



Revista Arbitrada Venezolana
del Núcleo Costa Oriental del Lago



mpacto *Científico*

Universidad del Zulia

Diciembre 2025
Vol. 20 N° 2

ppi 201502ZU4641
Esta publicación científica en formato digital
es continuidad de la revista impresa
Depósito Legal: pp 200602ZU2811 / ISSN:1856-5042
ISSN Electrónico: 2542-3207



Revista Arbitrada Venezolana
del Núcleo LUZ-Costa Oriental del Lago

Artículos

 **Impacto Científico****Revista Arbitrada Venezolana
del Núcleo LUZ-Costa Oriental del Lago**


Vol. 20. N°2. Diciembre 2025. pp.396-418

DOI:10.5281/zenodo.18175320


Análisis comparativo revisión estructural de una torre metálica autosoportada de 36 metros de altura para uso de telecomunicaciones

Carlos Romero


Universidad Politécnica Salesiana, Cuenca-Ecuador

 <https://orcid.org/0000-0002-0974-8408>
cromero@ups.edu.ec**Ronald Quinde**

Universidad Politécnica Salesiana, Cuenca-Ecuador

 <https://orcid.org/0009-0005-9378-4397>
rquinder@est.ups.edu.ec**Fritzner Joseph**

Universidad Nacional de Loja, Loja-Ecuador

 <https://orcid.org/0000-0003-1236-1666>
joseph.fritzner@educacion.gob.ec

Resumen

El presente estudio realiza un análisis comparativo de la revisión estructural de una torre metálica autosoportada de 36 m destinada a telecomunicaciones, con el fin de evaluar su comportamiento sísmico y estabilidad global. En una primera revisión realizada con SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2023) se identificaron fallas por esbeltez en elementos secundarios. Para validar y contrastar los resultados, se llevó a cabo un análisis modal espectral y verificaciones según el método LRFD, utilizando STAAD.Pro CONNECT Edition (Bentley Systems, Inc., 2023), conforme a las normas NEC-SE (MIDUVI, 2015), ANSI/TIA-222-G (2005) y AISC 360-16 (2016). Los resultados muestran un período fundamental de 0,733 s, masas participativas superiores al 90 %, desplazamientos controlados (0,0074) y un cortante basal conforme a la normativa, lo que indica un comportamiento estructural global satisfactorio. Sin embargo, los arriostramientos secundarios presentan relaciones demanda-capacidad entre 1,2 y 1,9 y esbelteces de 240 a 380, confirmando las deficiencias detectadas en la revisión inicial. Se concluye que la torre cumple con los criterios sismorresistentes

esenciales, aunque es necesario optimizar los miembros secundarios para mejorar su desempeño a compresión y asegurar una respuesta estructural más estable.

Palabras clave: Torre metálica autosoportada; análisis modal espectral; diseño sismorresistente; esbeltez.

Comparative analysis structural review of a 36-meter self-supported steel tower for telecommunications use

Abstract

The present research conducts a comparative analysis of the structural review of a 36-meter self-supporting steel tower designed for telecommunications purposes, aiming to evaluate its seismic behavior and overall stability. In the initial assessment performed using SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2023), slenderness-related failures were identified in secondary members. In order to validate and contrast these findings, a spectral modal analysis and verifications under the LRFD method were carried out with STAAD.Pro CONNECT Edition (Bentley Systems, Inc., 2023), in accordance with NEC-SE standards (MIDUVI, 2015), ANSI/TIA-222-G (2005), and AISC 360-16 (2016). The results reveal a fundamental period of 0.733 seconds, participating mass ratios exceeding 90%, controlled displacements (0.0074), and a base shear consistent with regulatory criteria, thereby indicating a satisfactory overall structural performance. Nevertheless, the secondary bracing members exhibit demand–capacity ratios between 1.2 and 1.9, along with slenderness ratios ranging from 240 to 380, confirming the deficiencies identified during the preliminary review. In conclusion, the tower meets essential seismic resistance requirements; however, optimization of the secondary members is required to enhance their compressive performance and ensure a more stable and reliable structural response.

Keywords: Self-supported steel tower; modal ppectral analysis; seismic-resistant design; slenderness

Introducción

El rápido desarrollo de las tecnologías de la información y comunicación (TIC) ha impulsado la expansión global de las telecomunicaciones móviles, convirtiéndolas en un pilar esencial para el crecimiento económico y tecnológico (López *et al.*, 2021). Este avance ha incrementado la demanda de infraestructura física, especialmente torres

metálicas destinadas a soportar antenas y equipos de transmisión (Briones y Sámano, 2018).

La evolución tecnológica hacia redes 4G y 5G ha aumentado las exigencias estructurales sobre estas infraestructuras, ya que muchas torres diseñadas para generaciones anteriores no consideran adecuadamente los efectos dinámicos provocados por los equipos modernos ni el aumento de las cargas derivadas de los nuevos sistemas de transmisión (Barreno *et al.*, 2016; Guilcaso, 2023).

En este contexto, las torres metálicas autosoportadas se destacan como una de las tipologías estructurales más utilizadas en el sector de las telecomunicaciones, debido a su eficiencia, facilidad constructiva y bajo costo de mantenimiento. Sin embargo, su alta sensibilidad frente a acciones sísmicas y eólicas requiere la aplicación de criterios de diseño y verificación más estrictos, orientados a asegurar su estabilidad global, resistencia y un desempeño estructural seguro (Páez y Sensale, 2017; Fernández *et al.*, 2018; Martín *et al.*, 2018; Verdecia y García, 2020; Hernández y Patlán, 2023).

En Ecuador, se construye actualmente una torre metálica autosoportada de 36 metros de altura, diseñada con una geometría optimizada que disminuye la cantidad de arriostramientos y reemplaza los perfiles angulares tradicionales por perfiles tubulares en los montantes principales, con el objetivo de mejorar su desempeño estructural frente a acciones sísmicas y de viento (Ye *et al.*, 2021; Angelillo *et al.*, 2023; Moncayo *et al.*, 2024).

Sin embargo, una primera revisión del diseño estructural realizada con SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2023) evidenció fallas locales relacionadas con la esbeltez en algunos elementos secundarios, lo que motivó la ejecución de un nuevo análisis estructural mediante el software STAAD.Pro CONNECT Edition (Bentley Systems, Inc., 2023), con el propósito de verificar la consistencia de los resultados obtenidos en el análisis inicial (Sánchez *et al.*, 2018; Tapia Hernández *et al.*, 2019; Sugihardjo *et al.*, 2022).

A partir de estos antecedentes, el presente estudio realiza un análisis modal espectral y aplica el método Load and Resistance Factor Design (LRFD) para evaluar la estabilidad global de la torre, en concordancia con los parámetros establecidos en las normas (ANSI/TIA-222-G Telecommunications Industry Association, 2005; NEC-SE-CG Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014a; NEC-SE-DS Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014b), junto con referencias internacionales recientes (Bertero *et al.*, 2022; Paula *et al.*, 2022; Sabelli *et al.*, 2024; Arhant Tewari *et al.*, 2025). Los resultados obtenidos buscan proporcionar criterios técnicos para la optimización estructural y la sostenibilidad del diseño de la torre metálica.

Metodología

Localización y configuración estructural de la torre objeto de análisis

La torre autosoportada analizada en este estudio se encuentra ubicada en el Cantón Ponce Enríquez, Provincia de Azuay, Ecuador. La estructura presenta una configuración de sección triangular y una altura total de 36 metros, (figura 1).

Asimismo, incorpora una configuración geométrica optimizada que permite reducir la cantidad de elementos estructurales secundarios (no incluye arriostramientos horizontales) y emplea perfiles tubulares en los montantes principales, esta propuesta permite minimizar la cantidad de materiales y simplificar el proceso de construcción, también resulta más económica en comparación con las estructuras convencionales, las cuales han sido construidas durante décadas con montantes conformados por perfiles angulares y arriostramientos horizontales y diagonales.

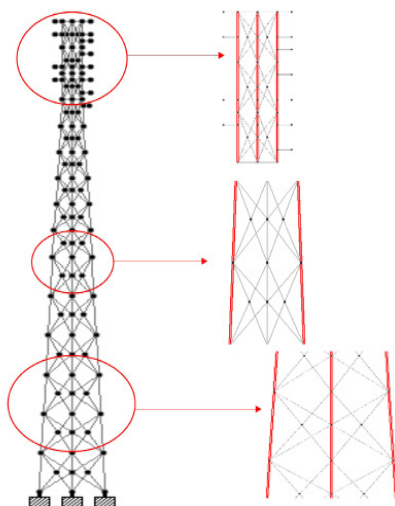


Figura 1. Configuración estructural de la torre ubicada en el Cantón Ponce Enríquez, Provincia de Azuay, Ecuador.

Fuente: Elaboración propia (2025)

La configuración estructural de la torre se compone de elementos principales y secundarios claramente diferenciados. Los montantes verticales, que cumplen la función de soportar las cargas axiales predominantes y transmitirlas hasta la cimentación, están conformados por tubos de acero con especificación cédula 40.

Por otro lado, los elementos interiores que proporcionan estabilidad lateral y contribuyen a la integridad estructural global mediante la formación de triángulos rígidos (arriostramientos) a lo largo de la altura de la torre, están constituidos por perfiles angulares laminados en caliente, cuyas especificaciones se detallan en la tabla 1.

Tabla 1. Longitud y secciones de los montantes y ángulos (arriostramientos)

Altura (m)	Elemento	Sección	Ø Ext (mm)	Ø Int (mm)	Lado (mm)	Espesor (mm)
0-6	Montante	Ced. 40	166,62	152,40	65,00	7,11
	Diagonal	L				6,00
6-18	Montante	Ced. 40	140,10	127,00	65,00	6,55
	Diagonal	L				6,00
18-24	Montante	Ced. 40	113,64	101,60	50,00	6,02
	Diagonal	L				6,00
24-30	Montante	Ced. 40	87,18	76,20	50,00	5,49
	Diagonal	L				4,00
30-36	Montante	Ced. 40	73,82	63,50	50,00	5,16
	Diagonal	L				4,00

Ø Ext: diámetro externo del montante, Ø Int: diámetro interno del montante, Ced.: cédula, L: ángulo

Fuente: Elaboración propia (2025)

Evaluación de las cargas permanentes en el análisis estructural

Las cargas permanentes consideradas en el análisis estructural corresponden al peso propio de los elementos que conforman la estructura, así como al de los equipos auxiliares, y accesorios complementarios, entre ellos la escalera de acceso, el portacables, los soportes de antena y las antenas mismas (Fernández *et al.*, 2018), tal como se presenta en la tabla 2.

Tabla 2. Peso propio de las antenas de telecomunicaciones

Elemento	Peso Unitario (kg)
Antena sectorial RF de 2,6 x 0,33 (m)	50,00
Antena microondas MW Ø 0,6 (m)	19,00
Antena microondas MW Ø 1,2 (m)	77,00
RRU	30,00
Soporte doble para antenas RF de 3 (m)	33,00
Soporte triple para antenas RF de 3 (m)	49,50
Soporte simple para antenas MW de 1 (m)	20,00
Soporte simple para antenas MW de 1,5 (m)	8,35
Escalera peatonal (m)	8,35
Escalerilla porta cable (m)	7,50

Fuente: Elaboración propia (2025)

Determinación de la carga variable
en el análisis estructural

La carga variable fue estimada como el equivalente al peso de tres personas que podrían acceder simultáneamente a la torre para realizar actividades de mantenimiento o reposición de equipos. Esta condición se consideró crítica en ciertos niveles de la estructura y se aplicó en los nodos correspondientes al área de trabajo (Llerena et al., 2024).

Cálculo de la presión del viento
sobre componentes principales

El cálculo de las acciones del viento se desarrolló conforme a la norma (ANSI/TIA-222-G Telecommunications Industry Association, 2005), aplicable al diseño de torres de telecomunicaciones y estructuras asociadas. Los parámetros de entrada utilizados para calcular la presión del viento se resumen en la tabla 3. Estos comprenden la geometría de la estructura y de los equipos instalados (antenas), que afectan directamente el área proyectada efectiva y, por ende, la magnitud de la presión dinámica.

Tabla 3. Parámetros generales para el cálculo de la presión del viento

Parámetro	Unidad	Valor
Velocidad de viento	Km/h	100,00
Velocidad de viento	m/s	27,78
Altura de torre	m	36,00
Diámetro antenas MW 1,2	m	1,20
Diámetro antenas MW 0,6	m	0,60
Altura antena RF	m	2,60
Ancho antena RF	m	0,33

Fuente: Elaboración propia (2025)

La presión dinámica efectiva, q_z , que representa la energía cinética del viento a una altura específica, se calculó empleando la ecuación 1.

$$q_z = 0,613 * K_z * K_{zt} * K_d * I \left(\frac{N}{m^2} \right) \tag{1}$$

donde:

K_z = coeficiente de presión dinámica.

K_{zt} = Factor topográfico.

K_d = factor de probabilidad de la dirección del viento.

V = velocidad básica del viento para la condición de carga investigada.

I = factor de importancia.

Los resultados que ejerce la presión dinámica en función a la altura de la torre se presentan en la tabla 4.

Tabla 4. Presión dinámica del viento q_z según altura de la torre

Localización	Altura (m)	q_z (kg/m ²)
Tramo 6	36	36,96
Tramo 5	30	35,08
Tramo 4	27	32,91
Tramo 3	18	30,32
Tramo 2	12	27,00
Tramo 1	6	24,97

Fuente: Elaboración propia (2025)

El área proyectada efectiva de la estructura $(EPA)_s$ se calculó empleando la ecuación 2, teniendo en cuenta la geometría de los montantes, arriostramientos y uniones, según su exposición al viento.

$$(EPA)_s = C_f [D_f * \Sigma A_f + D_r * \Sigma (A_r * R_r)] \quad (2)$$

donde:

$(EPA)_s$ = área proyectada efectiva.

C_f = coeficiente de fuerza

A_f = área proyectada de los componentes estructurales planos ubicados en una cara de la sección.

A_r = área proyectada de los componentes circulares en la misma cara.

A_g = área bruta de la cara, asumida como si fuera completamente sólida.

D_f y D_r = factores de dirección del viento aplicables a los componentes planos y circulares, respectivamente. La tabla 5 muestra el factor de reducción para elementos circulares.

Tabla 5. Factor de reducción para elementos circulares R_r

Altura		Área			Relación de solidez	
m	A_g (m ²)	A_f (m ²)	A_r (m ²)	ε	C_f	R_r
36	7,20	0,70	0,89	0,22	2,53	0,58
30	8,80	0,75	1,05	0,20	2,58	0,58
24	12,00	0,85	1,36	0,18	2,65	0,57
18	15,20	1,02	1,68	0,18	2,67	0,57
12	18,40	1,12	1,68	0,15	2,76	0,57
6	21,60	1,22	2,00	0,15	2,78	0,57

A_g es el área bruta de una cara como si fuera sólida; A_f es el área proyectada de los componentes estructurales planos de una cara de la sección; A_r área proyectada de los componentes estructurales circulares en una cara de la sección; ε relación de solidez de la estructura sin accesorios; C_f coeficiente de fuerza para una estructura; R_r factor de reducción para un elemento circular.

Fuente: Elaboración propia (2025)

Las fuerzas de viento horizontales F_{ST} que actúan sobre la torre, fueron calculadas empleando la ecuación 3.

$$F_{ST} = q_z G_h (EPA)_s \tag{3}$$

El factor de ráfaga G_h se asumió como 0,85, dado que la altura de la torre es inferior a 137 m. En la tabla 6 se muestran los valores finales de las fuerzas del viento obtenidos en función a la altura de la torre.

Tabla 6. Fuerzas de viento de diseño sobre la torre F_{ST}

Altura		$(EPA)_s$			$F_{ST} (kg)$	
m	N	60°	90°	N	60°	90°
36	3,07	2,71	2,80	96,31	85,19	87,97
30	3,48	3,10	3,19	103,78	92,30	95,17
24	4,32	3,87	3,98	120,73	108,15	111,29
18	5,29	4,75	4,88	136,42	122,36	125,87
12	5,72	5,11	5,26	131,34	117,19	120,73
6	6,53	5,85	6,02	138,60	124,24	127,83

$(EPA)_s$: área proyectada efectiva sobre la torre, F_{ST} : fuerza de viento de diseño sobre la estructura.

Fuente: Elaboración propia (2025)

Cálculo de la presión del viento sobre accesorios

Las fuerzas del viento sobre los accesorios F_A se determinaron como la suma de las cargas actuantes sobre las antenas de microondas y las antenas sectoriales, conforme a los lineamientos establecidos en la norma (ANSI/TIA-222-G Telecommunications Industry Association 2005).

La fuerza del viento sobre la antena de microondas se calculó empleando la ecuación 4.

$$F_{am} = q_z * G_h * C_A * A \tag{4}$$

donde:

F_{am} = fuerza normal ejercida sobre el área de la antena de microondas.

q_z = corresponde a la presión dinámica en el vértice de la antenna.

G_h = es el factor de ráfaga de viento.

A = área de apertura exterior de la antenna.

C_A = coeficiente de fuerza, que depende del ángulo de incidencia del viento θ y del tipo de antenna, que en este caso no dispone de radomo, (figura 2).

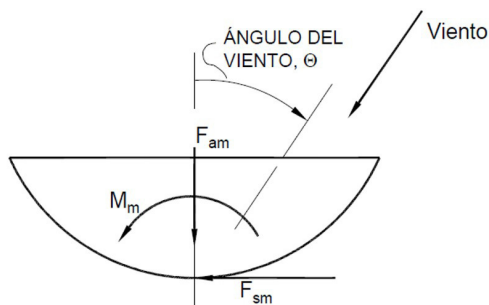


Figura 2. Tipo de antenna sin radomo.

Fuente: Elaboración propia (2025)

La tabla 7 muestra los resultados obtenidos de las fuerzas del viento sobre las antenas microondas.

Tabla 7. Fuerzas de viento de diseño sobre las antenas microondas
 F_{am} .

Altura (m)	g_z (kg/m ²)	Diametro Ø (m)	Cantidad (u)	A (m ²)	Ráfaga de viento G_h	C_A	F_{am} (Kg)
34	36,36	1,20	1,00	1,13	0,85	1,55	54,20
34	36,36	0,60	1,00	0,28	0,85	1,55	13,55
30	35,08	0,60	2,00	0,28	0,85	1,55	26,15

q_z presión dinámica a la altura del eje del accesorio; A es el área de apertura exterior de la antenna; G_h es el factor de ráfaga de viento; C_A coeficiente que se determina en función del ángulo de incidencia del viento; F_{am} representa la fuerza normal aplicada sobre el área de la antenna de microondas.

Fuente: Elaboración propia (2025)

Para las antenas sectoriales, la fuerza del viento F_{ac} se calculó empleando la ecuación 5, y los resultados se muestran en la tabla 8.

$$F_{ac} = q_z G_h (EPA)_{ac} \quad (5)$$

Altura (m)	g_z ($\frac{Kg}{m}$)	Cantidad (u)	A (m ²)	Ráfaga de viento G_h	C_A	F_{ac} (Kg)
36	36,96	3,00	0,86	0,85	1,20	97,03
32	35,73	2,00	0,86	0,85	1,20	62,55

q_z presión dinámica a la altura del eje del accesorio; A es el área de apertura exterior de la antena; G_h es el factor de ráfaga de viento; C_A es el coeficiente de fuerza; F_{ac} representa la fuerza para antenas celulares.

Fuente: Elaboración propia (2025)

Cálculo de la carga sísmica y espectro de diseño

Para el cálculo de la carga sísmica se empleó el espectro de diseño obtenido conforme a la normativa sísmica vigente (NEC-SE-CG Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014b). El análisis se realizó considerando que la torre se encuentra en zona sísmica V, con un factor de zona $Z=0,40$, un perfil del suelo tipo D, característico de suelos blandos con alta capacidad de amplificación espectral. Se tomaron en cuenta los factores asociados al comportamiento dinámico del terreno, incluyendo el factor de sitio, la amplificación de las ordenadas del espectro y los efectos derivados del comportamiento no lineal del suelo. En este contexto, los coeficientes utilizados fueron $F_a=1,2$ $F_d=1,19$ y $F_s=1,28$ correspondientes a las condiciones específicas definidas por la norma.

El período límite de vibración correspondiente al inicio de la meseta del espectro sísmico elástico de aceleraciones T_0 , se calculó empleando la ecuación 6. De manera análoga, el período límite al final de dicha meseta T_c , se determinó empleando la ecuación 7.

Por su parte, el período fundamental de vibración de la estructura, T , se calculó empleando la ecuación 8. Para su cálculo, se utilizaron los siguientes parámetros: el coeficiente C_t dependiente de la tipología estructural, con un valor de 0,073; $\alpha=0,75$; y la altura total de la torre medida desde su base, $h_n=36$ m.

$$T_0 = 0,10F_s \frac{F_d}{F_a} = 0,13 \quad (6)$$

$$T_c = 0,55F_s \frac{F_d}{F_a} = 0,70 \quad (7)$$

$$T = C_t * h^a = 1,073 \quad (8)$$

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , se determinó empleando la ecuación 9, para el caso $T \geq T_c$, con $r=1$, según tipo de suelo.

En cuanto a los factores de diseño sísmico, se adoptó un valor de reducción de resistencia sísmica $R=3.0$, el cual está asociado a sistemas estructurales dúctiles de acero. Asimismo, se consideró un coeficiente de importancia $I=1.0$, aplicable a estructuras de categoría sísmica intermedia.

Finalmente, los coeficientes de irregularidad en planta y elevación se tomaron como $\phi_p=0.9$ y $\phi_E=1.0$, respectivamente, en concordancia con la geometría regular de la torre analizada.

$$S_a = \eta * Z * F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r = 0,5622 \quad (9)$$

La tabla 9 presenta un resumen de los parámetros considerados en el cálculo del espectro de respuesta y del espectro de diseño sísmico.

Tabla 9. Parámetros para el espectro de respuesta y diseño

Factor	Valor
Z	0,40
Suelo	D
F_a	1,20
F_d	1,19
F_s	1,28
η	1,80
T_o	0,13
T_c	0,70
T	1,07
S_a	0,56
R	3,00
I	1.00
ϕ_p	0,90
ϕ_E	1,00

Z factor de zona; F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto; F_d Coeficiente de amplificación de suelo; F_s Coeficiente de amplificación de suelo comportamiento no lineal del suelo; η razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y la aceleración sísmica máxima en el terreno para el período de retorno seleccionado; T_o período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño; T_c período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño; T período fundamental de vibración de la estructura; S_a espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g); R factor de reducción de resistencia sísmica; I coeficiente de importancia; ϕ_p y ϕ_E coeficiente de irregularidad en planta y elevación.

Fuente: Elaboración propia (2025)

A partir de los parámetros sísmicos detallados en la tabla 9, se procedió a construir el espectro de diseño siguiendo el procedimiento establecido por la normativa (NEC-SE-CG Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014b). Este cálculo se implementó mediante una hoja de cálculo desarrollada en Microsoft Excel, que permitió automatizar la aplicación de la ecuación 9 para diferentes valores del período estructural T . El resultado del análisis se muestra en la figura 3, donde se grafican tanto el espectro de respuesta elástico como su versión modificada para diseño sísmico.

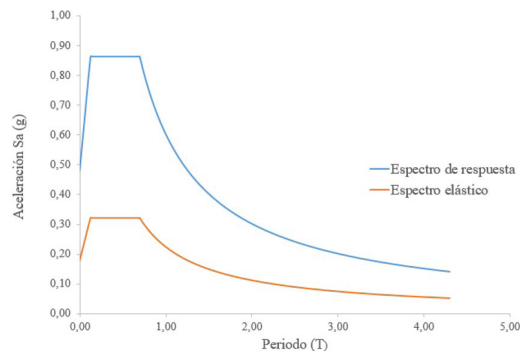


Figura 3. Espectro de respuesta y diseño

Fuente: Elaboración propia (2025)

Método de análisis sísmico considerado en la revisión estructural de la torre

El análisis sísmico llevado a cabo corresponde a un análisis espectral modal, un método basado en la descomposición modal del sistema estructural, que permite representar la respuesta dinámica global como una superposición lineal de los modos naturales de vibración de la estructura (López *et al.*, 2021; Pilatasig *et al.*, 2021; Rodríguez *et al.*, 2024).

La combinación de las respuestas modales se realizó mediante el método Complete Quadratic Combination (CQC), el cual permite considerar la contribución simultánea de los distintos modos de vibración (Xia y Peng, 2022). El uso de este tipo de análisis se encuentra respaldado por normativas nacionales e internacionales que lo exigen explícitamente (ANSI/TIA-222-G, 2005; NEC-SE-CG Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014b). Su aplicación resulta particularmente necesaria en estructuras que presentan irregularidades en planta o elevación, o en situaciones donde un análisis estático convencional no resulta suficiente para capturar con precisión el comportamiento dinámico ante acciones sísmicas.

Revisión estructural de la torre mediante el uso de STAAD.Pro CONNECT Edition

La revisión estructural de la torre se llevó a cabo mediante el software STAAD.Pro CONNECT Edition (Bentley Systems, Inc., 2023), herramienta que permite realizar análisis estructurales avanzados en concordancia con múltiples normativas internacionales.

Para esta segunda revisión, se aplicó el método de diseño por factores de carga y resistencia Load and Resistance Factor Design, (LRFD), conforme a lo establecido en la norma AISC 360-16 (American Institute of Steel Construction, 2016).

El proceso de modelado estructural comenzó con la elaboración de la geometría de la torre, introduciendo las coordenadas de los nodos y la incidencia correspondiente de los elementos estructurales. Luego, se asignaron las secciones transversales de los miembros y se definieron las condiciones de apoyo tipo fixed (empotramiento), las cuales restringen tanto los desplazamientos como las rotaciones en tres direcciones, garantizando así una adecuada representación de la interacción entre la superestructura y la cimentación.

Después, se incorporaron las cargas que actúan sobre la estructura, considerando las cargas permanentes, variables y accidentales relacionadas con la acción sísmica, las cuales se definieron a partir del espectro de aceleración correspondiente a la zona de estudio, conforme a la normativa vigente. También se establecieron las combinaciones de carga reglamentarias, lo que permitió evaluar el comportamiento estructural bajo escenarios de sollicitación real.

A continuación, se introdujeron los parámetros de diseño, incluyendo el esfuerzo de fluencia del acero, y las longitudes efectivas en los ejes locales de los elementos, necesarios para evaluar la esbeltez. Finalmente, se llevó a cabo el proceso de verificación estructural mediante el comando Check Code, tal como se muestra en la Figura 4.

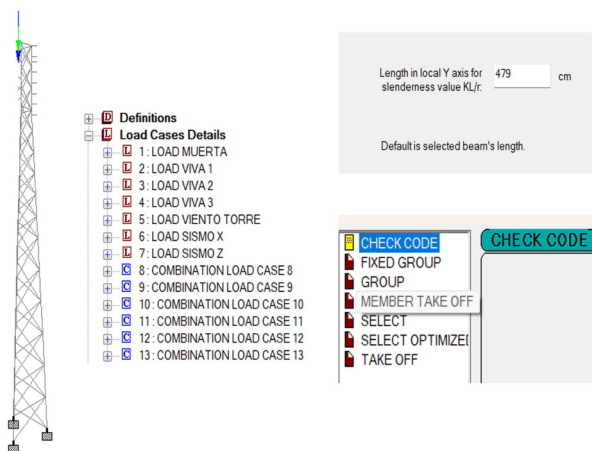


Figura 4 Modelo estructural realizado con el software STAAD.Pro CONNECT Edition

Fuente: Elaboración propia (2025)

Resultados y discusión

En las Tablas 10, 11 y 12 se muestran los resultados obtenidos y las discusiones:

Tabla 10. Periodo y porcentaje de masa participativa

Parámetro	Valor STAAD.Pro	Valor normativo	Evaluación
Periodo fundamental (s)	0,733	1,073	Cumple – más rígido que el límite permitido
% masa participativa x	93,406	≥ 90	Cumple – valor adecuado
% masa participativa z	93,569	≥ 90	Cumple – valor adecuado

Fuente: Elaboración propia (2025)

De acuerdo con los resultados presentados en la tabla 10, el análisis modal espectral arrojó un periodo fundamental de 0,733 segundos, valor inferior al límite permisible de 1,073 segundos establecido por la normativa y calculado empleando la ecuación 8, lo que evidencia una rigidez estructural adecuada. Asimismo, los porcentajes de masa participativa en las direcciones X (93,406 %) y Z (93,569 %) superan el valor del 90 % requerido, lo cual garantiza una representación dinámica adecuada del comportamiento estructural y respalda la validez del análisis modal para fines de diseño sismorresistente (Ugel y Herrera, 2015; Ferrera *et al.*, 2018; Medina y Galarza, 2020; Valencia *et al.*, 2024).

Tabla 11. Cortantes basales y derivas

Parámetro	Dirección x	Dirección z	Normativa	Evaluación
Cortante Basal (t)	0,98	0,98	1,16	Cumple con 85% requerido
Deriva máxima (adimensional)	0,0074	0,0074	0,02	Cumple – dentro del límite permisible

Fuente: Elaboración propia (2025)

Según los resultados presentados en la tabla 11, el cortante basal obtenido en ambas direcciones (0,98 t) cumple con el 85 % del valor mínimo exigido por la normativa (1,16 t), calculado empleando la ecuación 10, lo que garantiza una representación adecuada de la demanda sísmica. Por otro lado, las derivas máximas obtenidas (0,0074) se encuentran ampliamente por debajo del límite permisible de 0,02, lo que evidencia un adecuado control de desplazamientos laterales y un desempeño estructural

satisfactorio frente a la acción sísmica (NEC-SE-CG Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014b; Aguiar y Del Castillo, 2019; De La Cruz Álvarez y Yoctun, 2022).

$$V = \frac{1 * 0.56}{3 * 0.9 * 1} = 5,6 = 1,16 t \quad (10)$$

Tabla 12. Verificación del criterio columna fuerte – viga débil, relación demanda capacidad, esbeltez en arriostramientos

Parámetro	Valor calculado	Valor normativo	Evaluación
Control columna fuerte – viga débil	6,5	≥ 1	Cumple – configuración adecuada de jerarquía
Relación demanda – capacidad en elementos principales	0,304	≤ 1	Cumple dentro del límite permitido
Relación demanda – capacidad en los arriostramientos	1,2 - 1,9	≥ 1	No cumple – requiere rediseño o refuerzo
Esbeltez en los arriostramientos	240 - 380	≤ 200	Excesiva – posible falla por pandeo local requiere revisión

Fuente: Elaboración propia (2025)

Los resultados obtenidos que se muestran en la tabla 12, evidencian que se cumple con el criterio de columna fuerte–viga débil, alcanzando una relación de 6,5 frente al mínimo normativo de 1. Este resultado demuestra una jerarquía estructural correcta, que asegura que los mecanismos de falla se presenten primero en los elementos secundarios antes que, en los principales, de acuerdo con los principios del diseño sismorresistente basados en la capacidad y la ductilidad que buscan garantizar un comportamiento estructural controlado y estable durante la acción sísmica.

Por otro lado, los elementos principales muestran una relación máxima demanda – capacidad de 0,304, valor dentro del límite permitido por la normativa. No obstante, los arriostramientos presentan una relación demanda – capacidad comprendida entre 1,2 y 1,9, asociados a valores de esbeltez a compresión comprendidos entre 240 y 380, resultados que superan los límites establecidos por la normativa, lo que evidencia la presencia de inestabilidades locales por pandeo y la necesidad de optimizar la longitud efectiva o la sección transversal de dichos elementos para mejorar su desempeño bajo cargas axiales de compresión (NEC-SE-AC Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014c; AISC, 2016; Gamoneda *et al.*, 2023).

Conclusiones

La revisión estructural de la torre autosoportada realizada con el Software STAAD. Pro CONNECT Edition (Bentley Systems, Inc., 2023), cumple con los parámetros sismorresistentes exigidos por la normativa vigente, incluyendo el periodo fundamental, la masa participativa, el cortante basal, las derivas y el control del nudo. Además, los montantes principales no presentan fallas por capacidad, registrando relación máxima demanda-capacidad máximo de 0,304, muy por debajo del límite permisible.

Los elementos secundarios presentan relación demanda – capacidad superior al límite normativo, con valores que oscilan entre 1,2 y 1,9, lo que indica una condición estructural deficiente. Esta situación se relaciona con niveles elevados de esbeltez, comprendidos entre 240 y 380, que exceden el umbral máximo de 200 establecido para miembros sometidos a compresión. Bajo estas circunstancias, los elementos se tornan especialmente propensos al pandeo, disminuyendo significativamente su resistencia efectiva y aumentando la vulnerabilidad general del sistema ante cargas imprevistas. Estos hallazgos son consistentes con los resultados de la primera revisión estructural realizada mediante el software SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2023), lo que refuerza la confiabilidad del diagnóstico sobre las debilidades en el diseño de los elementos secundarios.

La unión de los elementos secundarios mediante la incorporación de perfiles angulares de 50×50×4 mm se presenta como una solución estructural adecuada para reducir problemas relacionados con la esbeltez en los sistemas de arriostramiento. Los resultados obtenidos muestran que, con la incorporación de este refuerzo, la relación demanda–capacidad se sitúa en el intervalo de $0.04 \leq \text{ratio} \leq 0.19$, lo que evidencia que estos elementos trabajan ampliamente por debajo de su capacidad resistente, eliminando la posibilidad de fallas por resistencia. Este criterio de refuerzo no solo mejora el desempeño estructural de la torre analizada, sino que también puede ser aplicado en otras torres de telecomunicaciones con configuraciones similares, constituyendo una alternativa eficiente, segura y de bajo costo.

Referencias bibliográficas

- Aguiar, R., & Del Castillo, F. (2019). Que significa una deriva de piso inelástica ligeramente superior al dos por ciento. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(1), 109-121. <https://doi.org/10.24133/riie.v24i1.1168>
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Specification for structural steel buildings* (AISC 360-16).

Angelillo, M., Bortot, A., & Olivieri, C. (2023). The corner tower of anagni cathedral: Geometry and equilibrium. *Nexus Network Journal*, 25, 341–349. <https://doi.org/10.1007/s00004-023-00695-3>

Arhant Tewari, Lakshay Bansal, Aniket Kumar Jha, & Dr. Ritu Raj. (2025). Dynamic behavior of transmission towers under wind loads: Analyzing wind-induced vibrations and fatigue. *World Journal of Advanced Engineering Technology and Sciences*, 15(2), 2018–2028. <https://doi.org/10.30574/wjaets.2025.15.2.0769>

Barreno, D. G., Carrión, D. P., & Tenecora, I. (2016). Evolución de la tecnología móvil. Camino a 5G. *Revista Contribuciones a Las Ciencias Sociales*, 1-13, <http://www.eumed.net/rev/cccss/2016/04/5G.html>

Bentley Systems, Inc. (2023). STAAD.Pro CONNECT Edition (Version 23.00.01.25) [Computer software]. <https://www.bentley.com/software/staadpro/>

Bertero, S., Tarazaga, P. A., & Sarlo, R. (2022). In situ seismic testing for experimental modal analysis of civil structures. *Engineering Structures* 270, 1-15. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114773>

Briones, R. E., & Sámano, Y. M. (2018). Regional telecommunications infrastructure: A multivariate analysis. *Trimestre Económico*, 85, 765–799. <https://doi.org/10.20430/ete.v85i340.537>

Computers and Structures, Inc. (2023). SAP2000 (Version 25.2.0) [Computer software]. <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>

De La Cruz Álvarez, J. E., & Yoctun, R. R. (2022). Análisis comparativo del diseño estructural de una edificación regular e irregular de ocho niveles en sistema de pórticos aplicando la norma E.030 2003, 2016 y 2018 diseño sismorresistente en la ciudad de Lima. *Revista Gaceta Técnica*, 23(1), 48–71. <https://doi.org/10.51372/gacetatecnica231.5>

Fernández, I., Vivian, E., Martín, P., Corona, Y., & Hernández, I. A. (2018). Análisis dinámico de una torre autosoportada sujeta a cargas de viento y sismo. *Obras y Proyectos*, 23, 78–86. <http://dx.doi.org/10.4067/s0718-28132018000100078>

Ferrera, H de la C., Sanchez, D. C., & González, L. (2018). Comportamiento estructural ante acciones sísmicas de una nave industrial de acero en Santiago de Cuba. *Ciencia En Su PC*, 1(4), 1–10. <https://www.redalyc.org/jatsRepo/1813/181358509001/html/index.html>

Gamonedá, R., Sariol, J. A., & Martínez, J. O. (2023). Influencia de la relación momento resistente columna – viga en el mecanismo de colapso de una edificación de tipología mixta ubicada en zona de alto peligro sísmico. *Obras y Proyectos*, 34, 29–39. <https://doi.org/10.21703/0718-2813.2023.34.2444>

Guilcaso, D. D., Gordón, S.A., Guerrero, D. P. (2023) Estudio comparativo entre estructuras metálicas, utilizando riostras de pandeo restringido (BRB) y

- disipadores (SLB). *Green World Journal*, 6(1), 1-24. <https://doi.org/10.53313/gwj61057>
- Hernández, H., & Patlán, C. M. (2023). Respuesta dinámica de torres autosoportadas utilizando registros sintéticos de viento huracanado y atmosférico. *Ciencia Nicolaita*, 87, 7-28. <https://doi.org/10.35830/cn.vi87.626>
- Llerena, R., Clavelo, B., Martín, P., & Elena, V. (2024). Experimental and analytical study of guyed mast with variable cable tensions. *Obras y Proyectos*, 36, 32-42. <https://doi.org/10.21703/0718-2813.2024.36.3001>
- López, J. R., Maldonado, K., & Macías, T. M. (2021). El avance tecnológico en la telefonía móvil. *UNESUM-Ciencias. Revista Científica Multidisciplinaria*, 6(3), 49-57. <https://doi.org/10.47230/unesum-ciencias.v6.n3.2022.417>
- López, N. S., Álvarez, E. R., & Sánchez, D. C. (2021). Análisis sísmico espectral de tanques cilíndricos verticales de acero. *Revista Facultad de Ingeniería*, 30(57). <https://doi.org/10.19053/01211129.v30.n57.2021.12636>
- Martín, P. R, Fernández, I., & Parnás, V. E. (2018). Comparative study of standards for the dynamic analysis of a self-supporting tower under wind load. *Informes de La Construcción*, 70(552). <https://doi.org/10.3989/ic.15.021>
- Medina, C., & Galarza, D. (2020). Análisis sísmico comparativo de una estructura irregular torsionalmente flexible aplicando NSP, MPA, NLRHA. *Revista Ingeniería de la Construcción*, 35(3), 257-274. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732020000300257>
- MIDUVI. (2014a). Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas (No Sísmicas) (NEC-SE CG). <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>
- MIDUVI. (2014b). Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas Sísmicas, Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS). <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>
- MIDUVI. (2014c). Norma Ecuatoriana de la Construcción: Estructuras de acero (NEC-SE-AC). <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/9.-NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf>
- Moncayo, F. P., Chicaiza, D. F., Vélez, I. S., Torres, P. B., & Vázquez, E. (2024). Seismic behavior of flange-web welded plate connections in tubular and concrete-

filled columns using finite element analysis. Applied Sciences (Switzerland), 14(15). <https://doi.org/10.3390/app14156494>

Páez, P., & Sensale, B. (2017). Análisis de mástiles atirantados mediante las funciones de estabilidad. En, Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE) (Ed.), VII Congreso Internacional de Estructuras (pp. 250-251), Madrid, España.

Paula, U. K. de, Carvalho, L. F. R. de, Reis, E. D., & Damasceno, D. A. B. (2022). Static and dynamic analysis of telecommunication towers subjected to wind. Research, Society and Development, 11(4), e18611427279. <https://doi.org/10.33448/rsd-v11i4.27279>

Pilatasig, J., Aguiar, R., Cagua, B., Andachi, O., & Cerón, P. (2021). Analysis of the reinforcement of a steel structure with concentric diagonals. manta uvc case. Revista Ingeniería de Construcción, 36(2), 294-310. <https://doi.org/10.7764/RIC.00004.21>

Rodríguez, C. A., Rodríguez, Á. M., López, R., & Caparrós, J. J. (2024). Comparative analysis and evaluation of seismic response in structures: perspectives from non-linear dynamic analysis to pushover analysis. Applied Sciences, 1-15. <https://doi.org/10.3390/app14062504>

Sabelli, R., Ziemian, R. D., & Schafer, B. W. (2024). ASD and LRFD lateral load combinations: Comparison of required strength and reliability for design of structural steel. Journal of Constructional Steel Research, 212. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2023.108210>

Sánchez, S., González, L., Calderín, F., & Sánchez, Y. (2018). Consideraciones acerca del diseño sismorresistente de edificios de acero en Cuba. Ciencias en su Pc, 1(2), 11-26. <https://www.redalyc.org/journal/1813/181358509002/html/>

Sugihardjo, H., Habieb, A. B., & Karuniawan, R. (2022). Seismic performance of special truss moment frames with x-bracing type: influence of building height. Civil and Environmental Engineering, 18(2), 631-640. <https://doi.org/10.2478/cee-2022-0058>

Tapia, E., & García, J. S. (2019). Comportamiento de estructuras de acero durante los sismos de septiembre de 2017. Revista de Ingeniería Sísmica, 101, 35-52 <https://doi.org/10.18867/ris.101.499>

Telecommunications Industry Association. (2005). Structural standard for antenna supporting structures and antennas (ANSI/TIA-222-G). Author.

Ugel, R., & Herrera, R. I. (2015). Comportamiento sismo-resistente de tres edificios de mediana altura proyectados según las normas venezolanas. Revista Gaceta Técnica, 14(1), 33-55.

- Valencia, J. L., Romero, C.A., Fritzner, J. (2024). Diseño de una nave industrial sin cerramiento lateral con puente grúa de capacidad 25 toneladas utilizando el software STAAD.Pro CONNET. *Revista Impacto Científico*, 19 (2), 504-525. <https://doi:10.5281/ZENODO.14318175>
- Verdecia, J. C., & García, J. A. (2020). Optimización estructural de una torre autosoportada mediante algoritmos genéticos. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 14(2), 1-15.
- Xia, D., & Peng, K. (2022). wind load and wind vibration response of a tv tower based on force measurement test in a wind tunnel. *Advances in Civil Engineering*, 1-12. <https://doi.org/10.1155/2022/7629438>
- Ye, J., Kyvelou, P., Gilardi, F., Lu, H., Gilbert, M., & Gardner, L. (2021). An End-to-End framework for the additive manufacture of optimized tubular structures. *IEEE Access*, 9, 165476–165489. <https://doi.org/10.1109/ACCESS.2021.3132797>