyo (tensión o compresión).*

N_d : *esfuerzo en elemento comprimido.*

Y las siguientes esbelteces adicionales, λ_2 , deben considerarse:

S_d = fuerza de tracción y $|S_d| / |N_d| \geq 2/3$

$$\lambda_2 = \lambda_1 = \boxed{1,0} L_1 / i_{vv} \text{ (sujeción completa)}$$

S_d = fuerza de tracción y $|S_d| / |N_d| < 2/3$

$$\lambda_2 = \boxed{1,0} \frac{L_1}{i_{yy}} \sqrt{2 - 1,5 |S_d|/|N_d|}$$

S_d = fuerza de compresión y $|S_d| < |N_d|$

$$\lambda_2 = \boxed{1,0} \frac{L_1}{i_{yy}} \sqrt{2 + 2 |S_d|/|N_d|} \text{ con } \lambda_2 \leq \frac{L_2}{i_{yy}}$$

4.6.3 Cruce de diagonales con elementos secundarios

- i) Cuando se usan elementos secundarios para estabilizar los montajes como los que pueden verse en la Figura 4-2 (d), entonces se utiliza L_1 como longitud de pandeo respecto al eje de inercia mínima. La esbeltez debe tomar como:

$$\lambda_1 = \boxed{1,0} L_1 / i_{vv}$$

- ii) El pandeo debe comprobarse sobre la longitud L_2 respecto al eje de inercia medio:

$$\lambda_2 = \boxed{1,0} L_2 / i_{yy}$$

Multiplicado por el factor apropiado, dependiendo de $|S_d|/|N_d|$, como se indicó anteriormente en el apartado 1.8.3 (ii).

- iii) La esbeltez de la longitud total de la diagonal L_3 (Figura 4-2 (d)) calculada al respecto al eje

transversal yy no debe exceder de 350.

4.6.4 Cruce discontinuo con un elemento horizontal continuo en la intersección del centro

- i) El elemento horizontal debe ser suficientemente rígido en la dirección transversal, para proporcionar la sujeción suficiente cuando la compresión en un elemento excede la tracción en el otro o ambos elementos estén en compresión. (Ver Figura 4-3 (e)).

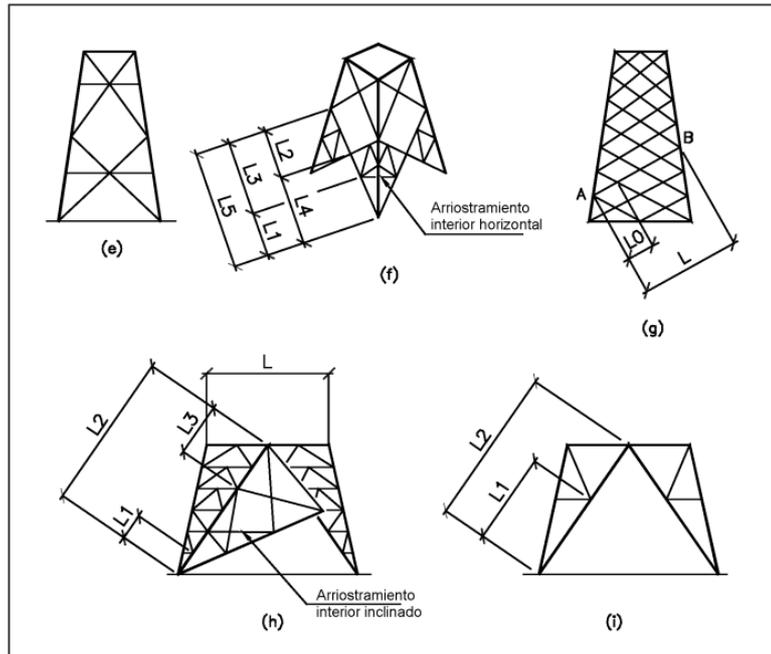


Figura 4-3. Uso del sistema de diagonales secundarias

- ii) Este criterio se satisface asegurando que el elemento horizontal soporta (como un puntal sobre su longitud completa en el eje yy) la suma algebraica de la carga de los dos elementos del cruce proyectada en la dirección horizontal, como se observa en la Figura 4-4.

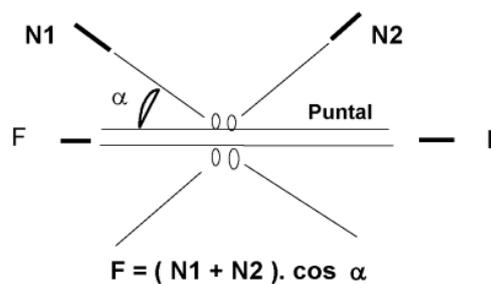


Figura 4-4. Cruce discontinuo de diagonales.

4.6.5 Diagonales de celosía múltiple

- i) Además del cálculo de diseño de diagonales, los elementos del perfil diagonal de una configuración de celosía múltiple conectados en todas las intersecciones deben también controlarse como elementos secundarios sobre una longitud de pandeo de montante a montante con el apropiado radio de giro i_{yy} . Para la estabilidad del panel i_{yy}/i_{yy} debería ser mayor de 1,25 (i_{yy} es el radio de giro sobre el eje paralelo al plano de la celosía) y la esbeltez L/i_{yy} debería ser menor de 350.
- ii) Además, la estabilidad del miembro (AB) debe comprobarse bajo la carga aplicada sobre la longitud crítica de pandeo L_0 para la esbeltez:

$$\lambda = \boxed{1,0} L_0 / i_{vv}$$

4.6.6 Cruce de diagonales con arriostramiento interiores

- i) En algunos tipos de cruce de diagonales se inserta un arriostramiento interior para reducir la longitud de pandeo transversal al plano de la diagonal.
- ii) En este caso deben llevarse a cabo cinco comprobaciones de estabilidad, para determinar si proporcionará una sujeción satisfactoria:
 - Estabilidad del elemento contra la carga máxima sobre la longitud L_1 sobre el eje de la inercia mínima vv .
 - Estabilidad del elemento contra la carga máxima sobre la longitud L_2 sobre el eje transversal yy .
 - Estabilidad de dos elementos diagonales en cruce contra la suma algebraica de las cargas de los cruces de las diagonales sobre la longitud L_3 en el eje transversal yy .
 - Estabilidad de dos elementos (uno en cada una de las dos caras adyacentes) contra la suma algebraica de las cargas en los dos elementos conectados por el arriostramiento interior sobre la longitud L_4 en el eje transversal yy .
 - Estabilidad de cuatro elementos (cada elemento de un cruce de diagonales en dos caras adyacentes) contra la suma algebraica de las cargas en los cuatro elementos sobre la longitud L_5 en el eje transversal yy .

La esbeltez de L_5 sobre el eje transversal yy no debe exceder de 350.

4.6.7 Diagonales en K

- i) La longitud crítica de pandeo es L_1 sobre el eje de la mínima inercia y la esbeltez debería tomarse como:

$$\lambda_1 = \boxed{1,0} L_1 / i_{vv}$$

- ii) El pandeo sobre la longitud L_2 en la dirección perpendicular a la cara sobre el correspondiente eje ortogonal debería también comprobarse si no se ha proporcionado el arriostramiento interior inclinado, de esta manera la esbeltez debería tomarse como:

$$\lambda_2 = \boxed{1,0} L_2 / i_{yy} \text{ o } L_2 / i_{zz}$$

- iii) Cuando se utilice un arriostramiento interior triangulado, entonces la correspondiente longitud entre dichos elementos del arriostramiento L_3 debería utilizarse para comprobar el pandeo transversal a la cara sobre el correspondiente eje ortogonal, en este caso la esbeltez debería tomarse como:

$$\lambda_3 = \boxed{1,0} L_3 / i_{yy} \text{ o } L_3 / i_{zz}$$

4.7 Esbeltez Adimensional

La esbeltez adimensional $\bar{\lambda}$ debería determinarse a partir de la curva de pandeo apropiada. Según el apartado 6.3.1.2 de la Norma EN 1993-1-1:2005 el factor de reducción para el modo de pandeo χ para elementos sometidos a compresión correspondiente a $\bar{\lambda}$, de acuerdo con:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ siendo } \chi \leq 1,0$$

Siendo:

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right];$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \text{ para secciones transversales de Clases 1, 2 y 3;}$$

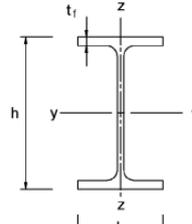
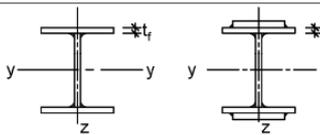
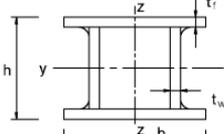
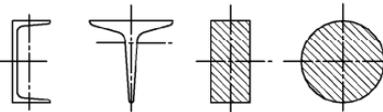
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \text{ para secciones transversales de Clase 4;}$$

α es un coeficiente de imperfección;

N_{cr} es el esfuerzo axil crítico elástico para el modo de pandeo considerado, obtenido con las características de la sección transversal bruta.

El valor del coeficiente de imperfección α para cada una de las curvas de pandeo debería obtenerse de las tablas Tabla 4-3 y Tabla 4-4 que se muestran a continuación.

Tabla 4-3. Elección de la curva de pandeo para cada sección transversal.

Sección transversal	Límites	Pandeo alrededor del eje	Curva de pandeo		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Secciones de perfiles laminados 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b	a ₀ a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y - y z - z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	a a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d	c c
Secciones en I de vigas soldadas 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d	c d	
Secciones huecas 	Acabados en caliente	cualquiera	a	a ₀	
	Conformados en frío	cualquiera	c	c	
Secciones en cajón de vigas soldadas 	En general (excepto el caso del recuadro inferior)	cualquiera	b	b	
	Soldaduras gruesas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	cualquiera	c	c	
Secciones en U o en simple T y secciones macizas 		cualquiera	c	c	
Secciones de perfiles de angulares 		cualquiera	b	b	

Curva de pandeo	a ₀	a	b	c	d
Coefficiente de imperfección α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabla 4-4. Coeficiente de imperfección para las curvas de pandeo.

Para esbelteces $\bar{\lambda} \leq 0,2$ o para relaciones $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ pueden ignorarse los efectos de pandeo, teniéndose que llevar a cabo únicamente las comprobaciones de resistencia de la sección transversal.

Los valores del coeficiente de reducción χ para la esbeltez adimensional apropiada $\bar{\lambda}$ pueden obtenerse de la Figura 4-5 de curvas de pandeo que se presenta a continuación.

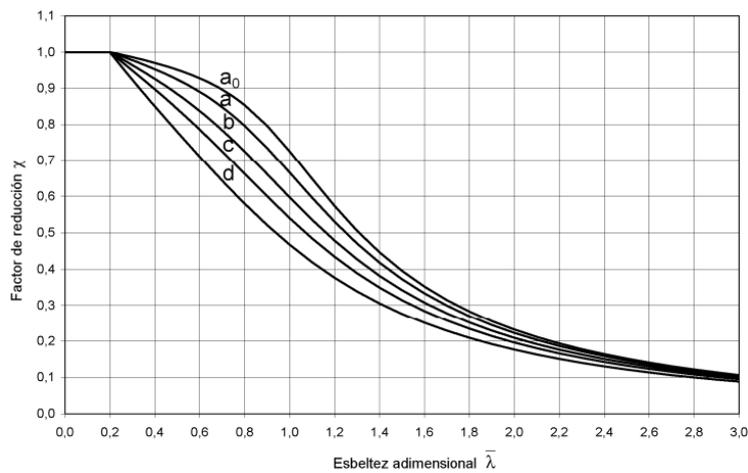


Figura 4-5. Curvas de pandeo.

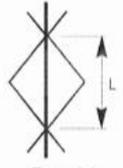
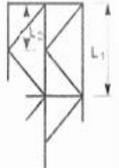
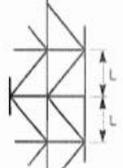
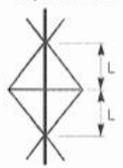
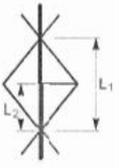
4.8 Esbeltez efectiva

Para el caso de un miembro sometido a compresión axial constante se debe emplear la esbeltez efectiva $\bar{\lambda}_{eff}$ para obtener el factor de reducción χ y el factor Φ .

$$\bar{\lambda}_{eff} = k \bar{\lambda}$$

En donde k es el factor de esbeltez efectivo y debe determinarse según las configuraciones estructurales. Para los Montantes (leg member) k debe obtenerse de la Tabla 4-5.

Tabla 4-5. Factor de esbeltez efectiva, k para Montantes (Leg members)

Symmetrical bracing			Unsymmetrical bracing			
Section	$L^{(1)}$		Section	$L^{(1)}$		
Axis	v - v	y - y	Axis	v - v	y - y	y - y
 <p>Case (a) Primary bracing at both ends</p>	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ but $\geq 0,9$ and $\leq 1,0$	$1,0^{(1)}$	 <p>discontinuous top end with horizontals</p> <p>Case (d) Primary bracing at both ends</p>	$1,2 \left(0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right)$ but $\geq 1,08$ and $\leq 1,2$ on $L_2^{(2)}$	$1,2 \left(0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right)$ but $\geq 1,08$ and $\leq 1,2$ on L_1	$1,0$ on $L_1^{(1)}$
 <p>asymmetric</p>  <p>symmetric</p> <p>Case (b) Primary bracing at one end and secondary bracing at the other</p>	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ but $\geq 0,9$ and $\leq 1,0$	$1,0^{(1)}$	 <p>Case (e) Primary bracing at both ends</p>	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ but $\geq 0,9$ and $\leq 1,0$ on $L_2^{(2)}$	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ but $\geq 0,9$ and $\leq 1,0$ on L_1	$1,0$ on $L_1^{(1)}$
 <p>Case (c) Secondary bracing at both ends</p>	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ but $\geq 0,9$ and $\leq 1,0$	$1,0$				

NOTE 1: A reduction factor may be justified by analysis.
NOTE 2: Only critical if very unequal angle section is used.
NOTE 3: The above values only apply to 90° angles.

En el caso de los miembros de arriostamiento horizontales K sin arriostamiento en planta que tienen compresión en una mitad de su longitud y tracción en la otra, el factor de esbeltez efectiva k para pandeo transversal al marco se debe multiplicarse por el factor k_1 dado en la Tabla 4-6, dependiendo de la relación entre la carga de tracción, N_t , y la carga de compresión N_c .

Tabla 4-6. Modificación del factor k para miembros horizontales sin arriostamiento

Ratio $\frac{N_t}{N_c}$	Modification factor, k_1
0,0	0,73
0,2	0,67
0,4	0,62
0,6	0,57
0,8	0,53
1,0	0,50
A value of 1,0 applies when the ratio $\frac{N_t}{N_c}$ is negative (i.e. when both members are in compression).	

4.8.1 Sección transversal bruta

Las áreas de las secciones deben calcularse de acuerdo al apartado 6.2.2.1 de la Norma EN 1993-1-1:2005. Este apartado se refiere a la sección transversal bruta

las propiedades de la sección transversal bruta deberían determinarse utilizando las dimensiones nominales. No es necesario deducir los agujeros para los elementos de unión, pero sí deberían considerarse otros agujeros o aberturas mayores ejecutados con otro fin. No deberían incluirse los elementos de empalme.

Por su parte, las áreas efectivas de las secciones deben calcularse según lo dispuesto en el apartado 6.2.2.2 de la Norma EN 1993-1-1:2005. Este apartado hace referencia al área neta.

4.8.2 Sección transversal neta

El área neta de la sección transversal se obtiene a partir del área bruta descontando las áreas correspondientes a todos los agujeros y otras aberturas. Para calcular las propiedades de la sección neta, la deducción por un agujero debería ser el área bruta de este en el plano de su eje. En el caso de agujeros avellanados, deberá considerarse la porción avellanada. Se pueden presentar los siguientes casos:

- Siempre que los agujeros de los elementos de unión no estén dispuestos al tresbolillos, el área total a deducir para los agujeros debería ser la suma máxima de áreas de las secciones de los agujeros en cualquier sección transversal perpendicular al eje del elemento.

Nota: la suma máxima denota la posición de la línea crítica de rotura.

En la Figura 4-6 se muestra una representación esquemática de la disposición de agujeros al tresbolillo.

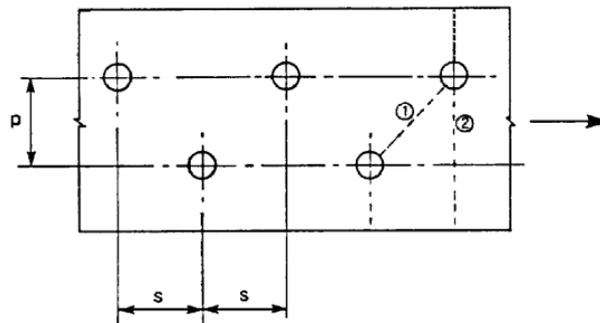


Figura 4-6. Disposición de agujeros al tresbolillo y líneas críticas de rotura 1 y 2.

- Cuando los agujeros de los elementos de unión están dispuestos al tresbolillos, el área total a deducir debería ser la mayor entre la deducción para agujeros no dispuestos al tresbolillos del apartado anterior y la obtenida de la siguiente ecuación

$$b) \quad t \left(nd_0 - \sum \frac{s^2}{4p} \right)$$

Dónde:

- s es el paso del tresbolillo, la distancia entre centros de dos agujeros consecutivos en la línea en zig-zag, medida paralelamente al eje del elemento;
- p es la distancia entre centros de los mismos agujeros consecutivos, medida perpendicularmente al eje del elemento;
- t es el espesor;
- n es el número de agujeros existentes en cualquier diagonal o línea en zig-zag a través del elemento o parte del mismo, véase la figura 6.1.
- d_0 es el diámetro del agujero

En un angular con agujeros en más de un plano, la distancia p debe medirse a lo largo de la línea media del espesor del material como muestra la siguiente Figura 4-7.

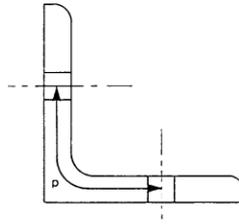


Figura 4-7. Sección transversal de elemento angular con agujeros en ambos lados

4.9 Estados límite últimos

Las estructuras de acero y todos sus componentes deben dimensionarse de forma que satisfagan los requisitos básicos para el estado límite último. Los factores parciales del material γ_M , tal como se definen en el apartado 3.6.3 de la norma UNE EN 50241-1:2017 aplicarían a varios valores característicos de resistencia, a saber:

γ_{M0} : resistencia de las secciones de fluencia independientemente de la clase.

γ_{M1} : resistencia de los elementos a pandeo.

γ_{M2} : resistencia de las secciones en tensión a fractura.

Para el caso particular de las torres de celosía, se recomiendan los siguientes valores:

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

4.10 Resistencia de las secciones

La norma EN 1993-1-1:2005 define cuatro clases de secciones transversales, esto con el propósito de identificar en qué medida su resistencia y su capacidad de rotación se ven limitadas por la formación y el desarrollo de fenómenos de abolladura en las placas sometidas a compresión. Estas clases son:

- Clase 1: son, según la norma “aquellas que pueden desarrollar rótulas plásticas, con la capacidad de rotación requerida para un análisis global plástico” y en las que no se presenta una reducción de resistencia de la sección.
- Clase 2: son aquellas que, aunque a causa de fenómenos de inestabilidad local como lo puede ser una abolladura, tienen una capacidad de rotación limitada, pueden alcanzar su momento resistente plástico.
- Clase 3: son aquellas en las que la tensión calculada en la fibra que se encuentra más solicitada a compresión “puede alcanzar el límite de elasticidad del acero, pero en las que el desarrollo de fenómenos de inestabilidad local es susceptible de impedir el desarrollo del momento resistente plástico de la sección”.
- Clase 4: son aquellas en las que la abolladura local se produce antes de alcanzarse el límite de elasticidad en una o varias zonas comprimidas de chapa de la sección transversal.

En las secciones de clase 4 pueden utilizarse anchuras eficaces para considerar adecuadamente las reducciones de resistencia derivadas de los efectos de inestabilidad local, según se contempla en el apartado 5.2.2 de la Norma Europea EN 1993-1-5.

La clasificación de una sección transversal depende de la relación anchura/espesor de sus elementos comprimidos. La clase de una sección transversal se define por la clase más elevada (la menos favorable) de sus diferentes partes comprimidas. Los angulares están considerados como de clase 3 o 4 según el apartado 5.5 de la norma EN 1993-1-1 2005.

4.11 Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión debe calcularse con base en lo dispuesto en el apartado 6.2.4 de la Norma EN 1993-1-1:2005 en donde se hace referencia al esfuerzo axial de compresión N_{Ed} . El valor calculado del esfuerzo debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.9)$$

La resistencia de cálculo de la sección transversal $N_{c,Rd}$ sometida a un esfuerzo axial de compresión debe determinarse, según la clase de la sección transversal, como se muestra a continuación:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secciones transversales de Clases 1, 2 ó 3} \quad (6.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secciones transversales de Clase 4} \quad (6.11)$$

Los agujeros para elementos de unión no deben ser considerados en los elementos comprimidos siempre que estén ocupados por elementos de unión excepto los agujeros sobredimensionados o alargados.

4.12 Resistencia a la tracción

La resistencia a la tracción debe calcularse de acuerdo a la fórmula (6.7) del apartado 6.2.3 de la Norma EN 1993-1-1:2005 en donde se expone lo relacionado con el esfuerzo axial de tracción N_{Ed} . Según la norma, se debe cumplir:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.5)$$

El valor del esfuerzo axial de tracción $N_{t,Rd}$ es sustituido por la resistencia última de cálculo de la sección transversal neta $N_{u,Rd}$ de la ecuación (6.7). Esta ecuación considera los agujeros para los elementos de unión, y está dada por:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.7)$$

En cuanto a la comprobación de la resistencia de la sección transversal, se debe tener en cuenta que, para un miembro que se encuentre a tracción, el valor de diseño de la fuerza de compresión $N_{Ed} = N_{sd}$ en cada sección transversal debe satisfacer una serie de ecuaciones según el tipo de conexión y tamaño de tornillos de la unión.

Para el caso particular de dos alas conectadas:

$$N_{sd} \leq 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{M2}$$

Para el caso de un ala conectada la expresión de N_{Ed} queda como sigue:

$$N_{sd} \leq A_{eff} f_y / \gamma_{M1}$$

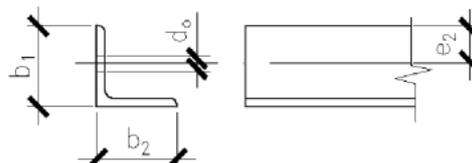


Figura 4-8. Variables geométricas para elemento angular con un ala conectada.

Para el caso en que haya un solo tornillo:

$$N_{sd} = (b_1 - d_0) t f_u / \gamma_{M2}$$

En el caso en que sean dos o más tornillos:

$$N_{sd} = \left(b_1 - d_0 + \frac{b_2}{2} \right) t f_u / \gamma_{M2}$$

4.13 Resistencia a los momentos flectores

La resistencia a los momentos flectores debe calcularse con base en lo establecido en el apartado 6.2.5 de la Norma EN 1993-1-1:2005. El valor calculado del momento flector M_{Ed} en cada sección transversal, debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.12)$$

En donde $M_{c,Rd}$ se determina considerando los agujeros para los elementos de unión.

La resistencia de cálculo a flexión alrededor de un eje principal de una sección transversal, se determina según la clase de esta, de la siguiente manera:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secciones transversales de Clases 1 ó 2} \quad (6.13)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secciones transversales de Clase 3} \quad (6.14)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secciones transversales de Clase 4} \quad (6.15)$$

En donde $W_{el,min}$ y $W_{eff,min}$ son los módulos resistentes correspondientes a la fibra con máxima tensión elástica.

Los agujeros para los elementos de unión en un ala sometida a tracción pueden ignorarse siempre y cuando para dicha ala se cumpla lo siguiente:

$$\frac{A_{f,net} 0,9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.16)$$

Siendo A_f el área del ala traccionada.

Los agujeros para los elementos de unión en la zona bajo tracción del alma no necesitan ser considerados siempre que se cumpla la limitación de la ecuación 6.16. en toda la zona traccionada de la sección, incluyendo el ala traccionada y la zona traccionada del alma

Los agujeros para los elementos de unión en la zona comprimida de la sección transversal no deben ser considerados siempre que los agujeros estén ocupados por los elementos de unión.

4.14 Resistencia a pandeo de los elementos a compresión

La resistencia de cálculo al pandeo de un elemento comprimido en una torre de celosía o mástil debería determinarse según su clase, de acuerdo a lo dispuesto en la Norma EN 1993-1-1:2005 como:

Para secciones transversales de clases 1, 2 y 3:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Para secciones transversales de clase 4:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$$

Para la compresión axial constante en miembros de sección transversal constante, el factor de reducción χ y el factor Φ a determinar deben obtenerse con la relación de esbeltez efectiva $\bar{\lambda}_{eff}$ en lugar de $\bar{\lambda}$.

$$\bar{\lambda}_{eff} = k \bar{\lambda}$$

Para miembros de un solo ángulo que no están conectados rígidamente en ambos extremos (al menos con dos pernos, si están atornillados), la resistencia de cálculo al pandeo definida en 1.7.1 (i) debería reducirse mediante un factor de reducción η .

Se recomienda lo siguiente:

Para miembros de ángulo único conectados por un perno en cada extremo:

$$\eta = 0,8$$

Para miembros de un solo ángulo conectados por un perno en un extremo y conectados en forma continua o rígida en el otro extremo:

$$\eta = 0,9$$

4.15 Resistencia de las uniones

Las uniones atornilladas en torres de celosía deben diseñarse conforme al procedimiento establecido para la comprobación de la resistencia al pandeo de los elementos. Para miembros sometidos a compresión. En lo que respecta al pandeo por flexión, para los miembros sometidos a compresión axial, se debe cumplir:

$$\frac{N_d}{N_{R,d}} \leq 1$$

Donde N_d es la fuerza de compresión y $N_{R,d}$ es la resistencia de pandeo. Este último término se define como sigue:

$$N_{R,d} = \chi A_{eff} f_y / \gamma_{M1}$$

El factor de reducción χ está definido en el apartado 1.7.1 y depende de la esbeltez λ el módulo de elasticidad, el esfuerzo de fluencia y la curva de pandeo del material. Siendo:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E} \frac{A_{\text{eff}}}{A}}$$

La curva de pandeo apropiada para ser usada debe ser la definida en el apartado 5.5.1 del Eurocódigo ENV 1993-1-1 con un factor de imperfección $\alpha = 0,49$.

4.16 Estados límite de servicio

A menos que las especificaciones del proyecto lo establezca, normalmente no es necesario tener en cuenta deformaciones o vibraciones en las torres de celosía. Los límites de servicio deben ser establecidos conforme lo establecido en el capítulo 5 sobre las distancias de aislamiento eléctricas exigidas y están relacionados con la geometría de la torre.

5 DEFINICIÓN DEL MODELO EN TOWER

Tower emplea un modelo matemático compuesto por nudos interconectados por elementos. Tower utiliza conceptos del análisis por elementos finitos para determinar las fuerzas axiales y esfuerzos en cada componente del apoyo bajo diversos casos de carga, estas fuerzas son comparadas con los valores admisibles.

Deberán existir suficientes nudos y elementos para formar una red triangulada tridimensional estable que pueda soportar las cargas desde sus nudos de aplicación hasta los nudos de la fundación para lo cual existen diferentes tipos de elementos:

- Elementos tipo cercha: empleados para modelar miembros capaces de soportar tanto tracción como compresión
- Elementos tipo viga: empleados para modelar miembros como forma de tratar nudos coplanares inestables o mecanismos contribuyendo a la rigidez en estos nudos. Al usar estos elementos no debe existir momentos flectores significativos por lo que estos no son calculados.

Para definir un elemento hace falta establecer el tipo de elemento según el apartado anterior, y el tipo de grupo que puede ser Leg (Montante o pata del apoyo), Other (Diagonales), Redundant (Estos elementos son diseñados dimensionandolos para poseer una relación de esbeltez mínima y ser capaz de soportar una fracción (1-3%) de la carga a compresión del elemento que está arriostrando), Crossing diagonal (Diagonales cruzadas). Para el modelado del apoyo en Tower se tiene en cuenta la clasificación de elementos de la tabla siguiente Tabla 5-1.

Tabla 5-1. Clasificación de elementos para el modelado del apoyo en Tower

Tipo de elemento	Tipo grupo	Denominación
Beam	Leg	Montantes
Truss	Other	Diagonales
Truss	Redundant	Elementos redundantes
Beam	Redundant	Elementos redundantes
Truss	Crossing Diagonal	Diagonales cruzadas

Como se ha visto anteriormente, existen 2 clasificaciones para los elementos que conforman el apoyo, estos son: tipo de elementos y tipo de grupos. En la Figura 5-1 se muestra el modelo en TOWER, a la izquierda el esquema del apoyo con su clasificación por tipo de elementos y a la derecha por tipos de grupos.

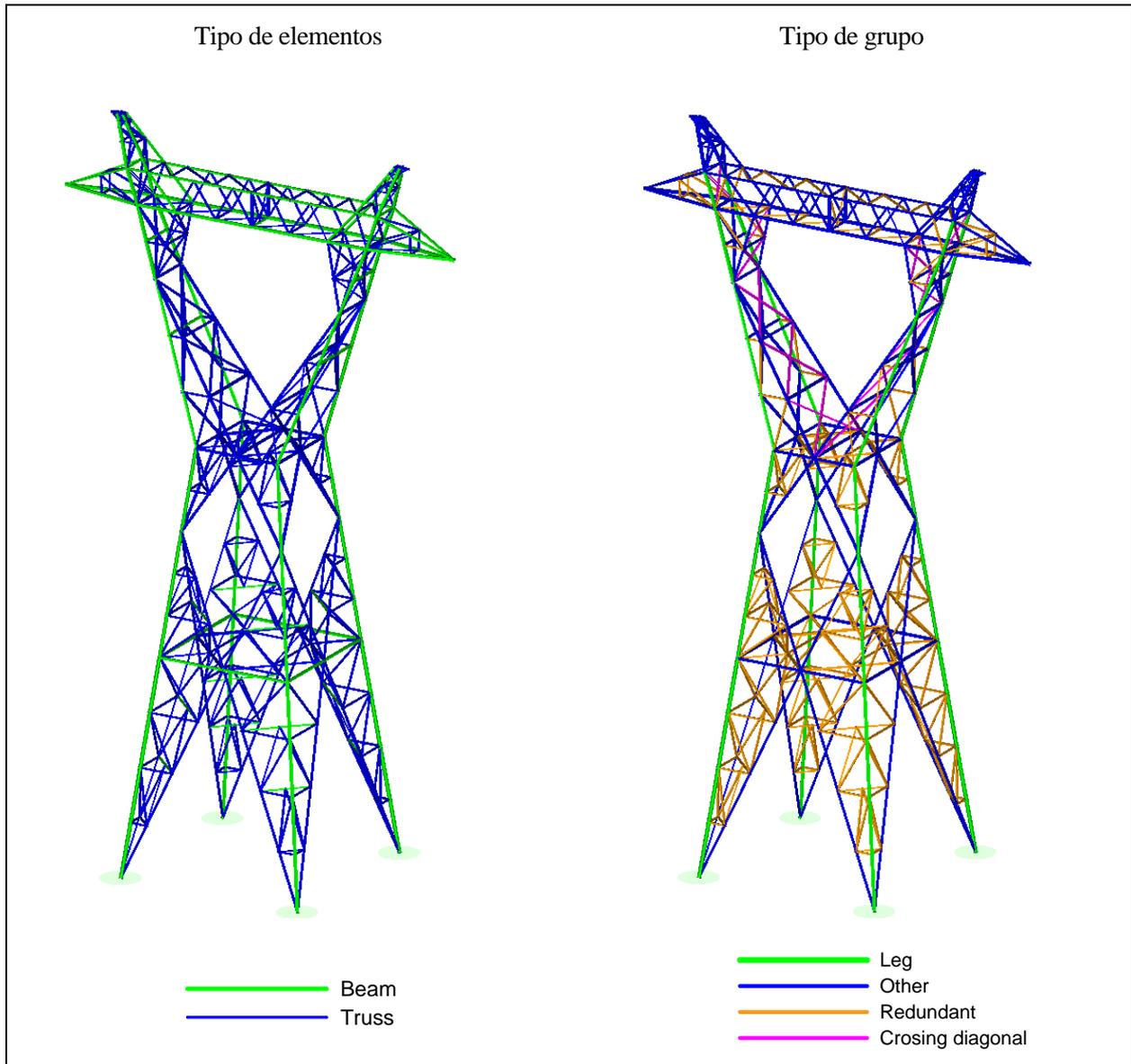


Figura 5-1. Clasificación de barras según tipo de elementos o tipo de grupos en TOWER

Adicional a esta clasificación, se establecen los niveles de barras (NB) que sirven para agrupar los elementos que conforman la estructura. Los resultados se presentan en función de estos niveles de barras, a continuación, se presenta una primera definición de los niveles de barras para modelar la estructura del apoyo, esta definición incluye el perfil, calidad del material, tipo de elemento y tipo de grupo. El termino nivel de barras se usa de modo continuo para referirse a esta agrupación de barras que comparten las características definidas en la Tabla 5-2.

Tabla 5-2. Definición de los niveles de barras

NIVEL DE BARRAS	PERFIL		MATERIAL	TIPO DE ELEMENTO	TIPO DE GRUPO
NB 1	LPN	90x9	S-355-JO	Beam	Leg
NB 2	LPN	80x8	S-355-JO	Beam	Leg
NB 2b	LPN	70x7	S-355-JO	Beam	Leg
NB 3	LPN	70x7	S-355-JO	Truss	Other
NB 3b	LPN	70x7	S-355-JO	Beam	Other
NB 4	LPN	60x6	S-275-JR	Truss	Other
NB 5	LPN	60x6	S-275-JR	Beam	Other

NB 6	LPN	50x5	S-275-JR	Truss	Other
NB 7	LPN	45x5	S-275-JR	Truss	Redundant
NB 7b	LPN	45x5	S-275-JR	Truss	Other
NB 8	LPN	70x7	S-355-JO	Beam	Other
NB 8b	LPN	50x5	S-275-JR	Beam	Other
NB 10	LPN	50x5	S-275-JR	Truss	Other
NB 11	LPN	45x5	S-275-JR	Beam	Redundant
NB 12	LPN	50x5	S-275-JR	Truss	Crossing Diagonal
NB 13	LPN	45x5	S-275-JR	Truss	Crossing Diagonal
NB 14	LPN	60x4	S-275-JR	Truss	Redundant

La calidad del acero para los perfiles está en función del tamaño del perfil, para perfiles menores a L70x70x7 se utiliza un acero S235 JR, mientras que para perfiles mayores o iguales a L70x70x7 se utiliza acero S355J2.

5.1 Consideraciones especiales para diagonales cruzadas

En la configuración de dos diagonales cruzadas la capacidad de compresión del miembro más comprimido depende de la fuerza del otro miembro. Bajo este principio se pueden considerar 3 escenarios: en el primer caso la diagonal B-C está sometida bajo una fuerza de tracción suficiente para soportar al miembro A-D que se encuentra a compresión, en tal caso la longitud de pandeo de la barra A-D sería cercana al $0.5L$. En el caso en el que la diagonal B-C está sometida a una escasa fuerza de tracción y no haya soporte suficiente para la barra A-D se espera una longitud de pandeo entre $0.5L$ y L . Por último, el caso en el que ambas barras se encuentren sometidas a cargas de compresión y pandean simultáneamente, aquí la longitud de pandeo sería cercana a L , la suma de las fuerzas de compresión es soportada por la combinación de la resistencia a compresión de ambos miembros. En la Figura 5-2 se muestra una representación esquemática de los casos anteriormente expuestos.

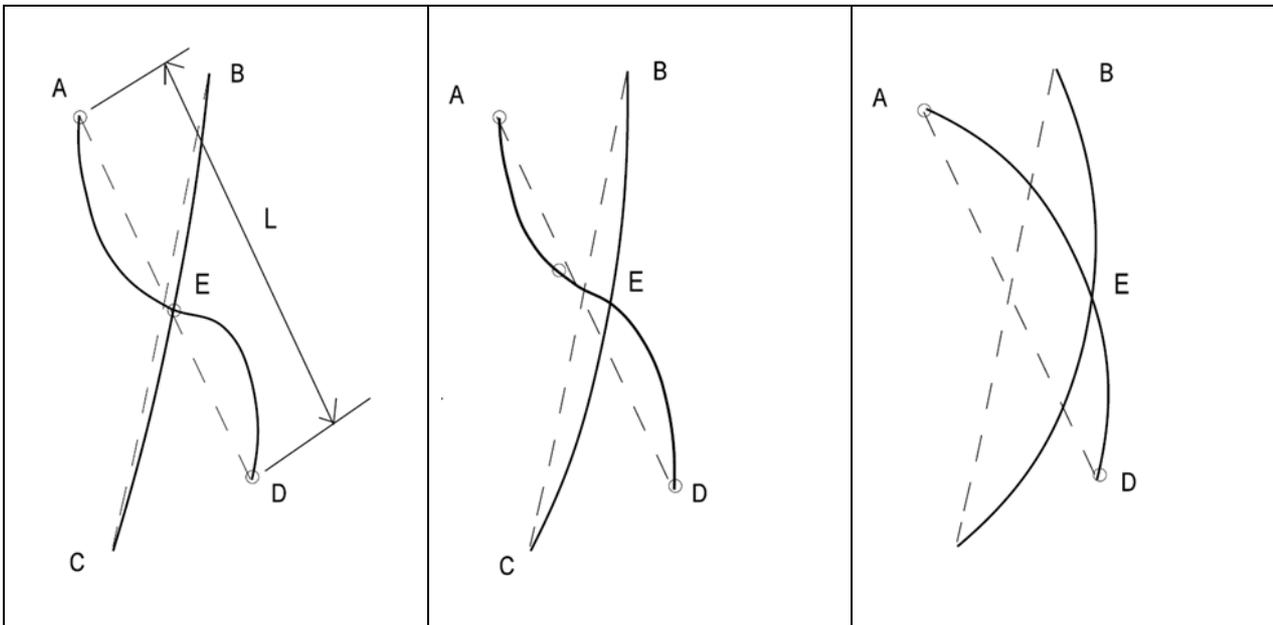


Figura 5-2. Diagonales cruzadas

5.2 Capacidades de los elementos

Para cada caso de carga, la capacidad de un miembro depende de si el ángulo está sometido a tracción o a compresión. Dicha capacidad se expresa en términos porcentuales y corresponde al parámetro porcentaje de uso, a continuación; se muestra la expresión general para su determinación.

$$CAPACIDAD (\% \text{ de uso}) = \frac{\text{Fuerza en el ángulo}}{(\text{Capacidad}) \cdot S.F.}$$

La anterior expresión muestra la proporcionalidad que existe entre la fuerza, ya sea de compresión o de tracción, y el factor de resistencia para apoyos de acero. Este último es un factor aplicado por **TOWER** para un caso de carga en particular, a todos los miembros angulares.

En el supuesto de que el ángulo está sometido a compresión, la capacidad está dada por el menor de los tres valores obtenidos para las siguientes tres capacidades.

C_{cap} : capacidad a la compresión basada en L/r .

S_{cap} : capacidad a cortante de la conexión.

B_{cap} : capacidad de aplastamiento de la conexión.

Para el caso en que el ángulo esté sometido a tracción, la capacidad tomará entonces el menor de los valores obtenidos entre las siguientes cuatro capacidades, a saber:

N_{cap} : capacidad a la tracción basada en la sección neta.

S_{cap} : capacidad a cortante de la conexión.

B_{cap} : capacidad de aplastamiento de la conexión.

R_{cap} : capacidad de rotura de la conexión.

5.3 Análisis lineal

La manera de comprobar la estabilidad de la estructura es a través de un primer análisis de tipo lineal que permita reconocer que ninguno de los nudos presenta una deformación superior al promedio de deformaciones del resto de nudos, de esta manera, se garantiza que la estructura no va a trabajar como un mecanismo y que no se presentan movimientos solidarios entre las barras de los encuadramientos o barras redundantes.

Las cargas a considerar sobre los apoyos son cargas longitudinales (L) que van en el sentido de tendido de la línea que corresponde al eje X, cargas transversales (T) perpendiculares al sentido de la línea y que corresponden con el eje Y, y cargas verticales que corresponden con el eje Z del sistema global de coordenadas. Al introducir las cargas aplicadas en el modelo, se observa que el modelo está definido totalmente y no presenta inestabilidades. En la Figura 5-3 se muestra una representación esquemática de la estabilidad del modelo.

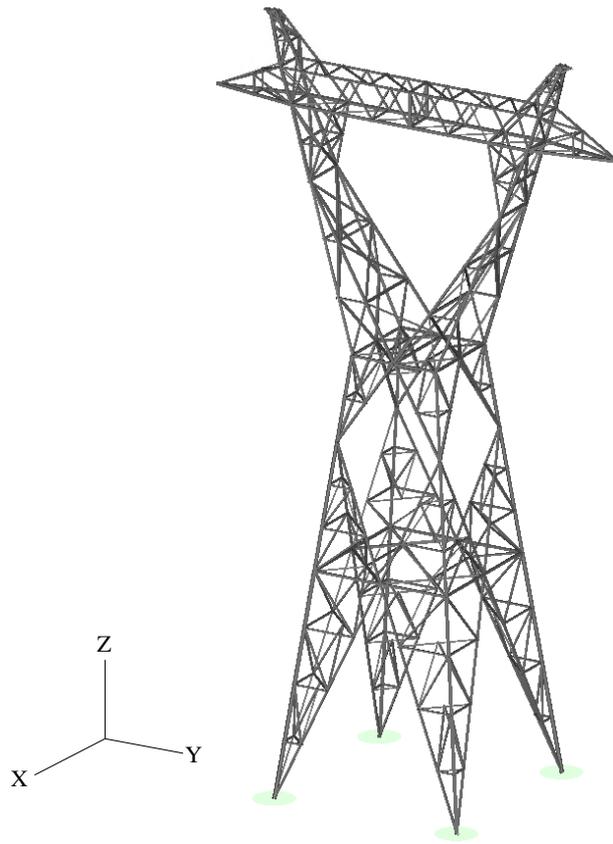


Figura 5-3. Estabilidad del modelo

6 RESULTADOS

En el presente capítulo se discuten los resultados obtenidos con base en las especificaciones dadas por las normas ASCE 1050 y EN50341-1. Si bien los cálculos se realizaron barra por barra, en este apartado se presentan los resultados agrupados por niveles. La denominación niveles de barras (NB) al que hace referencia el apartado anterior es utilizado en este capítulo para presentar un resumen de los resultados.

Cabe aclarar que, las normas ASCE 1050 y EN50341-1 tienen nomenclaturas diferentes. Con el fin de realizar una comparativa, las variables de interés para el análisis de resultados se han nombrado según la nomenclatura propia del programa TOWER el cual unifica la nomenclatura de las variables a comprobar. De este modo,

las verificaciones concernientes a la resistencia a pandeo de elementos sometidos a compresión quedan consignadas en el parámetro denominado C_{cap} . Las verificaciones de diseño para esfuerzo axial de tracción se representan a través de la variable N_{cap} . Las comprobaciones para el esfuerzo cortante de diseño figuran en S_{cap} .

El término R_{cap} es usado por el software TOWER como un término general para englobar las diversas maneras en las cuales una conexión puede fallar, bajo la tracción de un miembro (excluyendo la falla de la sección neta), o si sucede el caso de que las distancias sean insuficientes a los extremos, bordes o de separación de los agujeros de bulones. Las fallas por ruptura pueden ser un desgarramiento longitudinal en cuña en el extremo del miembro, fisuras entre los agujeros y el borde de un miembro, bloque de cortante, insuficiente resistencia al aplastamiento de los bulones, etc. Cada verificación de código que requiere, de alguna manera, del conocimiento de la geometría real de los agujeros de los bulones (distancias entre los agujeros y bordes del miembro) ha sido clasificada, en TOWER, como una Verificación de Ruptura.

Por último, para la capacidad de aplastamiento de la conexión B_{cap} la norma EN50341-1 no parece proveer una ecuación que sea aplicable cuando se cumplen las distancias mínimas al extremo, al borde y de separación. Lo anterior se interpreta como una omisión, puesto que todas las demás especificaciones proveen una ecuación así. Por lo tanto, coherentemente con todas las otras especificaciones mundiales, y para poder reportar una capacidad al aplastamiento en la correspondiente columna de datos de salida de TOWER, el programa utiliza la siguiente ecuación

$$F_b = 1,5F_u$$

La capacidad al aplastamiento basada en esta ecuación puede ser reducida, basada en las distancias a los extremos, borde y de separación de los agujeros de los bulones. Cuando la capacidad al aplastamiento es afectada por estas distancias, es llamada capacidad de ruptura.

6.1 Diseño según norma ASCE1015

En primer lugar, se presentan los resultados gráficos para cada hipótesis o combinación de cargas, por lo tanto se presenta una gráfica para la primera, tercera y cuarta hipótesis. Es importante mencionar que la segunda hipótesis, que considera cargas de nieve, no es tenida en cuenta para la zona A (hasta 500 msnm) en la que se encuentra la torre y por lo tanto no ha sido incluida en las hipótesis de carga.

En estos primeros resultados se presenta el máximo porcentaje de uso de los elementos que confirman el modelo frente al estado límite último para cada hipótesis. La escala de colores corresponde a la siguiente Tabla 6-1.

Tabla 6-1. Escala de colores

COLOR	Porcentaje uso
	<=25%
	25%-50%
	50%-75%
	75%-100%
	>100%

El porcentaje de uso de las barras bajo las cargas de la primera hipótesis se muestra de forma gráfica en la Figura 6-1, este es el porcentaje de aprovechamiento máximo de las barras frente al estado límite último.

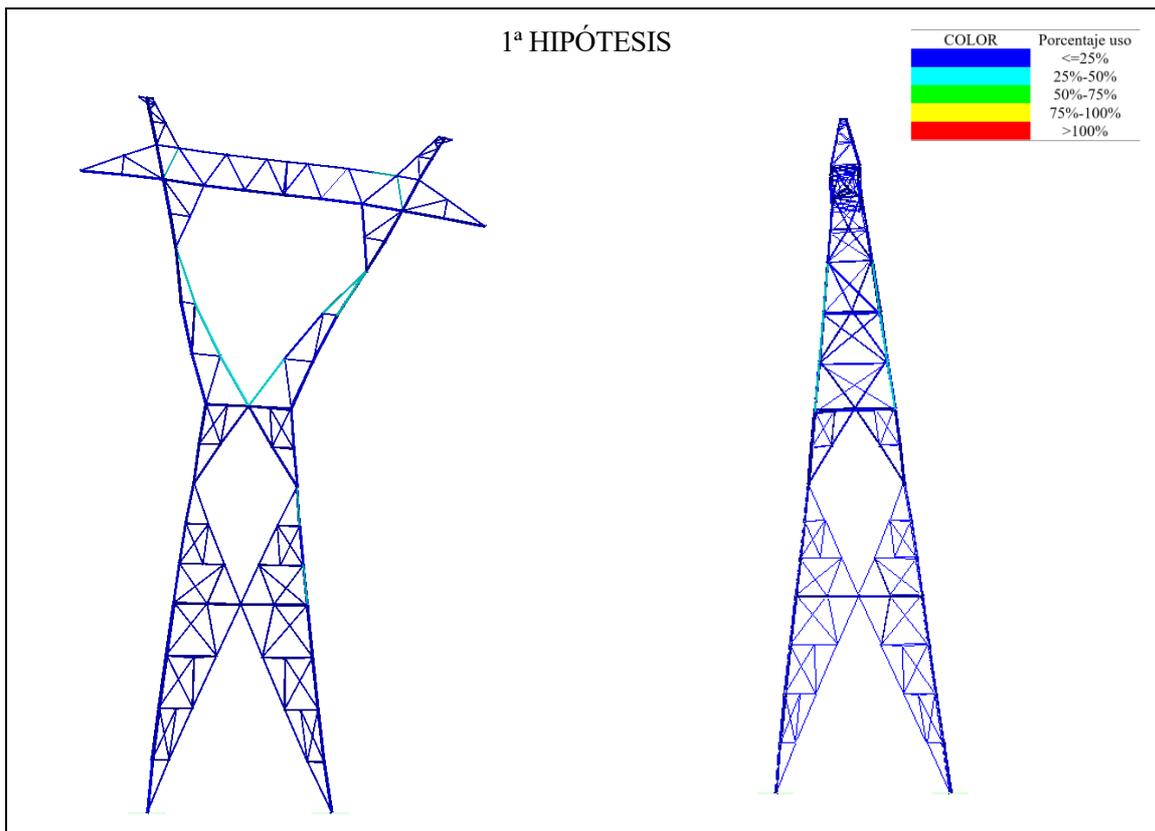


Figura 6-1. Porcentaje de uso de las barras frente al ELU y representación deformada de la estructura bajo las cargas de la primera hipótesis.

Los valores máximos de desplazamiento obtenidos para la primera hipótesis de carga y los nodos en los que ocurren, se presentan a continuación.

Tabla 6-2 Desplazamientos máximos de la estructura bajo las cargas de la primera hipótesis

	Desplazamiento		
	X	Y	Z
Valor [mm]	0.005895	0.0347	0.0995
Nodo	41P	38X	23Y

El nodo 41P donde se presenta el máximo desplazamiento para el eje X corresponde con uno de los puntos donde se sitúan las cargas.

El máximo porcentaje de uso de las barras frente al estado límite último bajo las cargas de la tercera hipótesis se muestra de forma gráfica en la Figura 6-2.

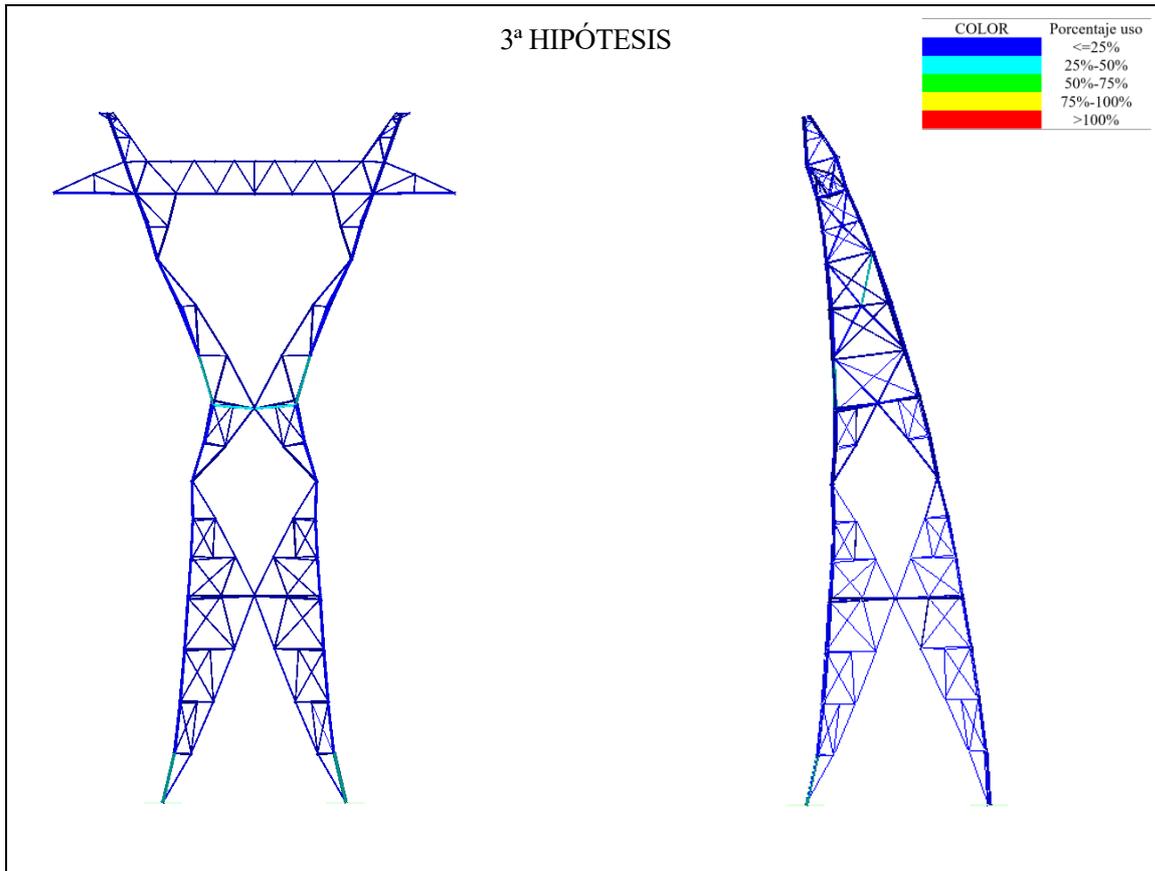


Figura 6-2. Porcentaje de uso de las barras frente al ELU y representación deformada de la estructura bajo las cargas de la tercera hipótesis

Los valores máximos de desplazamiento obtenidos para la tercera hipótesis de carga y los nodos en los que ocurren, se presentan a continuación.

Tabla 6-3. Desplazamientos máximos de la estructura bajo las cargas de la tercera hipótesis

	Desplazamiento		
	X	Y	Z
Valor [mm]	0.02535	0.1	0.0477
Nodo	41X	38X	C4XY

Al igual que para la primera hipótesis el nodo 41X, donde se presenta el máximo desplazamiento para el eje X, corresponde con uno de los puntos donde se sitúan las cargas.

El máximo porcentaje de uso de las barras frente al estado límite último bajo las cargas de la cuarta hipótesis se muestra de forma gráfica en la Figura 6-3.

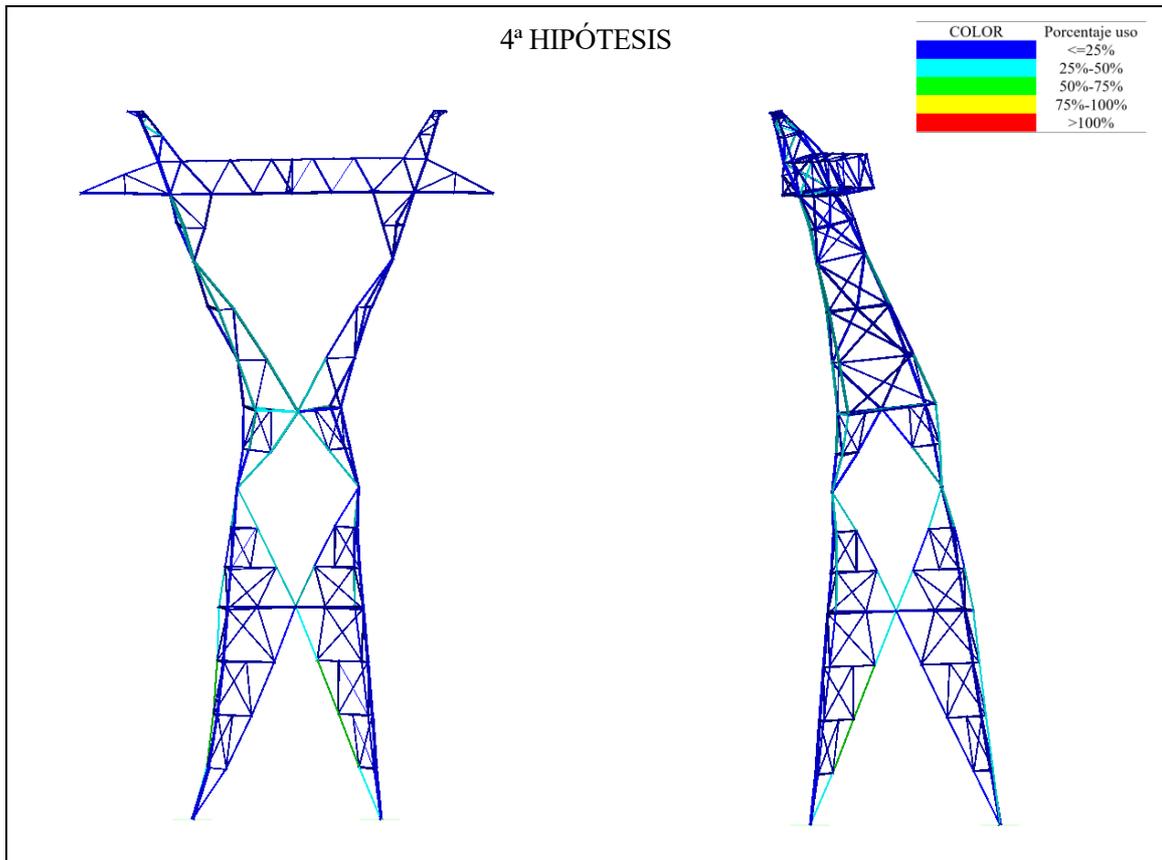


Figura 6-3. Porcentaje de uso de las barras frente al ELU y representación deformada de la estructura bajo las cargas de la cuarta hipótesis

Los valores máximos de desplazamiento obtenidos para la cuarta hipótesis de carga y los nodos en los que ocurren, se presentan a continuación.

Tabla 6-4 Desplazamientos máximos de la estructura bajo las cargas de la cuarta hipótesis

	Desplazamiento		
	X	Y	Z
Valor [mm]	0.0851	0.1	0.0996
Nodo	41X	40Y	23Y
Caso de carga	Rotura del hilo de tierra	Rotura del conductor	Rotura del conductor

Al igual que en las hipótesis anteriores el nodo 41X, donde se presenta el máximo desplazamiento para el eje X, corresponde con uno de los puntos donde se sitúan las cargas.

El programa TOWER presenta los resultados por niveles de barras (NB), a continuación, se presenta una Tabla 6-5 con el resumen de estos niveles y su definición según el perfil, material, tipo de elemento y tipo de grupo. Además, las dos últimas columnas hacen referencia al máximo porcentaje de uso de dicho grupo de barras y si este uso corresponde a compresión (Comp) o tracción (Tens).

Tabla 6-5. Resultados por niveles de barras

NIVEL	PERFIL	MATERIAL	TIPO DE ELEMENTO	TIPO DE GRUPO	MAX %USO	USO	
NB 1	LPN	90x9	S-355-JO	Beam	Leg	25.62	Comp
NB 2	LPN	80x8	S-355-JO	Beam	Leg	28.38	Comp
NB 2b	LPN	70x7	S-355-JO	Beam	Leg	29.14	Comp
NB 3	LPN	70x7	S-355-JO	Truss	Other	12.11	Tens
NB 3b	LPN	70x7	S-355-JO	Beam	Other	21.19	Tens
NB 4	LPN	60x6	S-275-JR	Truss	Other	46.84	Comp
NB 5	LPN	60x6	S-275-JR	Beam	Other	3.01	Comp
NB 6	LPN	50x5	S-275-JR	Truss	Other	54.24	Comp
NB 7	LPN	45x5	S-275-JR	Truss	Redundant	37.35	Comp
NB 7b	LPN	45x5	S-275-JR	Truss	Other	57.18	Comp
NB 8	LPN	70x7	S-355-JO	Beam	Other	37.09	Comp
NB 8b	LPN	50x5	S-275-JR	Beam	Other	28.02	Tens
NB 10	LPN	50x5	S-275-JR	Truss	Other	17.03	Comp
NB 11	LPN	45x5	S-275-JR	Beam	Redundant	5.71	Tens
NB 12	LPN	50x5	S-275-JR	Truss	Crossing Diagonal	23.31	Tens
NB 13	LPN	45x5	S-275-JR	Truss	Crossing Diagonal	44.73	Comp
NB 14	LPN	60x4	S-275-JR	Truss	Redundant	49.04	Tens

Los resultados obtenidos para estos niveles de barras se presentan a continuación. En primer lugar, se presentan los resultados de las barras trabajando a compresión en la Tabla 6-6.

Tabla 6-6. Resultados de las barras trabajando a compresión

COMPRESIÓN								
NIVEL	%Máx uso Compresión	Fuerza de compresión [kN]	Hipótesis más desfavorable	L/r	KL/r	C _{cap} [kN]	S _{cap} [kN]	B _{cap} [kN]
NB 1	25,62	-64,383	3ª HIP	82,39	82,39	390,324	301,60	529,20
NB 2	28,38	-65,596	4ª HIP HT2	92,31	92,31	277,334	289,50	564,48
NB 2b	29,14	-64,110	4ª HIP HT2	69,85	69,85	263,977	386,00	329,28
NB 3	3,86	-1,554	4ª HIP HT1	58,82	89,41	219,466	48,25	82,32
NB 3b	21,11	-25,459	4ª HIP HT1	50,28	67,71	268,189	144,75	246,96
NB 4	46,84	-28,845	4ª HIP HT2	98,29	103,72	122,218	73,90	105,84
NB 5	3,01	-1,342	1ª HIP	154,45	146,29	66,920	73,90	105,84
NB 6	54,24	-17,179	4ª HIP HT1	161,8	161,8	38,003	0,000	0,00
NB 7	37,35	-11,282	4ª HIP HT2	156,8	156,8	36,247	36,95	44,10
NB 7b	57,18	-17,608	4ª HIP HT1	36,86	78,43	94,121	36,95	44,10
NB 8	37,09	-29,830	4ª HIP COND1	84,02	102,01	185,010	96,50	164,64
NB 8b	18,83	-15,044	4ª HIP HT2	81,14	90,85	95,857	144,75	151,20
NB 10	17,03	-5,244	4ª HIP COND3	92,78	106,39	82,439	36,95	44,10
NB 11	4,28	-1,054	1ª HIP	141,98	141,98	44,213	36,95	44,10
NB 12	22,98	-5,661	1ª HIP	142,24	142,24	49,171	36,95	44,10
NB 13	44,73	-13,772	4ª HIP HT2	71,32	95,66	82,357	36,95	44,10
NB 14	35,78	-10,520	4ª HIP HT2	68,91	94,46	91,192	36,95	3,28

C_{cap} = Capacidad a la compresión basada en L/r
 S_{cap} = Capacidad a cortante de las conexiones
 B_{cap} = Capacidad de aplstamiento de la connexion

En la Tabla 6-7 se presentan los resultados para las barras trabajando a tracción.

Tabla 6-7. Resultados de las barras trabajando a tracción.

NIVEL	%Máximo uso Tracción	Fuerza de tracción [kN]	TRACCIÓN				
			Hipótesis más desfavorable	N_{cap} [kN]	S_{cap} [kN]	B_{cap} [kN]	R_{cap} [kN]
NB 1	16,72	42,013	3ª HIP	481,558	301,60	529,20	588,00
NB 2	19,39	46,788	4ª HIP H.T. 2	386,950	289,50	564,48	627,20
NB 2b	22,2	53,685	4ª HIP H.T. 2	290,213	386,00	329,28	365,87
NB 3	12,11	4,869	4ª HIP H.T. 2	261,191	48,25	82,32	91,47
NB 3b	21,19	25,566	4ª HIP H.T. 1	261,191	144,75	246,96	238,62
NB 4	41,95	20,666	1ª HIP	148,005	73,90	105,84	107,40
NB 5	1,15	0,355	4ª HIP H.T. 2	148,005	36,95	52,92	58,80
NB 6	37,58	11,572	4ª HIP H.T. 1	99,619	36,95	44,10	49,00
NB 7	37,11	11,428	4ª HIP H.T. 1	87,244	36,95	44,10	45,80
NB 7b	47,62	14,663	4ª HIP H.T. 1	87,244	36,95	44,10	45,80
NB 8	26,83	21,577	4ª HIP CONT 1	26,119	96,50	164,64	175,85
NB 8b	28,02	17,256	4ª HIP CONT 1	99,619	73,90	88,20	82,62
NB 10	4,24	1,306	4ª HIP CONT 3	99,619	36,95	44,10	49,00
NB 11	5,71	1,408	1ª HIP	87,244	36,95	44,10	45,80
NB 12	23,31	5,742	1ª HIP	99,619	36,95	44,10	49,00
NB 13	40,02	12,324	4ª HIP H.T. 2	87,244	36,95	44,10	45,80
NB 14	49,04	10,964	4ª HIP H.T. 2	101,228	36,95	35,28	26,83

N_{cap} = Capacidad a la tracción basada en la sección neta
 S_{cap} = Capacidad a cortante de las conexiones
 B_{cap} = Capacidad de aplstamiento de la connexion
 R_{cap} = Capacidad de rotura de la connexion

6.2 Diseño según norma EURO EN50341-1

Según la norma EN50341-1 el coeficiente de esbeltez efectiva máxima para elementos reduntantes o rompeteramos es de 240 por lo que, dos de las barras del nivel 7 superan el máximo de esbeltez. El coeficiente de esbeltez efectiva sin normalizar para estas dos barras es de 245,63. Información adicional de la definición de las barras se muestra en la Tabla 6-8.

Tabla 6-8. Barras que superan el coeficiente de esbeltez efectiva

Barra	Nivel	Longitud	Código Ecc.	Códiog Rest.	RLX	RLY	RLZ	Tipo de tornillo	Número agujeros	Número de planos de corte	Conexión
g96	Tipo 7	1,66m	3	7	2	2	1	M14(5.6)	1	1	Long only
g97	Tipo 7	1,66m	3	7	2	2	1	M14(5.6)	1	1	Long only

De ahí que se defina un nuevo nivel de barras para las barras que superan el límite de esbeltez efectiva, el nuevo nivel de barras denominado 7a de ángulo L50x4 tiene un área transversal de 3,89mm². Con este ángulo, el coeficiente de esbeltez efectiva es menor a 240. Los resultados obtenidos para este modelo se presentan a continuación.

Los valores máximos de desplazamiento y los nodos en los que ocurren dichos desplazamientos son idénticos a los obtenidos para la norma ASCE 1015, estos valores pueden consultarse en las tablas 6.2 6.3 y 6.4 del apartado anterior.

Como primer resultado se presenta el máximo porcentaje de uso de los elementos que conforman el modelo frente al estado límite último para cada hipótesis. La escala de colores corresponde a la Tabla 6-9.

Tabla 6-9. Escala de colores

COLOR	Porcentaje uso
	<=25%
	25%-50%
	50%-75%
	75%-100%
	>100%

El porcentaje de uso de las barras bajo las cargas de la primera hipótesis se muestra de forma gráfica en la Figura 6-4, este es el porcentaje de aprovechamiento máximo de las barras frente al estado límite último.

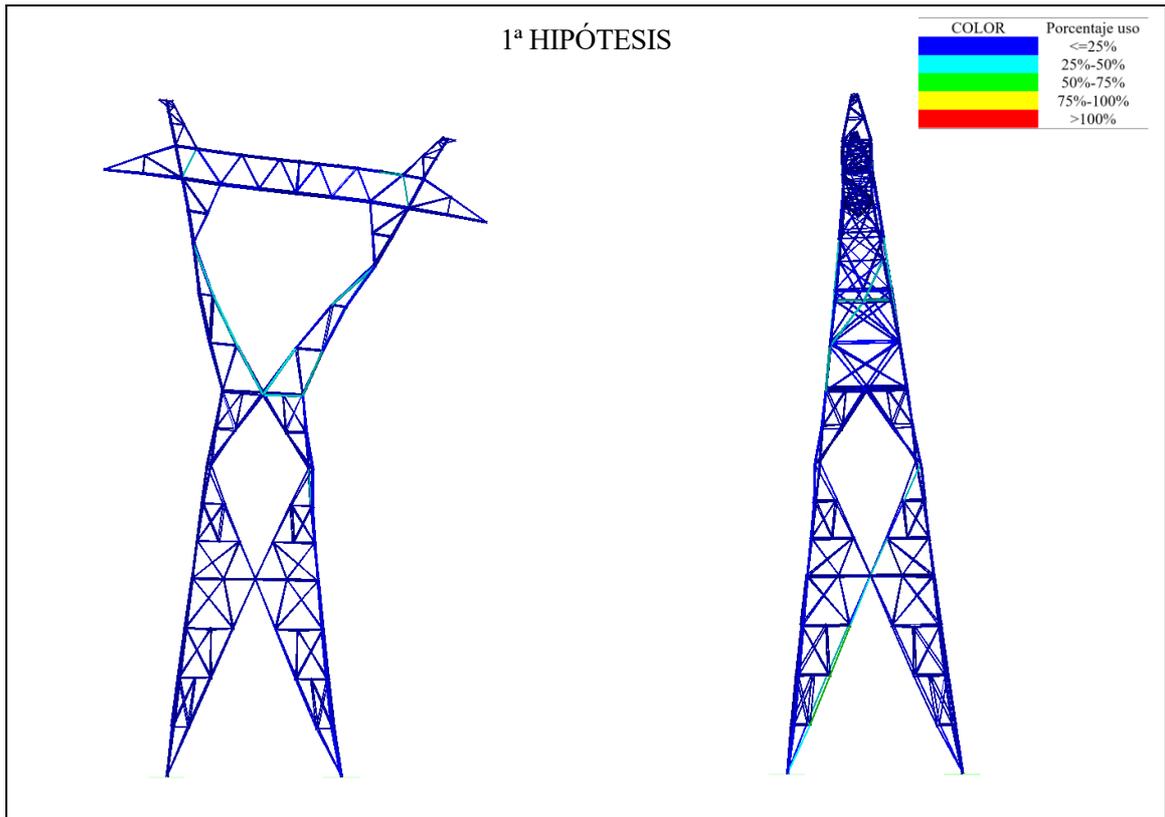


Figura 6-4. Porcentaje de uso de las barras frente al ELU y representación deformada de la estructura bajo las cargas de la primera hipótesis

El máximo porcentaje de uso de las barras frente al estado límite último bajo las cargas de la tercera hipótesis se muestra de forma gráfica en la Figura 6-5.

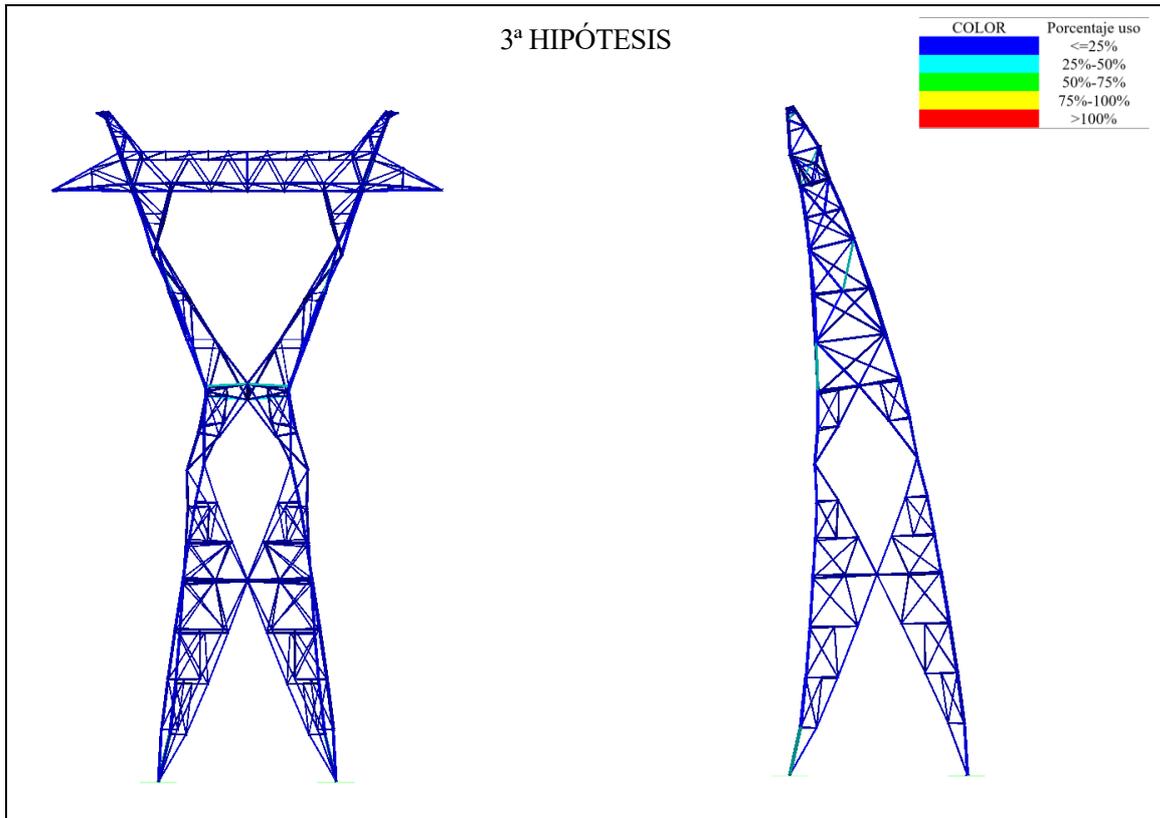


Figura 6-5. Porcentaje de uso de las barras frente al ELU y representación deformada de la estructura bajo las cargas de la tercera hipótesis

El máximo porcentaje de uso de las barras frente al estado límite último bajo las cargas de la cuarta hipótesis se muestra de forma gráfica en la Figura 6-6.

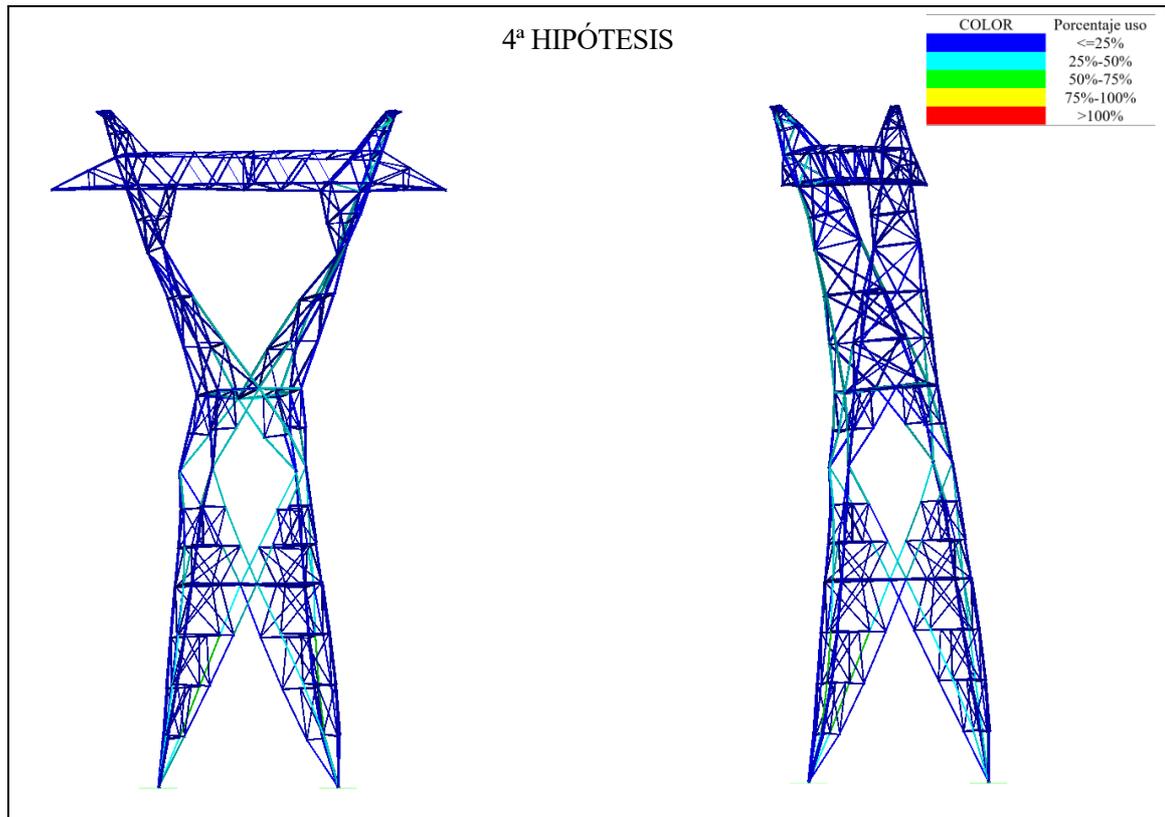


Figura 6-6. Porcentaje de uso de las barras frente a ELU y representación deformada de la estructura bajo las cargas de la cuarta hipótesis

El programa TOWER presenta los resultados por niveles de barras, a continuación, se presenta la Tabla 6-10 con el resumen de estos niveles y su definición según el perfil, material, tipo de elemento y tipo de grupo. Además, las dos últimas columnas hacen referencia al máximo porcentaje de uso de dicho grupo de barras y si este uso corresponde a compresión (Comp) o tracción (Tens).

Tabla 6-10. Resultados por niveles de barras

NIVEL	PERFIL	CALIDAD	TIPO DE ELEMENTO	TIPO DE GRUPO	MAX %USO	USO
NB 1	90x9	S-355-JO	Beam	Leg	25,62	Comp
NB 2	80x8	S-355-JO	Beam	Leg	31,22	Comp
NB 2b	70x7	S-355-JO	Beam	Leg	29,04	Comp
NB 3	70x7	S-355-JO	Truss	Other	12,11	Tens
NB 3b	70x7	S-355-JO	Beam	Other	21,19	Tens
NB 4	60x6	S-275-JR	Truss	Other	46,84	Comp
NB 5	60x6	S-275-JR	Beam	Other	3,13	Comp
NB 6	50x5	S-275-JR	Truss	Other	58,81	Comp
NB 7	45x5	S-275-JR	Truss	Redundant	40,5	Comp
NB 7a	50x4	S-275-JR	Truss	Redundant	7,27	Comp
NB 7b	45x5	S-275-JR	Truss	Other	57,18	Comp

NB 8	70x7	S-355-JO	Beam	Other	37,09	Comp
NB 8b	50x5	S-275-JR	Beam	Other	28,02	Tens
NB 10	50x5	S-275-JR	Truss	Other	17,03	Comp
NB 11	45x5	S-275-JR	Beam	Redundant	5,71	Tens
NB 12	50x5	S-275-JR	Truss	Crossing Diagonal	23,31	Tens
NB 13	45x5	S-275-JR	Truss	Crossing Diagonal	44,73	Comp
NB 14	60x4	S-275-JR	Truss	Redundant	37,29	Tens

Es preciso aclarar que el programa calcula las capacidades de cada barra sin importar el tipo de carga a la que esté sometida y que, presenta el resultado la barra más desfavorable. Es decir que el programa presenta los resultados de las capacidades que se involucran en el cálculo del porcentaje de uso suponiendo que las barras pueden trabajar a tracción o compresión. Los resultados obtenidos para estos niveles de barras se presentan a continuación. En primer lugar, se presentan los resultados de las barras trabajando a compresión en la Tabla 6-11.

Tabla 6-11. Resultados de las barras trabajando a compresión

COMPRESIÓN								
NIVEL	%Máx uso Compresión	Fuerza de compresión [kN]	Hipótesis más desfavorable	L/r	KL/r	C _{cap} [kN]	S _{cap} [kN]	B _{cap} [kN]
NB 1	25.62	-64.383	3ª HIP	82,39	0,89	367,582	301,60	529,20
NB 2	31.22	-65.596	4ª HIP HT2	92,31	1,03	252,155	289,50	564,48
NB 2b	29.04	-64.110	4ª HIP HT2	69,85	0,68	264,905	386,00	329,28
NB 3	3.86	-1.554	4ª HIP HT 1	58,82	0,86	230,067	48,25	82,32
NB 3b	21.11	-25.459	4ª HIP HT 1	50,28	0,60	279,481	144,75	246,96
NB 4	46.84	-28.845	4ª HIP HT2	98,29	1,02	111,487	73,90	105,84
NB 5	3.13	-1.342	1ª HIP	154,45	1,51	64,354	73,90	105,84
NB 6	58.81	-17.179	4ª HIP HT1	161,80	1,75	35,056	0,00	0,00
NB 7	40.50	-11.282	4ª HIP HT2	156,80	1,68	33,427	36,95	44,10
NB 7a	7.27	-0.708	1ª HIP	14,61	2.53	14,608	36,95	35,28
NB 7b	57.18	-17.608	4ª HIP HT 1	36,86	0,71	92,266	36,95	44,10
NB 8	37.09	-29.830	4ª HIP COND1	84,02	1,05	189,232	96,50	164,64
NB 8b	19.60	-15.044	4ª HIP HT2	81,14	0,84	92,124	144,75	151,20
NB 10	17.03	-5.244	4ª HIP COND3	92,78	1,03	76,579	36,95	44,10
NB 11	4.28	-1.054	1ª HIP	141,98	1,50	40,590	36,95	44,10
NB 12	23.14	-5.661	1ª HIP	142,24	1,70	36,698	36,95	44,10
NB 13	44.73	-13.772	4ª HIP HT2	71,32	0,88	79,702	36,95	44,10
NB 14	35.78	-10.520	4ª HIP HT2	68,91	0,87	88,291	36,95	35,28

C_{cap}= Capacidad a la compresion basada en L/r

S_{cap}= Capacidad a cortante de las conexiones

B_{cap}= Capacidad de aplstamiento de la connexion

En la tabla Tabla 6-12 se presentan los resultados de las barras trabajando a tracción.

Tabla 6-12. Resultados de las barras trabajando a tracción

NIVEL	%Máximo uso Tracción	Fuerza de tracción [kN]	TRACCIÓN				
			Hipótesis más desfavorable	N_{cap} [kN]	S_{cap} [kN]	B_{cap} [kN]	R_{cap} [kN]
NB 1	25,62	42013	3ª HIP	598,216	301,6	529,2	775,832
NB 2	31,22	46788	4ª HIP HT2	480,69	289,5	564,48	810,271
NB 2b	29,04	53685	4ª HIP HT2	360,518	386	329,28	472,658
NB 3	12,11	4869	4ª HIP HT2	184,485	48,25	82,32	120,422
NB 3b	21,19	25566	4ª HIP HT1	280,525	144,75	246,96	354,493
NB 4	46,84	20666	1ª HIP	175,56	73,9	105,84	149,678
NB 5	3,13	0.355	4ª HIP HT2	115,08	36,95	52,92	76,478
NB 6	58,81	11572	4ª HIP HT1	74,55	36,95	44,1	63,732
NB 7	40,5	11428	4ª HIP HT1	64,05	36,95	44,1	63,732
NB 7a	2,85	0,671	1ª HIP	60,06	36,95	35,28	50,985
NB 7b	57,18	14663	4ª HIP HT1	64,05	36,95	44,1	63,732
NB 8	37,09	21577	1ªHIP COND1	280,525	96,5	164,64	236,329
NB 8b	28,02	17256	1ªHIP COND1	116,55	73,9	88,2	124,732
NB 10	17,03	1306	1ªHIP COND3	74,55	36,95	44,1	63,732
NB 11	5,71	1408	1ª HIP	64,05	36,95	44,1	63,732
NB 12	23,31	5742	1ª HIP	74,55	36,95	44,1	63,732
NB 13	44,73	12324	4ª HIP HT2	64,05	36,95	44,1	63,732
NB 14	37,29	10964	4ª HIP HT2	77,7	36,95	35,28	37,196

N_{cap} = Capacidad a la tracción basada en la sección neta

S_{cap} = Capacidad a cortante de las conexiones

B_{cap} = Capacidad de aplastamiento de la connexion

R_{cap} = Capacidad de rotura de la connexion

6.3 Análisis y comparación de resultados

A continuación, en la Figura 6-7 se representa la capacidad a la compresión basada en L/r para las normas ASCE-1015y EURO 50341-1.

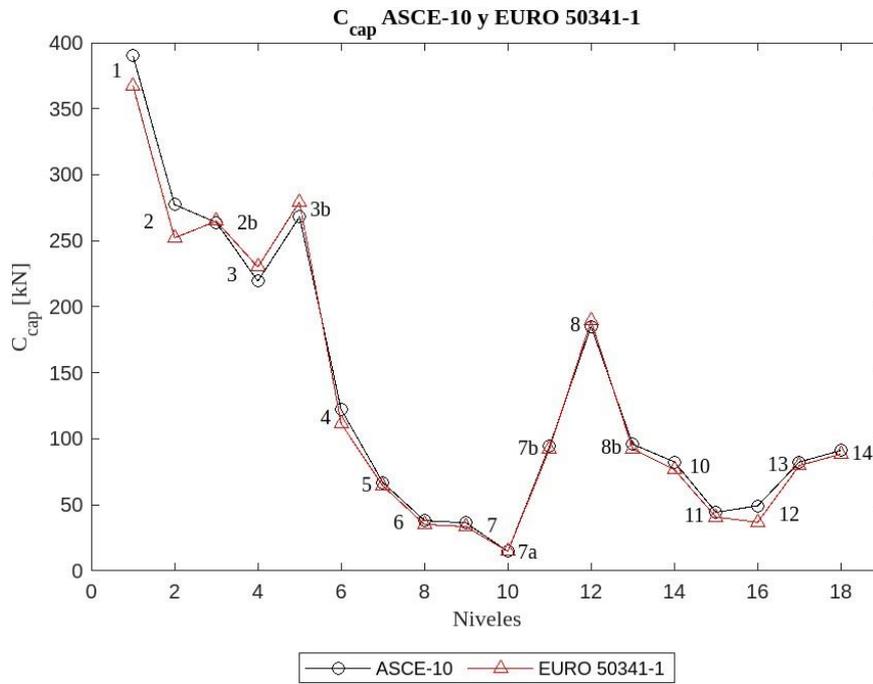


Figura 6-7. Capacidad a la compresión basada en L/r . (C_{cap}) para cada nivel de barras según las normas ASCE 1015 y EURO 50341-1

En general se aprecia una clara correlación entre los resultados, la diferencia entre los datos obtenidos en ambas normas no supera el 9% a excepción del tipo 12 en el que se presenta una diferencia del 25% en los resultados. Además, se observa que los puntos correspondientes a los niveles 2b, 3, 3b y 8 en la norma EURO 50341-1 son los únicos que presentan una mayor capacidad a la compresión C_{cap} mientras que para el resto de niveles esta capacidad es mayor para los valores correspondientes a la norma ASCE-1015, de ahí que se aprecie una tendencia más conservadora en los resultados obtenidos con la norma EURO 50341-1.

A continuación, en la Figura 6-8 se representa la capacidad a la tracción basada en la sección neta.

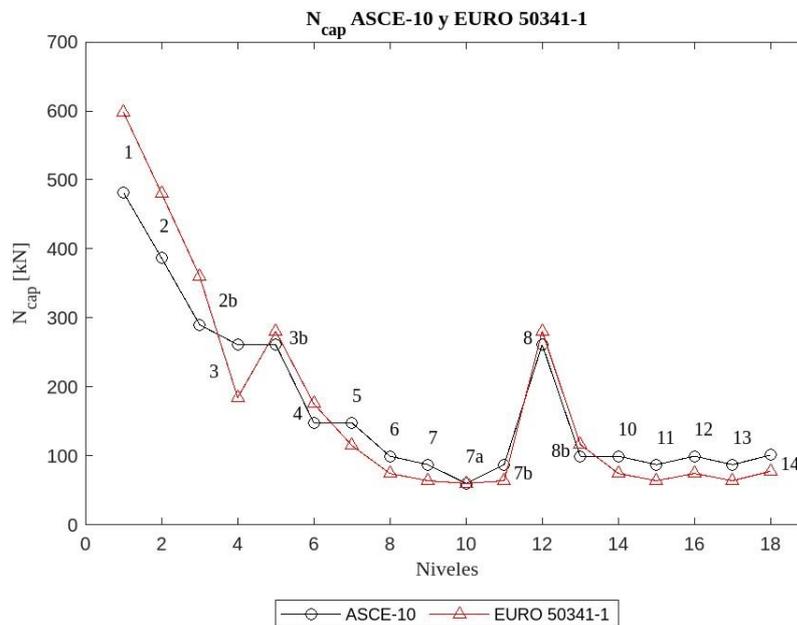


Figura 6-8. Capacidad a la tracción basada en la sección neta N_{cap} para cada nivel de barras según las normas ASCE 1015 y EURO 50341-1

Se evidencian dos franjas en las que la tendencia de los datos varía, la primera franja comprendida entre los niveles 1 al 4, y la segunda del nivel 5 al 14.

En la primera franja se puede observar que los resultados correspondientes a la capacidad a la tracción N_{cap} para la norma EURO 50341-1 son mayores a los de la ASCE-1015. A excepción del nivel 3, en donde se presenta un valor inusualmente bajo para la norma EURO 50341-1, en esta franja se evidencia una tendencia más conservadora para los valores correspondientes a la norma ASCE-1015.

Por otra parte, entre los niveles 5 al 14 -a excepción de los niveles 8 y 8b- se puede observar cómo los valores correspondientes a la capacidad a la tracción N_{cap} obtenidos bajo la norma ASCE-1015 son levemente superiores a los obtenidos mediante la norma EURO 50341-1, de ahí que se pueda concluir que esta última está un poco más del lado de la seguridad.

Como puede observarse en la Figura 6-9, en donde se representa la capacidad de rotura de la conexión para cada uno de los distintos niveles, se hace evidente que los valores obtenidos con base en la norma EURO 50341-1 son superiores a los obtenidos con la norma ASCE-1015 por lo que, para este caso en particular, los valores obtenidos para la capacidad de rotura de la conexión con base en la norma ASCE-1015 son más conservadores que sus homólogos obtenidos con la norma EURO 50341-1.

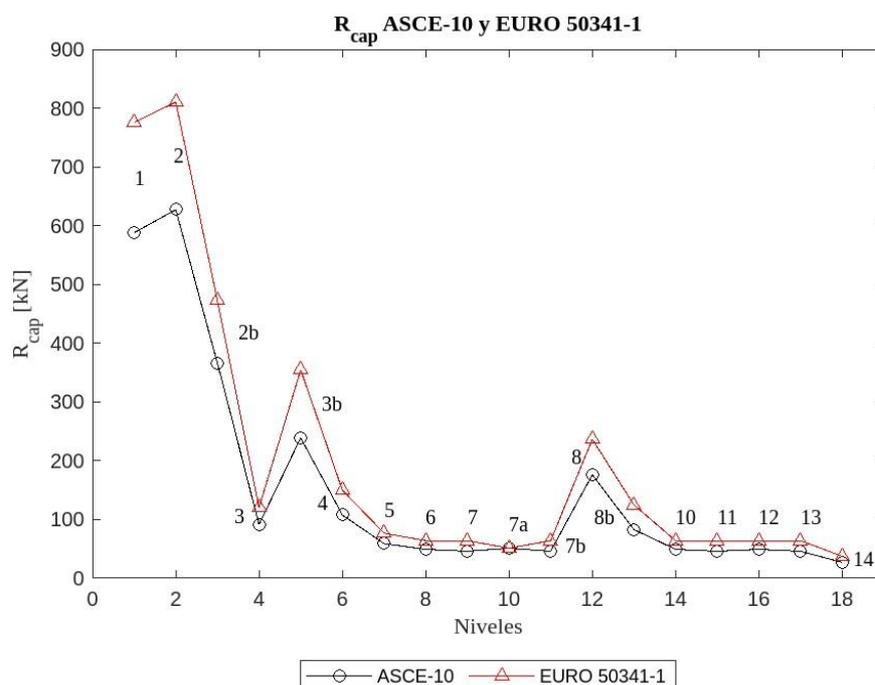


Figura 6-9. Capacidad de rotura de la conexión R_{cap} para cada nivel de barras según las normas ASCE 1015 y EURO 50341-1

Cabe resaltar que no se presentan gráficos correspondientes a la capacidad de aplastamiento de la conexión B_{cap} y a la capacidad a cortante de las conexiones S_{cap} ya que estos valores se calculan de manera idéntica en ambas normas.

Es preciso mencionar que se han añizado todas las verificaciones de diseño que realiza el programa, no obstante, el porcentaje de uso de cada nivel de barras se determina tomando el valor mínimo entre los valores obtenidos para cada una de los diferentes parámetros calculados (C_{cap} , S_{cap} , N_{cap} , B_{cap} , R_{cap}) y según si está sometido a compresión o tracción.

A continuación, en la Figura 6-10 se grafica el porcentaje de uso para uno de los diferentes niveles; se presentan también los niveles que están a tensión y compresión.

Hasta el momento se han analizado todos los parámetros de manera independiente. Es preciso anotar que cada tipo de barra tendrá un parámetro limitante que definirá la capacidad real de cada grupo de barras. A

continuación, se representa dicha capacidad en términos porcentuales bajo el parámetro *porcentaje de uso*.

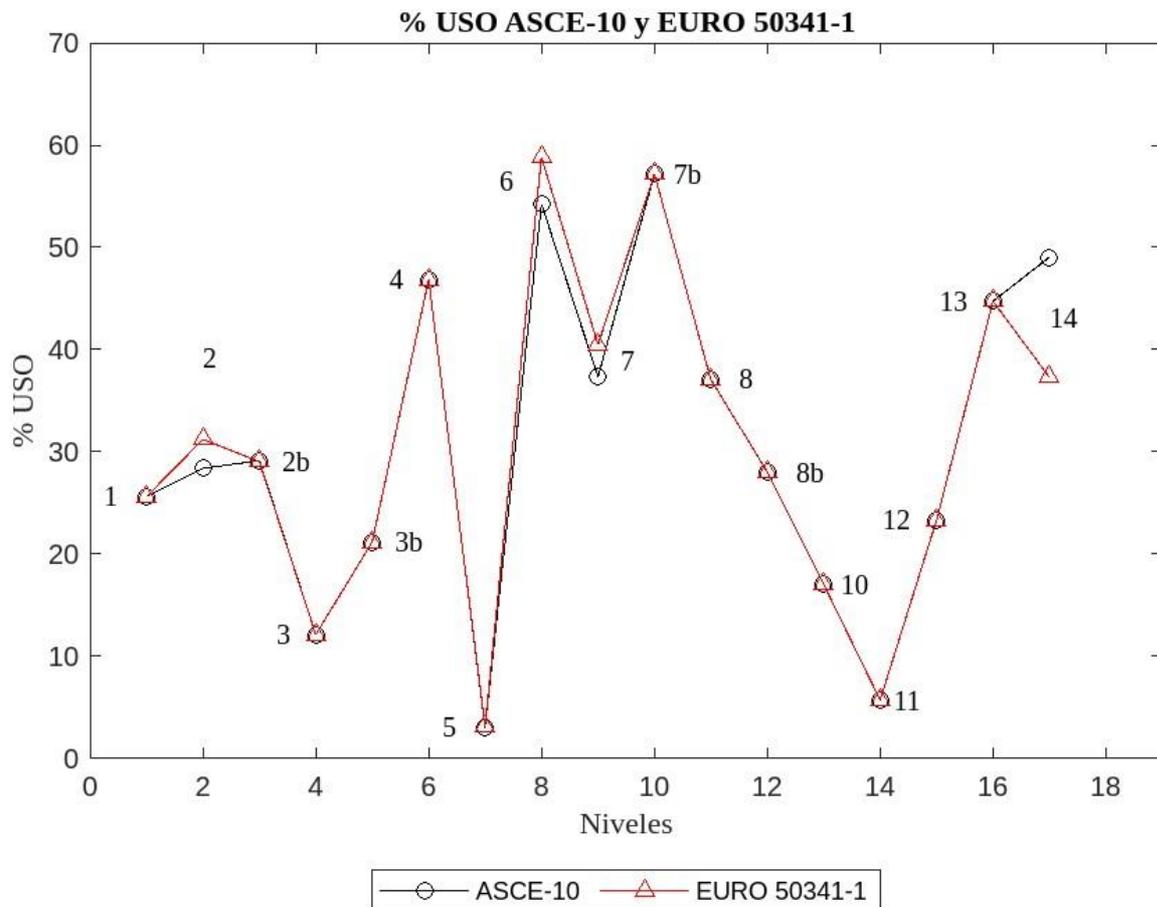


Figura 6-10. Procentaje de uso máximo para cada nivel de barras según las normas ASCE 1015 y EURO 50341-1.

De los 17 tipos diferentes, solo los grupos de barras correspondientes a los niveles 3, 3b, 8b, 11, 12 y 14 se encuentran a tensión. Se puede observar que para los grupos de barras correspondientes a los niveles 2, 2b, 5, 6, 7 la capacidad a la compresión basada en la esbeltez del miembro L/r (C_{cap}) es quien determina el porcentaje de uso. Para los demás grupos de barras, la capacidad al corte de la conexión (S_{cap}) es la que determina el porcentaje de uso. Como se vio anteriormente, la capacidad a cortante de la conexión se calcula de manera idéntica para las dos normas, de ahí que los valores de porcentaje de uso sean iguales, independiente de la norma.

Por su parte, el grupo de barras correspondiente al tipo 14 presenta un comportamiento particular, ya que con base en la norma ASCE-1015, la capacidad a la tracción basada en la ruptura de la conexión (R_{cap}) es la limitante de este grupo de barras. En cambio, para la norma EURO 50341-1 esta limitante viene dada por la capacidad al aplastamiento de la conexión.

7 CONCLUSIONES

7.1 Resumen

En el presente documento se desarrolla el estudio del apoyo de distribución número 415 de la línea Puerto REAL-MAJADILLAS de 132kV ubicada en la provincia de Cadiz, la cual debe ser reemplazada por presentar deterioro a causa de la corrosión. Para este fin se utilizó el programa TOWER, un software especializado en el diseño y análisis de estructuras de acero para líneas de transmisión eléctrica y telecomunicaciones. Este proyecto se realiza siguiendo el Reglamento sobre condiciones técnicas y garantías de seguridad en las líneas eléctricas de alta tensión y sus instrucciones técnicas complementarias ITC-LAT 01 a 09 Real Decreto 223/08 de 15 de febrero y además, se realiza una comparativa entre la norma americana ASCE-1015 y la norma europea EN 50341 en lo que concierne a miembros de acero laminado en caliente y conformados en frío así como conexiones y tensores los cuales se diseñan para resistir esfuerzos próximos a la fluencia, pandeo, fractura, o cualquier otra condición limitante.

Se tiene en cuenta la disposición de la línea, la ubicación actual del apoyo a reemplazar y los anclajes existentes de la misma como parámetros que condicionan el diseño. Se incluye un presupuesto del coste total de reemplazar el apoyo en mal estado que comprende el cálculo, diseño y fabricación.

Los valores se calculan con base en los lineamientos de las normas ASCE-1015 y EURO 50341-1, se analizan los resultados obtenidos y se realiza un comparativo para cada una de las capacidades calculadas con el objetivo de determinar las principales diferencias entre realizar el cálculo con una u otra norma, y si bajo alguna circunstancia se puede concluir sobre el carácter más conservador de una respecto de la otra.

Es preciso resaltar la importancia que tiene la capacidad a cortante de la conexión de los miembros S_{cap} en ambas normas. Tanto para elementos tipo Beam como elementos tipo Truss el porcentaje de uso de las barras está determinado en el 70,6% de los casos por la capacidad a cortante de la conexión. Esta capacidad interviene en el cálculo de la resistencia tanto de los miembros sometidos a tracción como a compresión.

En el software Tower la rotura es usada como un término general para englobar las diversas maneras en las que puede fallar una conexión bajo la tracción de un miembro. Las verificaciones de rotura son; desgarramiento longitudinal en cuña en el extremo del miembro, fisuras entre los agujeros y el borde de la barra, bloque de cortante, resistencia al aplastamiento de los bulones insuficiente, y en general, todo cálculo en el que se requiera del conocimiento real de los agujeros de los tornillos es clasificada por Tower como una verificación de ruptura.

La diferencia entre la capacidad a la rotura de la conexión (R_{cap}) calculada siguiendo la norma ASCE 1015 y la EURO 50341-1 es de un 34% para los miembros sometidos a compresión, mientras que para los niveles de barras sometidos a tracción la diferencia es del 40%, en ambos casos la Norma ASCE-1015 es más restrictiva que su homóloga europea. Cabe aclarar que los niveles de barras que se encuentran sometidas a compresión no tienen en cuenta la capacidad a la rotura de la conexión (R_{cap}), por lo que, la diferencia que interesa analizar es la que existe entre los niveles de barras sometidos a tracción, que para este caso puntual se eleva al 40 % como se ha dicho.

Continuando con el análisis de las capacidades calculadas por el software Tower, se puede observar que el gráfico que representa la capacidad a la rotura de la conexión (R_{cap}) para las normas ASCE-1015 y EURO 50341-1 es el único en el que se evidencia una clara tendencia conservadora de los valores obtenidos para la norma ASCE-1015. Por el contrario, los resultados obtenidos para la capacidad a la compresión basada en L/r (C_{cap}) y la capacidad a la tracción basada en la sección neta (N_{cap}) muestran que la mayor porción de grupos de barras tiene una capacidad mayor al ser calculadas para la norma ASCE-1015 en comparación con la norma EURO 50341-1.

Un aspecto fundamental en el análisis es el comportamiento de los montantes del apoyo y la injerencia que tienen las normas ASCE-1015 y EURO 50341-1 para determinar el desempeño de los mismos. Los niveles 1,2 y 2b corresponden a los montantes del apoyo y están clasificados como elementos tipo Beam y grupo Leg. Los resultados obtenidos para estos niveles de barras muestran que la capacidad a la compresión basada en L/r (C_{cap}) es un 24% menor al ser calculada para la norma EURO 50341-1.

Después de analizar los diferentes parámetros que son calculados por el software Tower, se encontró que existe una gran similitud entre ambas normas, esto debido a que los valores correspondientes a la capacidad al corte de la conexión (S_{cap}) y la capacidad al aplastamiento de la conexión (B_{cap}) son calculados con las mismas expresiones independiente de la norma empleada. Sin embargo, para los parámetros correspondientes a la capacidad a la compresión basada en L/r (C_{cap}) y la capacidad a la tracción basada en la sección neta (N_{cap}), aunque no hay una tendencia clara, se puede afirmar que la norma EN 50341-1 presenta valores más restrictivos que la norma ASCE-1015 en la mayoría de los casos.

7.2 Posibles trabajos futuros

En este apartado se discuten posibles trabajos que puedan servir para continuar con el estudio realizado. Como primera opción se propone ampliar el análisis a los aspectos de las normas ASCE-1015 y EN 50341-1 que no son contemplados en el presente escrito, como lo son la determinación de las cargas y aspectos concernientes al material como el galvanizado y la calidad del acero.

También se propone estudiar la posibilidad de mejorar el diseño de las juntas de los apoyos, zonas en las que suele acumularse el agua propiciando el deterioro del galvanizado e induciendo la corrosión que luego se extiende por la estructura. Se podría considerar la utilización de recubrimientos hidrofóbicos o apliques que eviten la acumulación de agua.

8 ANEXOS

8.1 Glosario de términos norma ASCE 1015

$\frac{L}{r}$: Relación de esbeltez.

w : Ancho plano del elemento

t : Espesor del elemento.

x : Eje X-X.

y : Eje Y-Y.

u : Eje de simetría U-U para ángulos de catetos iguales.

z : Eje Z-Z perpendicular al eje de simetría U-U.

KL : Longitud efectiva.

K : Coeficiente de longitud efectiva.

L : Longitud no arriostrada.

F_a : Tensión de diseño (compresión).

F_y : Límite elástico mínimo especificado.

C_c : Relación de esbeltez de columnas que separa el límite de pandeo elástico e inelástico.

r : Radio de giro.

E : Módulo de elasticidad del acero.

Ψ : Factor de sistema de unidades.

r_{tf} : Radio de giro equivalente para torsión-flexión.

r_t : Radio equivalente para pandeo por torsión.

r_u : Radio de giro alrededor del eje U-U.

r_{ps} : Radio polar de giro alrededor del centro de corte.

u_0 : Distancia entre el centro de corte y el centroide.

C_w : Constante de alabeo.

K_t : Coeficiente de longitud efectiva para la restricción de alabeo.

I_{ps} : Momento polar de inercia con respecto al centro de corte.

J : Constante de torsión de St. Venant.

s : Paso (separación longitudinal).

g : Separación transversal (diámetro) entre dos agujeros consecutivos.

A_V : Área neta mínima en corte.

A_t : Área neta mínima en tensión, o área neta mínima en tensión desde el orificio hasta el pie del ángulo perpendicular a la línea de fuerza.

P : Capacidad del conector de corte en ángulo, tensión axial o carga de compresión en el miembro, fuerza transmitida por un perno.

F_t : Esfuerzo de tracción axial de diseño.

F_u : Resistencia a la tracción mínima especificada del miembro.

F_v : Esfuerzo cortante promedio de diseño.

V : Carga de corte perpendicular al material de anclaje o paralela al plano de intersección.

a : Distancia desde el centro de corte al plano de carga.

b, b_1, b_2 : Anchos de diseño efectivos de los elementos, o ancho de pata.

λ : Esbeltez apropiada.

S_d : Esfuerzo en el elemento de apoyo.

N_d : Esfuerzo en elemento comprimido.

$\bar{\lambda}$: Esbeltez adimensional.

χ : Factor de reducción para el modo de pandeo.

ϕ : Defecto inicial global de verticalidad.

α : Coeficiente de imperfección.

N_{cr} : Esfuerzo axil crítico elástico para el modo de pandeo.

A_{eff} : Área reducida o de la sección transversal eficaz.

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión.

$\bar{\lambda}_{eff}$: Esbeltez efectiva.

k : Factor de esbeltez efectivo.

N_t : Carga de tracción.

N_c : Carga de compresión.

p : Distancia entre centros de los mismos agujeros consecutivos, medida perpendicularmente al eje del elemento.

n : Número de agujeros existentes en cualquier diagonal o línea zig-zag a través del elemento o parte del mismo.

d_0 : Diámetro del agujero.

γ_{M0} : Resistencia de las secciones de fluencia independientemente de la clase.

γ_{M1} : Resistencia de los elementos de pandeo.

γ_{M2} : Resistencia de las secciones en tensión a fractura.

$N_{c,Rd}$: Resistencia de cálculo de la sección transversal.

$N_{t,Rd}$: Esfuerzo axil de tracción.

$N_{u,Rd}$: Resistencia última de cálculo de la sección transversal neta.

A_{net} : Área de la sección transversal neta.

8.2 Glosario de términos norma EN50341-1

F_y : Límite elástico mínimo especificado.

t : Espesor del elemento.

L : Longitud no arriostrada.

r : Radio de giro.

$\frac{L}{r}$: Relación de esbeltez.

K : Coeficiente de longitud efectiva.

KL : Longitud efectiva.

λ : Esbeltez apropiada.

S_d : Esfuerzo en el elemento de apoyo.

N_d : Esfuerzo en elemento comprimido.

i_{vv} : Radio de giro alrededor del eje de inercia mínimo.

i_{yy} : Radio de giro sobre el eje paralelo al plano de la celosía o eje de inercia medio.

L_0 : Longitud crítica de pandeo.

$\bar{\lambda}$: Esbeltez adimensional.

χ : Factor de reducción para el modo de pandeo.

ϕ : Defecto inicial global de verticalidad.

α : Coeficiente de imperfección.

N_{cr} : Esfuerzo axil crítico elástico para el modo de pandeo.

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión.

A_{eff} : Área reducida o de la sección transversal eficaz.

$\bar{\lambda}_{eff}$: Esbeltez efectiva.

k : Factor de esbeltez efectivo.

N_t : Carga de tracción.

N_c : Carga de compresión.

p : Distancia entre centros de los mismos agujeros consecutivos, medida perpendicularmente al eje del elemento.

n : Número de agujeros existentes en cualquier diagonal o línea zig-zag a través del elemento o parte del mismo.

d_0 : Diámetro del agujero.

s : Paso (separación longitudinal).

γ_{M0} : Resistencia de las secciones de fluencia independientemente de la clase.

γ_{M1} : Resistencia de los elementos de pandeo.

γ_{M2} : Resistencia de las secciones en tensión a fractura.

$N_{c,Rd}$: Resistencia de cálculo de la sección transversal.

$N_{t,Rd}$: Esfuerzo axil de tracción.

$N_{u,Rd}$: Resistencia última de cálculo de la sección transversal neta.

A_{net} : Área de la sección transversal neta.

b, b_1, b_2 : Anchos de diseño efectivos de los elementos, o ancho de pata.

M_{Ed} : Momento flector de cálculo.

$M_{c,Rd}$: Resistencia de cálculo a flexión alrededor de un eje principal.

$M_{pl,Rd}$: Valor de cálculo de la resistencia plástica.

$M_{el,Rd}$: Valor de cálculo de la resistencia elástica.

$W_{el,min}$: Módulo resistente elástico mínimo de la sección.

$W_{eff,min}$: Módulo resistente elástico mínimo de la sección reducida.

A_f : Área del ala traccionada.

$A_{f,net}$: Área neta del área traccionada.

$N_{b,Rd}$: Resistencia de cálculo al pandeo.

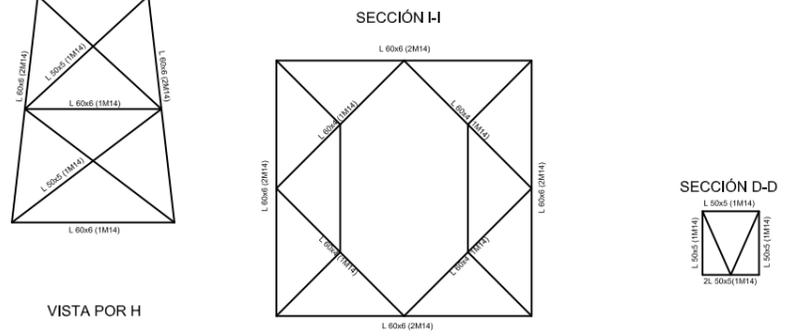
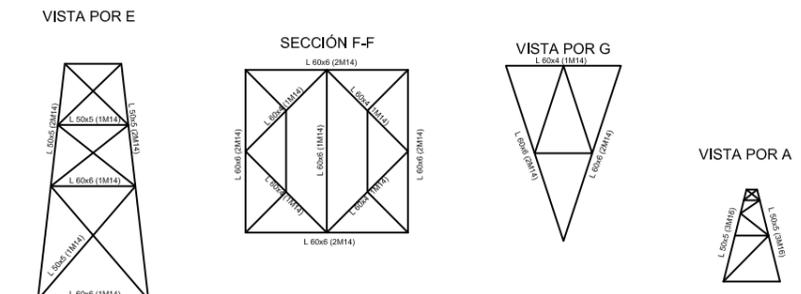
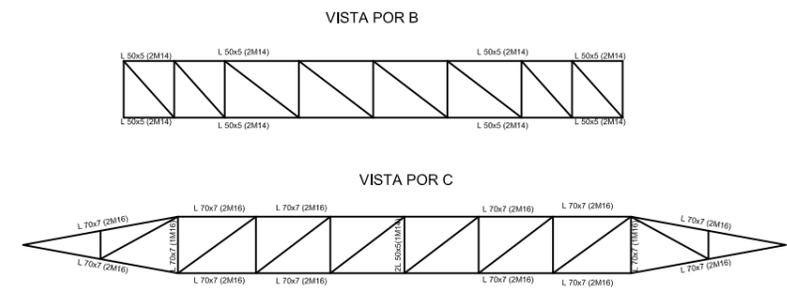
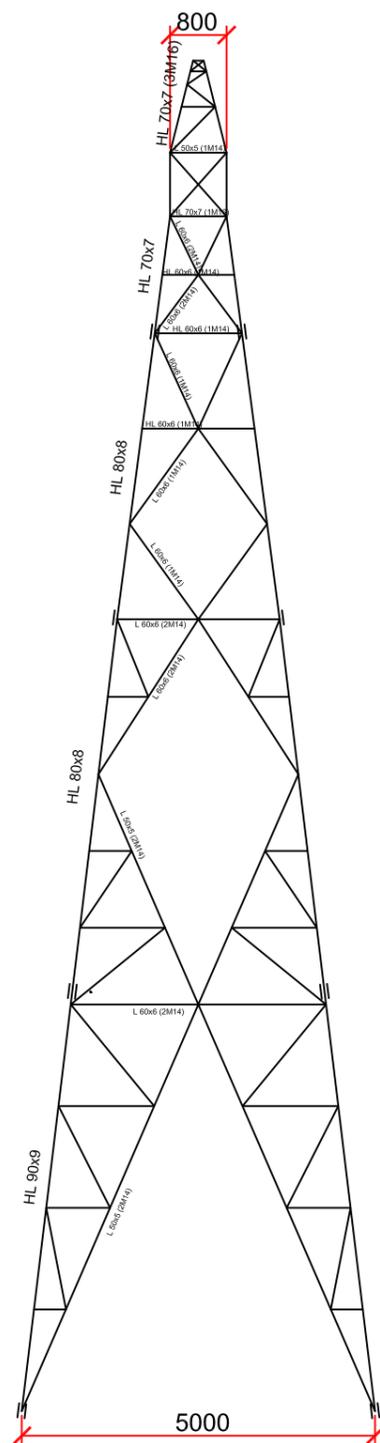
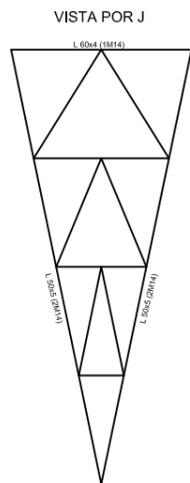
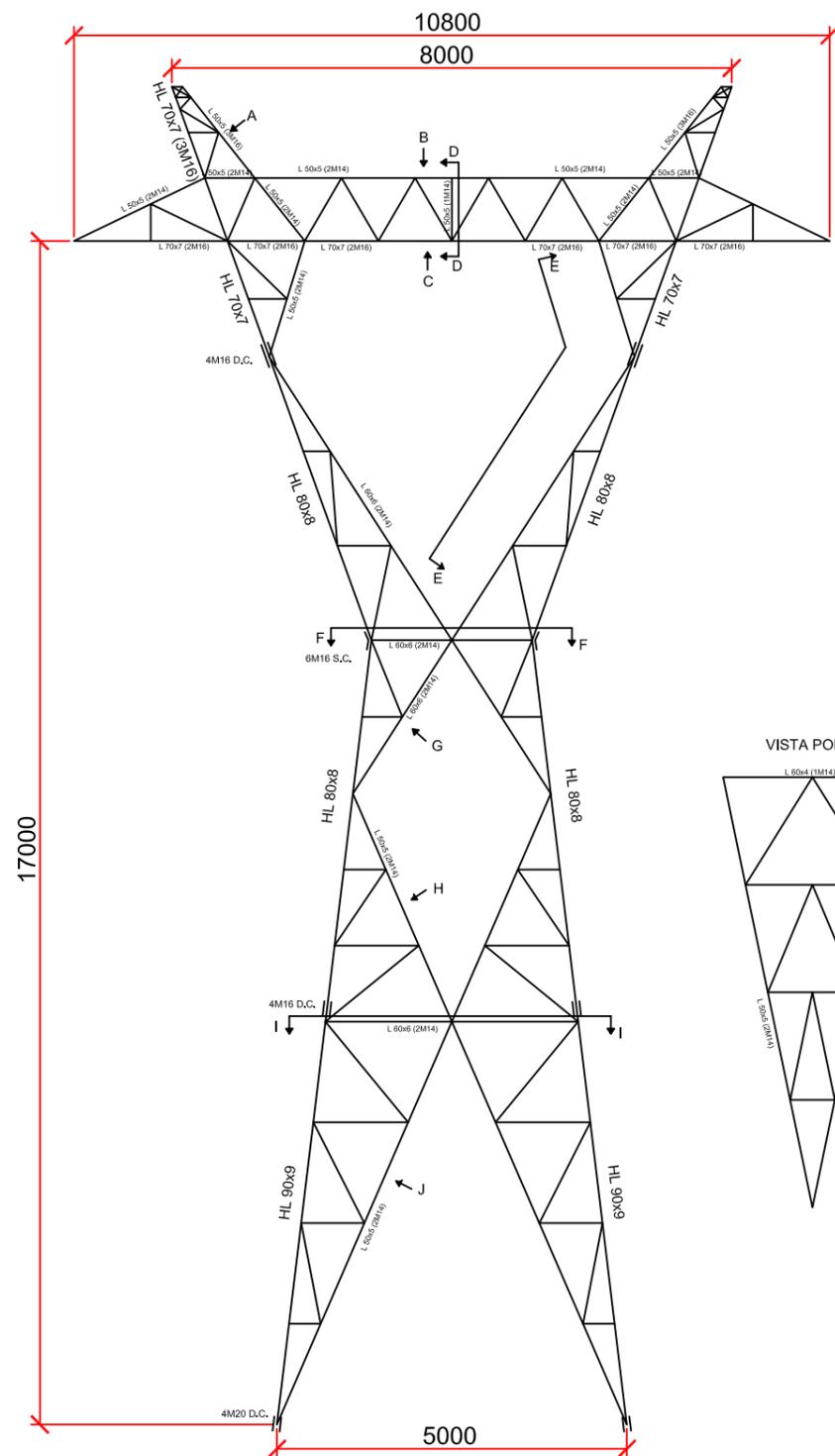
η : Factor de reducción.

N_d : Fuerza de compresión axial.

$N_{R,d}$: Resistencia de pandeo.

E : Módulo de elasticidad del acero.

8.3 Plano del apoyo 415



BARRAS NO INDICADAS L45x5 (1M14)
 BARRAS CON PREFUJO H CALIDAD S355J2
 BARRAS SIN PREFUJO H CALIDAD S275JR
 TORNILLERÍA CALIDAD 5.6

Revisión / Revision	Fecha / Date	Proyectado / Projected	Dibujado / Drawn	Controlado / Checked	
Hoja / Sheet	1 de	1	Las piezas con * irán precedidas de 415 Las piezas con ** irán precedidas de 415		
Rev. / Rev.	0				
Escała / Scale	Proyecto / Project		Proyección / Projection		Plano Número Cliente / Drawing Customer Number
N/A	Diseño Estructural de un Apoyo Metálico de Celosía para una Línea de Alta Tensión de 132 kV1				N/A
Plotear / Plot Scale	1:100		Descripción / Description		Plano Número / Drawing Number
Formato / Format	ISO A3		Apoyo 415 LAAT Pto Real - Majadillas 132 kV Esquema unifilar		N/A

REFERENCIAS

- [1] Red Eléctrica Española, «Red Eléctrica,» 2023. [En línea]. Available: <https://www.ree.es/es>. [Último acceso: 15 05 2023].
- [2] Ministerio de Industria, Turismo y Comercio, *ITC-LAT 01 a 09 "Real Decreto 223/2008, de 15 de febrero, por el que se aprueban el Reglamento sobre condiciones técnicas y garantías de seguridad en líneas eléctricas de alta tensión y sus instrucciones técnicas complementarias*, 2008.
- [3] Organismo Autónomo Centro Nacional de Información Geográfica, «Centro de Descargas,» 2023. [En línea]. Available: <https://centrodedescargas.cnig.es/CentroDescargas/index.jsp>. [Último acceso: 10 05 2023].
- [4] J. M. R. Vázquez, *Estudio mecánico de la conversión de una línea aérea de 400 kV a una doble línea de 400/800 kV*, Sevilla, 2018.
- [5] Power Line Systems, inc., *TOWER - Versión 8*, 2007.
- [6] Comité técnico AEN/CTN 207, *UNE-EN 50341-1 "Líneas eléctricas aéreas de más de 45 kV en corriente alterna"*, AENOR, 2004.
- [7] American Society of Civil Engineers, *ASCE/SEI 10-15 "Design of Latticed Steel Transmission Structures"*, Reston: American Society of Civil Engineers., 2015.
- [8] European Committee for Standardization, *EN 1993-3-1: Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 3-1: Towers, masts and chimneys - Towers and masts*, Brussels, 2006.
- [9] Comité técnico AEN/CTN 140 Eurocódigos estructurales, *EN 1993-1-1 - Eurocódigo 3: proyecto de estructuras de acero - Parte 1-1: reglas generales y reglas para edificios*, Madrid: AENOR, 2008.