



# UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

---

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS

## “COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE TORRES AISLADAS DEL TIPO AUTOSOPORTADAS”

### TESIS

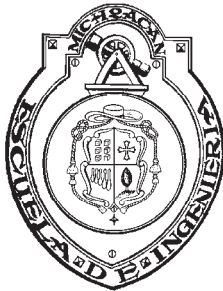
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERIA  
INGENIERIA CIVIL-ESTRUCTURAS**

P R E S E N T A :

**ANTONIO RANGEL TORAL**

**ASESOR: Dr. HUGO HERNÁNDEZ BARRIOS**



---

MORELIA, MICH.

AGOSTO 2009

# ÍNDICE

1.	ANÁLISIS EÓLICO	1
1.1	Variación de la velocidad media con la altura	2
1.1.1	Perfil de velocidad media, modelo logarítmico.	7
1.1.2	Perfil de velocidad media, modelo exponencial	12
1.2	varianza y desviación estándar (RMS) de las fluctuaciones del viento	15
1.2.1	Variación de la RMS únicamente con la velocidad y la rugosidad	16
1.2.2	Variación de la RMS con la velocidad, rugosidad y con la altura	17
1.3	Intensidad o índice de turbulencia	18
1.4	Tiempo de promediación de la velocidad media (relación de velocidades medias)	18
1.5	Relación entre velocidades medias y de ráfagas instantáneas (factor de ráfaga)	19
1.5.1	análisis de la respuesta dinámica de estructuras aeroelásticamente estables	21
1.5.2	análisis en el dominio de la frecuencia de sistemas de 1gdl	21
1.6	integral de escala de turbulencia	22
1.7	funciones de autocorrelación y autocovarianza	24
1.7.1	función de densidad espectral de la fluctuaciones longitudinales de la velocidad	26
2.	CONSIDERACIONES GENERALES DE TORRES AUTOSOPORTADAS	29
2.1	Introducción	30
2.2	Tipos de torres de comunicación	31
2.3	Torres de celosía autosoportadas	32
2.4	Clasificación de las torres autosoportadas de celosía	38

2.5	Resumen de la clasificación por tipo de torres	49
3.	PROPIEDADES DINÁMICAS DE TORRES AUTOSOPORTADAS DE CELOSÍA	51
3.1	Introducción	52
3.2	Análisis preliminar de los datos	52
3.3	Propiedades estáticas y dinámicas de las torres tipo 1	54
3.4	Propiedades estáticas y dinámicas de las torres tipo 2	69
3.5	Propiedades estáticas y dinámicas de las torres tipo 3	81
3.6	Propiedades estáticas y dinámicas de las torres tipo 4	89
3.7	Propiedades estáticas y dinámicas de las torres tipo 5	97
3.8	Propiedades estáticas y dinámicas de las torres tipo 6	110
3.9	Propiedades estáticas y dinámicas de las torres tipo 7	116
3.10	Propiedades estáticas y dinámicas de las torres tipo 8	123
4.	RESPUESTA DINÁMICA DE TORRES DE CELOSÍA AUTOSOPORTADAS	129
4.1	Introducción	130
4.2	Manual de diseño de obras civiles de la CFE, MDOC-1993	130
4.3	clasificación de las estructuras según su importancia	132
4.4	clasificación de las estructuras según su respuesta ante la acción del viento	132
4.5	categorías de terrenos y clase de estructuras	133
4.6	determinación de la velocidad de diseño $v_D$	134
4.7	presión dinámica de base $q_z$	140
4.8	Análisis estático	141
4.9	análisis dinámico	144
4.10	ejemplo de aplicación 1	149
	4.10.1 Parámetros de análisis de la torre	150
	4.10.2 Análisis de cargas	150
	4.10.3 Determinación de fuerzas de viento	151
	4.10.4 Programa	154
5.	MÉTODO DE ANÁLISIS PROPUESTO	159
5.1	Introducción	160
5.2	Determinación de la velocidad media	160
5.3	Factor de exposición de la velocidad media	160

5.4	Presión actuante sobre estructuras	161
5.5	Fuerza dinámica equivalente en la dirección del viento, para torres de celosía autoportadas	162
5.6	Factor de amplificación dinámica para torres de celosía autoportadas	162
5.7	Ejemplo de aplicación 1	166
	5.7.1 Determinación de las fuerzas de viento (Programa)	172
5.8	Ejemplo de aplicación 2	189
6.	CONCLUSIONES	211
7.	BIBLIOGRAFÍA	221

## RESUMEN

Alrededor del mundo los sistemas de comunicación son importantes en la vida cotidiana de la sociedad, pues se utilizan constantemente para el desarrollo de las actividades de la población. En casos de desastres naturales es importante que la comunicación no se interrumpa, ya que es el medio para coordinar las tareas de reacción y contrarrestar los efectos del fenómeno natural.

Actualmente, los sistemas de comunicación más usados son la telefonía fija y móvil, la televisión y la radio. La transmisión de la señal de los sistemas de comunicación se hace a través de antenas receptoras y transmisoras, las que requieren para su correcta instalación y funcionamiento una estructura, por lo general con suficiente altura para evitar que exista interferencia en la señal.

En el capítulo se resumen conceptos básicos del análisis eólico, como velocidad media, la varianza de la velocidad media, índice de turbulencia, tiempo de promediación de la velocidad media y factor de ráfaga de la velocidad del viento.

En el capítulo 2 se describen las torres de celosía del tipo autosoportada que se construyen en el País, estas se clasifican de acuerdo a su geometría y a la estructuración.

En el capítulo 3 para cada tipo de torres clasificadas en el capítulo 2, se proponen ecuaciones simplificadas para determinar características dinámicas de torres, para este fin se analizaron 214 torres construidas en el País.

En el capítulo 4 se describe el procedimiento de análisis eólico dinámico para torres de celosía del tipo autosoportadas propuesto en el MDOC-1993, se desarrollo un programa para la aplicación del método y se desarrolla un ejemplo de aplicación.

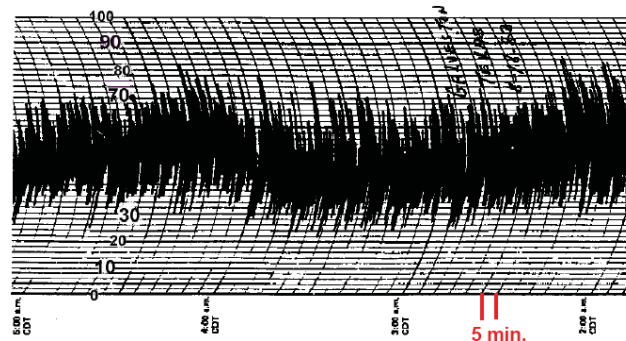
En el capítulo 5 se propone un procedimiento de análisis eólico en el que la forma de obtener el factor de amplificación dinámico, se compara este procedimiento con el procedimiento propuesto en el MDOC-1993, además se analiza un procedimiento propuesto en el código australiano, y se comparan los resultados obtenidos con estos tres procedimientos.

# CAPÍTULO 1 ANÁLISIS EÓLICO

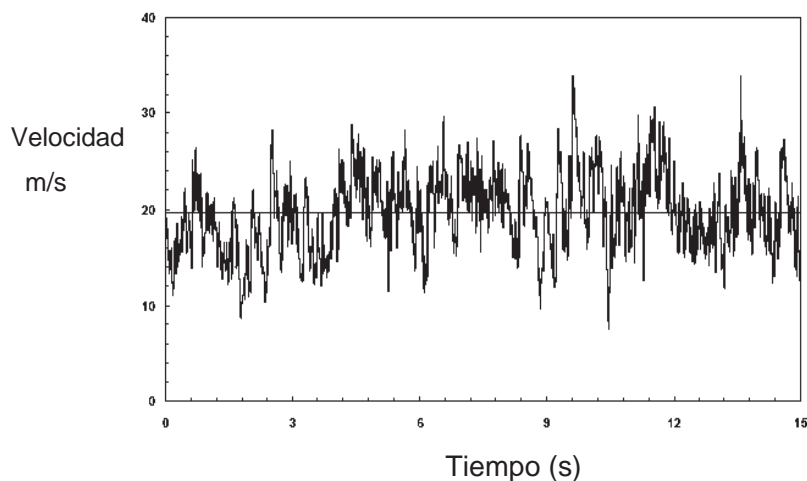
## 1.1 VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD MEDIA CON LA ALTURA

Se ha establecido que registros de velocidades del viento en periodos de tiempo entre 10 minutos y 2 horas, provee razonables valores de la componente media de la velocidad del viento,  $\bar{V}(z)$ . Un periodo de una hora cae en el promedio de este intervalo y es el periodo de registro en muchos países en donde estaciones meteorológicas ubicadas en diversas partes miden y resumen la velocidad máxima diaria del viento.

La velocidad media horaria,  $\bar{V}_{1h}(z)$ , es registrada a una altura de 10 m, pero la velocidad incrementa conforme incrementa la altura sobre el terreno hasta una altura gradiente en que alcanza la velocidad gradiente,  $\bar{V}_g$ .



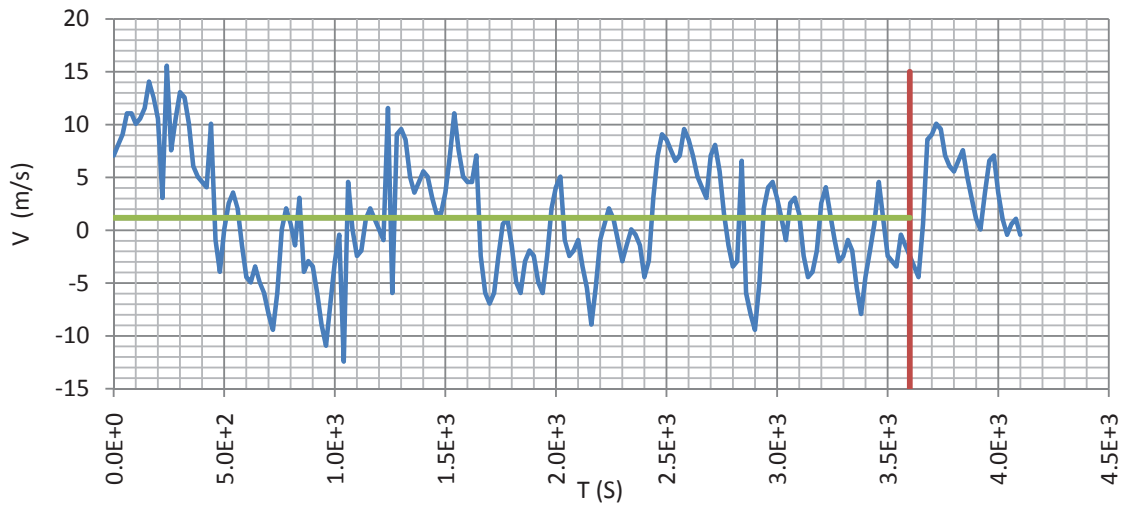
(a) Registro típico de la velocidad del viento.



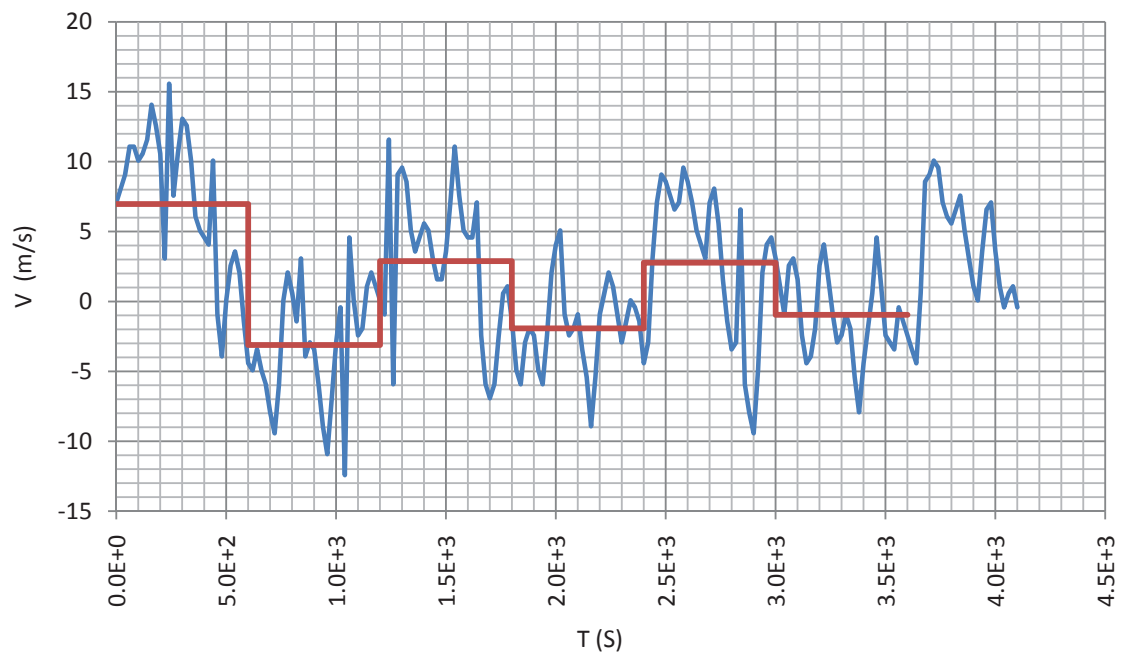
(b) Velocidad media del viento.

Figura 1.1.1 Registro del viento y velocidad media

Si el flujo del viento fuera laminar la velocidad debiera ser la misma para todos los intervalos de medición, sin embargo, debido a las fluctuaciones de la turbulencia, las definiciones de la velocidad dependen del tiempo de promediación en los registros. En la Figura 1.1.1 se muestra un registro de viento característico y el concepto de velocidad media del viento.



(a) Tiempo de promediación 3600 s



(b) Tiempo de promediación 600 s

Figura 1.1.2 Velocidades media del viento promediada en diferentes tiempos.

La velocidad de ráfaga promediada cada 3 segundos, representa el promedio de una tormenta máxima en ese tiempo. La velocidad media horaria es la velocidad promedio medida en una tormenta durante una hora, y normalmente es la velocidad de referencia en las pruebas de túnel de viento. La velocidad medida durante un huracán puede considerarse que permanece estacionaria durante un periodo de 20 minutos, por lo que normalmente se promedia en ese intervalo. Los registros de viento en tornados



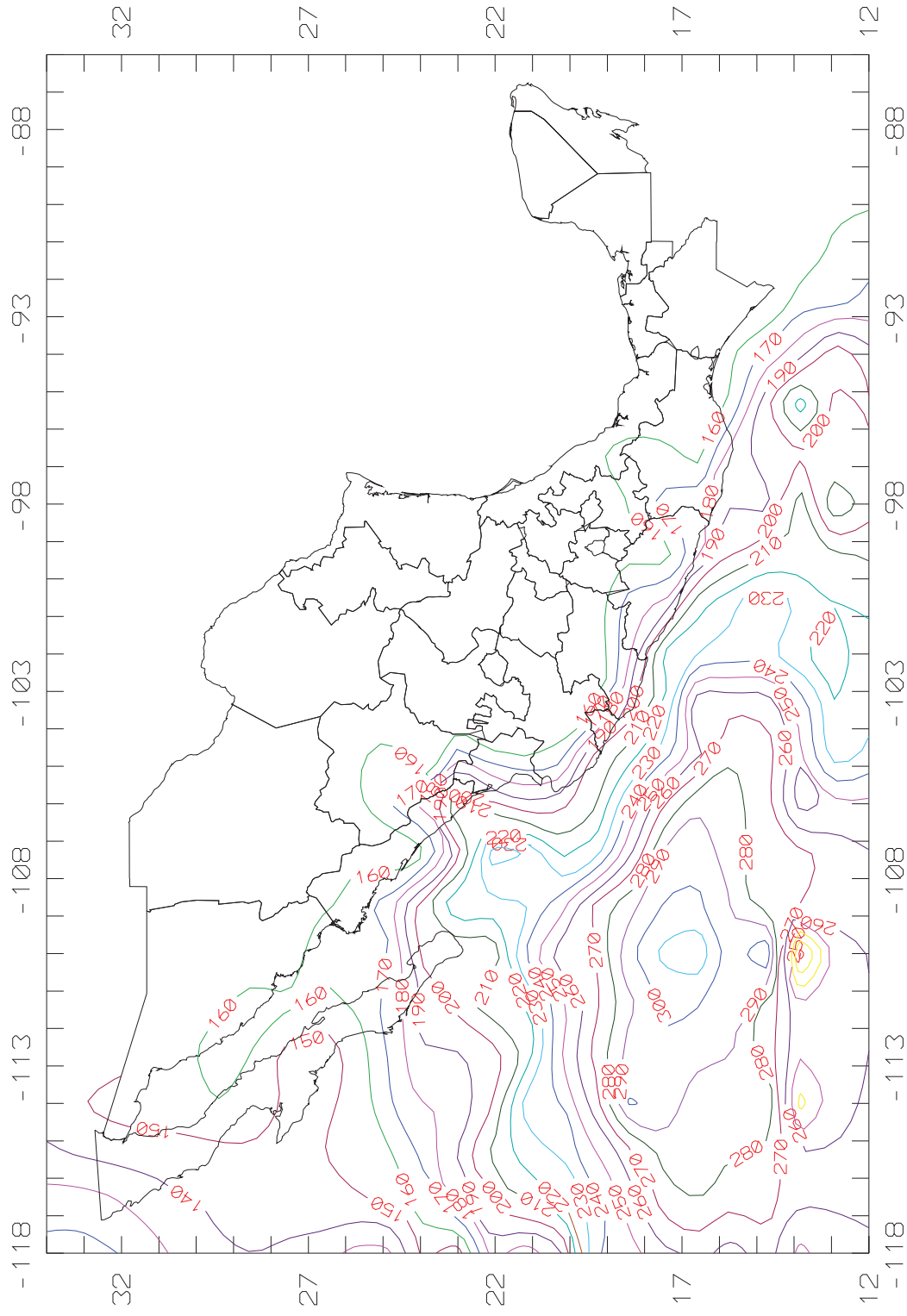
(thunderstorm) pueden considerarse estacionarios durante un intervalo de 4 minutos. Anteriormente, el código Norteamericano de diseño por viento (ASCE 7, 1995) consideraba la velocidad del viento sostenida, la cuantificaba en la milla más rápida, que representa la velocidad del viento máxima promediada en un tiempo requerido para pasar de un punto a otro un volumen de aire con una longitud horizontal de una milla. En la Figura 1.1.2 se ilustra la velocidad promedio para diferentes tiempos de promediación en un mismo registro de viento.

En la práctica de la ingeniería es común suponer que los registros de velocidad del viento son estadísticamente estacionarios en periodos de 10 minutos a una hora (Simui y Miyata, 2006).

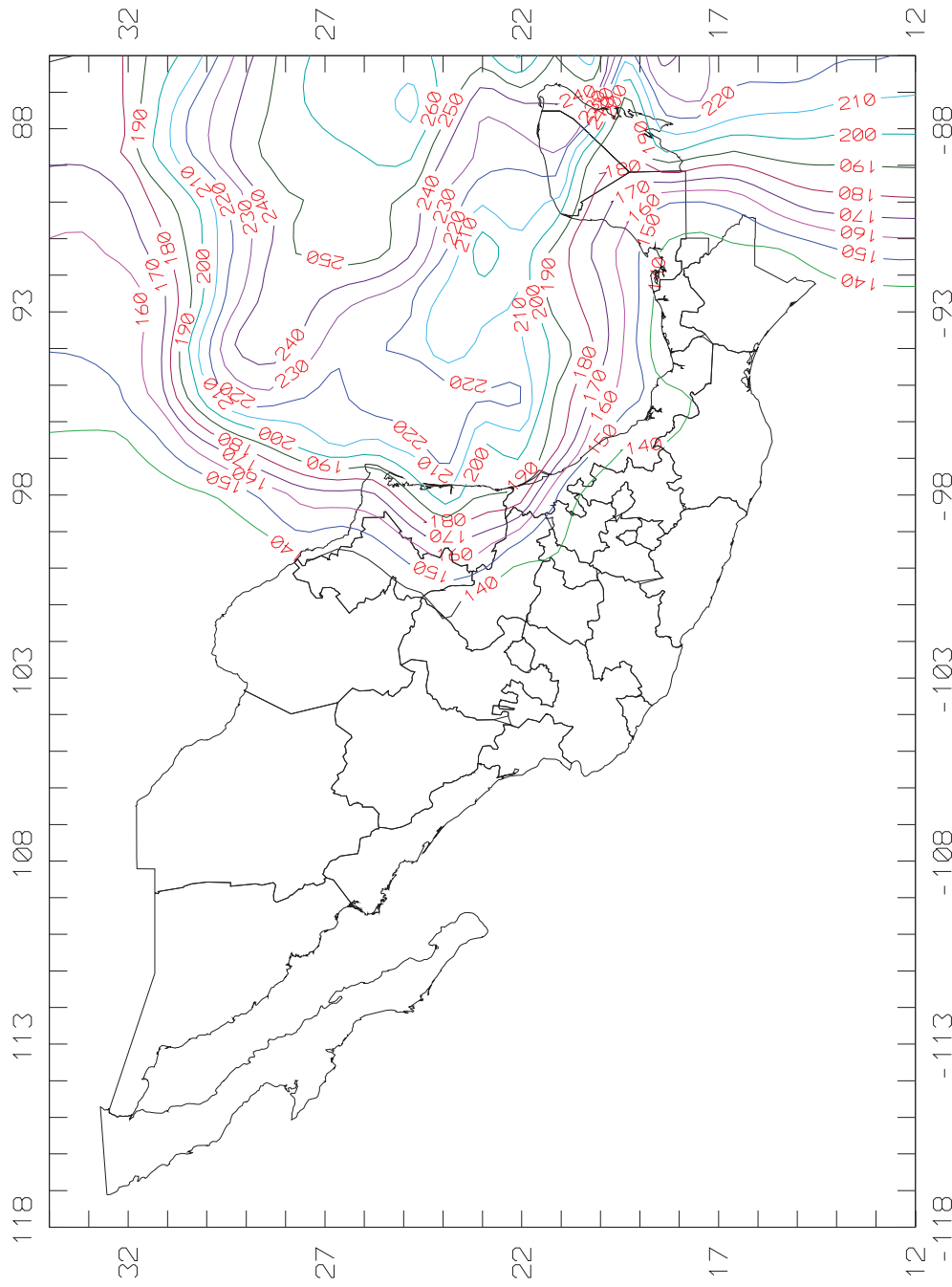
En México la velocidad media del viento se mide en terreno plano a 10m de altura y promediada a 3 segundos (MDOC, 1993), para diferentes periodos de recurrencia. En la Figura 1.1.3 se muestra el mapa de isotacas, es decir de iguales velocidades regionales para un periodo de retorno de 200 años (MDOC. 2009), en las costas del Pacífico y del Golfo de México.

Convencionalmente existen dos leyes matemáticas para expresar la variación de la velocidad media del viento con la altura: (1) la ley logarítmica y (2) la ley exponencial.

Los parámetros que intervienen en el cálculo de ambos modelos de variación de velocidad dependen de las condiciones del terreno y del tiempo de promediación de la velocidad en los registros.



(a) velocidades de huracanes en el Pacifico, para periodo de retorno de 200 años



(b) velocidades de huracanes en el Atlántico, para periodo de retorno de 200 años  
 Figura 1.1.3 Mapa de isotacas promediado a 3s (MDOC, 2009).

### 1.1.1 PERFIL DE VELOCIDAD MEDIA, MODELO LOGARÍTMICO

La ley de variación de la velocidad media del viento con la altura en forma logarítmica provee la velocidad media,  $\bar{V}(z)$  a una altura  $z$  sobre la superficie del terreno con:

$$\bar{V}(z) = \frac{1}{K} u_* \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (1.1.1)$$

Considerando la constante de Kármán como  $K = 0.40$ ,

$$\bar{V}(z) = 2.5 u_* \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (1.1.2)$$

Dyrbye y Hansen (1997) proponen:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} \quad (1.1.3)$$

donde  $\tau_o$  son los esfuerzos cortantes de la superficie del terreno y  $\rho$  es la densidad del aire. Para vientos extremos la velocidad de fricción es del orden de  $1-2 \text{ m/s}$ .

A una altura de 10 m sobre el terreno:

$$u_* = \frac{\bar{V}(10)}{2.5 \ln\left(\frac{10}{z_0}\right)} = \frac{1}{2.5 \ln\left(\frac{10}{z_0}\right)} \bar{V}(10) \quad (1.1.4)$$

o bien:

$$u_* = \sqrt{k} \bar{V}(10) \quad (1.1.5)$$

donde  $u_*$  (m/s) es la velocidad de cortante o velocidad de fricción,  $z_0$  es la longitud de rugosidad,  $\bar{V}(10)$  (m/s) es la velocidad media a una altura de referencia de 10m sobre el nivel del terreno y  $k$  es el coeficiente de arrastre de la superficie, definido como:

$$\sqrt{k} = \frac{1}{2.5 \ln\left(\frac{10}{z_0}\right)} \quad (1.1.6)$$

Los valores de  $z_0$  y de  $k$  se obtienen de la Tabla 1.1.1 para diversos tipos de terrenos.

Tabla 1.1.1 Longitud de rugosidad y coeficientes de arrastre del terreno para diversos terrenos

Tipo de terreno	$z_0 (m)$	$k \times 10^3$
Arenoso	0.0001-0.001	1.2-1.9
Playa	0.005	0.7-2.6
Pastizales cortos	0.01-0.04	3.4-5.2
Pastizales altos	0.04-0.10	5.2-7.6
Bosques con pinos	0.90-1.00	28.0-30.0
Áreas suburbanas	0.20-0.40	10.5-15.4
Centros de ciudades	0.35-0.45	14.2-16.6
Centros de grandes ciudades	0.60-0.80	20.2-25.1

Sustituyendo en (1.1.2),

$$\bar{V}(z) = 2.5u_* \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (1.1.2)$$

el valor de

$$u_* = \sqrt{k} \bar{V}(10) \quad (1.1.5)$$

y de,

$$\sqrt{k} = \frac{1}{2.5 \ln\left(\frac{10}{z_0}\right)} \quad (1.1.6)$$

$$\bar{V}(z) = \frac{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}{\ln\left(\frac{10}{z_0}\right)} \bar{V}(10) \quad (1.1.7)$$

Si se conoce el coeficiente de arrastre del terreno,  $k$ , entonces los correspondientes valores para  $z_0$  se obtienen de la ecuación (1.1.2), así:

$$\bar{V}(z) = 2.5u_* \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (1.1.2)$$

$$\frac{\bar{V}(z)}{2.5u_*} = \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

$$\exp\left(\frac{\bar{V}(z)}{2.5u_*}\right) = \left(\frac{z}{z_0}\right)$$

$$z_0 = \frac{z}{\exp\left(\frac{\bar{V}(z)}{2.5u_*}\right)}$$

$$z_0 = z \exp\left(\frac{-\bar{V}(z)}{2.5u_*}\right) \quad (1.1.8)$$

La longitud de rugosidad  $z_0$  puede ser interpretada como el tamaño de un vórtice característico, el cual se forma como resultado de la fricción entre el aire y la rugosidad de la superficie.

La ley logarítmica es aplicable a alturas que exceden a 10m, abajo de esta altura la velocidad se supone constante e igual a  $\bar{V}(10)$ . En algunos códigos de diseño eólico la ley logarítmica se ha modificado (Harris y Deaves, 1980) y la velocidad media con la altura  $z$  está dada por:

$$\bar{V}(z) = 2.5u_* \left[ \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 5.75\left(\frac{z}{\delta_x}\right) - 1.87\left(\frac{z}{\delta_x}\right)^2 - 1.33\left(\frac{z}{\delta_x}\right)^3 + 0.25\left(\frac{z}{\delta_x}\right)^4 \right] \quad (1.1.9)$$

donde  $\delta_x$  es la altura gradiente que depende del tipo de terreno de exposición,  $x$ , y puede determinarse con:

$$\delta_x = \frac{u_*}{2\beta \omega \sin\phi} = \frac{u_*}{\beta f_c} \quad (1.1.10)$$

donde  $\omega$  es la rotación angular de la tierra ( $7.2722 \times 10^{-5} \text{ rad/s}$ ),  $\phi$  es el ángulo local de la latitud y  $\beta$  es una constante tomada igual a 6.0.

Para alturas menores a 200m, los términos de orden superior pueden omitirse en la ecuación (1.1.9) de tal forma que,

$$\bar{V}(z) = 2.5u_* \left[ \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 5.75\left(\frac{z}{\delta_x}\right) \right] \quad (1.1.11)$$

$$\bar{V}(z) = 2.5u_* \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 14.375u_* \left(\frac{z}{\delta_x}\right) \quad (1.1.13)$$

Sustituyendo,

$$\delta_x = \frac{u_*}{2(6.0)(7.2722 \times 10^{-5}) \text{sen}\phi} \quad (1.1.14)$$

Considerando  $z = 10m$ ,

$$\bar{V}(10) = 2.5u_* \ln\left(\frac{10}{z_0}\right) + 14.375u_* \left( \frac{\frac{10}{u_*}}{2(6.0)(7.2722 \times 10^{-5}) \text{sen}\phi} \right) \quad (1.1.15)$$

de donde:

$$u_* = \frac{\bar{V}(10) - 0.12544545 \text{sen}\phi}{2.5 \ln\left(\frac{10}{z_0}\right)} \quad (1.1.16)$$

como,

$$-1.0 < \text{sen}\phi < 1.0 \quad (1.1.17)$$

La ecuación (1.1.16) se puede simplificar a:

$$u_* = \frac{\bar{V}(10)}{2.5 \ln\left(\frac{10}{z_0}\right)} \quad (1.1.18)$$

La ecuación (1.1.11) da valores de la velocidad media del orden de 6% mayores que la ecuación (1.1.2) para alturas mayores a 200m, por lo que en estructuras como torres y edificios altos debe usarse la ecuación (1.1.11).

La intensidad de la turbulencia,  $I_v(z)$ , a una altura  $z$  se define como la desviación estándar de la turbulencia dividida por la velocidad media del viento. La componente de la turbulencia de la velocidad del viento tiene media cero y desviación estándar,  $\sigma_v$ .

La intensidad de turbulencia se calcula con la ecuación:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} \quad (1.1.19)$$

### 1.1.2 PERFIL DE VELOCIDAD MEDIA, MODELO EXPONENCIAL

A cierta altura llamada altura gradiente,  $\delta_x$ , la influencia de la fricción del terreno es despreciable y el aire se mueve únicamente bajo la influencia de la presión gradiente, lo anterior es llamado viento gradiente y ocurre a una velocidad llamada velocidad gradiente,  $\bar{V}_g$ . La altura gradiente para diferentes rugosidades del terreno se muestra en la Tabla 1.1.2.

Tomando en cuenta el efecto de la rugosidad, la velocidad promedio del viento varía con la altura de acuerdo a una ley exponencial. En ingeniería civil la ley exponencial es más comúnmente usada.

Para una rugosidad del terreno la forma del perfil depende del tiempo de promediación de la velocidad y para un tiempo de promediación específico la forma del perfil depende de la rugosidad del terreno.

El concepto del perfil de velocidad del viento del tipo exponencial con respecto a la velocidad gradiente fue sugerido por Davenport (1975) quién propuso la ecuación, válida para cualquier tipo de rugosidad:

$$\bar{V}_{horaria}(z) = \bar{V}_{horaria}(\delta_x) \left( \frac{z}{\delta_x} \right)^{\alpha_x} \quad (1.1.20)$$

donde  $\bar{V}_{horaria}(z)$  es la velocidad media horaria del viento a una altura  $z$  de un terreno cualquiera categoría  $x$  de terreno.



Tabla 1.1.2 Exponentes y altura gradiente para un modelo del viento exponencial (Davenport, 1975)

Categoría	Rugosidad del terreno	Canadá (1970) 1 hora		ANSI, USA (1972) milla más rápida (sostenida)	
		$\delta(m)$	$\alpha$	$\delta(m)$	$\alpha$
1	Terreno plano, abierto, costa	275	0.16	275	$1/7 \approx 0.14$
2	Área suburbana, pequeñas ciudades, áreas arboladas	395	0.28	365	$1/4.5 \approx 0.22$
3	Centros de grandes ciudades y terrenos muy rugosos	520	0.40	455	$1/3 \approx 0.33$

Los valores de los exponentes en la ley de variación exponencial dependen del tiempo de promediación de la velocidad en los registros de velocidades.

Otra forma de definir la variación de la velocidad del viento con la altura es tomar en el modelo exponencial, en lugar de la altura gradiente,  $\delta_x(m)$ , y la velocidad gradiente en un terreno categoría  $x$ ,  $\bar{V}_{horaria}(\delta_x)$ , es usar la velocidad media horaria tomada a 10m de altura,  $\bar{V}_{horaria}(10)_{terreno\ abierto}$  (altura usual de los anemómetros). En este caso el perfil de velocidades con la altura es:

$$\bar{V}_{horaria}(z) = \bar{V}_{horaria}(10)_{terreno\ abierto} \left( \frac{z}{10} \right)^{\alpha_{horario,terreno\ abierto}} \quad (1.1.21a)$$

este modelo es únicamente válido para terreno abierto y no puede ser extrapolado para otros tipos de terrenos.

Para perfiles de velocidad promediados a 3 segundos,

$$\bar{V}_{3s}(z) = \bar{V}_{3s}(10)_{terreno\ abierto} \left( \frac{z}{10} \right)^{\alpha_{3s,terreno\ abierto}} \quad (1.1.21b)$$

esta ecuación es válida para valores de  $10m < z \leq \delta m$  y los valores de los exponentes se muestran en la Tabla 1.1.3.

Tabla 1.1.3 Exponentes y altura gradiente usados en ASCE 1993-2005.

Exposición	ASCE (1995-2005) 3s		ASCE (1995-2005) 1hora		NBC 1hora	
	$\delta(m)$	$\alpha$	$\delta(m)$	$\alpha$	$\delta(m)$	$\alpha$
Centro de ciudades	—	—	—	—	520	0.40
Zona suburbana y pueblos	365.76	0.1428	365.76	0.25	400	0.28
Terreno abierto (aeropuertos)	274.32	0.1053	274.32	0.1538	274	0.16
Superficies de agua	213.36	0.0869	213.36	0.1111	—	—

La velocidad media horaria,  $\bar{V}_{1h}(z)$  a una altura  $z(m)$ , sobre el nivel del terreno se puede escribir en función de la ley exponencial,

$$\frac{\bar{V}_{1h}(z)}{\bar{V}_g(z_g)} = \left(\frac{z}{z_g}\right)^\alpha \quad (1.1.22)$$

donde  $\bar{V}_g(z_g)$  es la velocidad media horaria a una altura gradiente  $z_g$  y  $\alpha$  es el exponente de variación de la velocidad con la altura. La altura gradiente es la altura sobre el nivel del terreno en la cual se supone que las condiciones de fricción no afectan significativamente la velocidad. Investigaciones recientes realizadas por el Centro Nacional de Huracanes de Estados Unidos (National Hurricane Center of the United States) confirman que la máxima velocidad del viento durante un huracán ocurre alrededor de una altura de 500m sobre el océano.

El perfil de velocidad de ráfaga del viento se obtiene aplicando un factor de ráfaga al perfil de velocidad media horaria, este factor es función de la intensidad de la turbulencia. La relación entre la ráfaga y la velocidad media horaria del viento se puede expresar a través de,

$$\bar{V}_v(z) = \bar{V}_{1h}(z)G = \bar{V}_{1h}(z)\left[1 + g_v I_z(z)\right] \quad (1.1.23)$$

donde  $g_v$  es el factor pico que refleja la relación entre las mediciones de la velocidad media y la velocidad máxima (pico), cuantificada por un anemómetro estándar. El valor de  $g_v$  normalmente se considera igual entre 3.4 y 3.7. La intensidad de la turbulencia con la altura es,  $I_z(z)$ ; la velocidad media horaria es,  $\bar{V}_{1h}(z)$ , y  $\bar{V}_v(z)$  es la velocidad de ráfaga a una altura  $z$ .

## 1.2 VARIANZA Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR (RMS) DE LAS FLUCTUACIONES DEL VIENTO

La varianza de las fluctuaciones,  $\sigma^2(u)$ , o los componentes de la velocidad de ráfaga instantánea se define como:

$$\sigma^2(u) = \frac{1}{T} \int_0^T \widehat{u}(t)^T \widehat{u}(t) dt = \sigma_u^2 + \sigma_v^2 + \sigma_w^2 \quad (1.2.1)$$

donde:

$$\widehat{u}(t) = \begin{bmatrix} u_u(t) \\ u_v(t) \\ u_w(t) \end{bmatrix} \quad (1.2.2)$$

Las varianzas a lo largo de los ejes x, y y z (u, v y w) son por lo tanto iguales a la media cuadrática del valor de las fluctuaciones en esas direcciones. De los registros de datos se ha observado que la mayor parte de la varianza está asociada con las fluctuaciones de la velocidad en la dirección del flujo medio. Si la dirección a lo largo del flujo paralelo al terreno es la dirección x, la dirección perpendicular al flujo y paralelo al terreno es la dirección y, y la dirección perpendicular al flujo es la dirección z, entonces se puede establecer normalmente que:

$$\sigma_u^2 \approx 10\sigma_v^2 \quad (1.2.3)$$

$$\sigma_v^2 > \sigma_w^2 \quad (1.2.4)$$

En general se supone que,

$$\sigma_u^2 \approx \sigma^2(u_u) = \frac{1}{T} \int_0^T u_u^2(t) dt \quad (1.2.5)$$

Existen dos enfoques de la variación de la RMS de las fluctuaciones del viento: (1) se supone que ésta no varía con la altura, sino únicamente con la rugosidad del terreno y con la velocidad; (2) se supone que ésta además varía con la altura.

### 1.2.1 VARIACIÓN DE LA RMS ÚNICAMENTE CON LA VELOCIDAD Y LA RUGOSIDAD

La varianza  $\sigma^2(u)$  obviamente es función de la rugosidad del terreno y puede ser expresada en función de la velocidad de cortante o velocidad de fricción  $u_*$  como:

$$\sigma_u(u)^2 = \beta u_*^2 \quad (1.2.6)$$

$$\sigma_u(u)^2 = \bar{u}^2 = \beta u_*^2 \quad (1.2.7)$$

Previamente se supuso que  $\sigma_u(u)$  es independiente de la altura, y que para propósitos ingenieriles la constante  $\beta \approx 6.0$  cuando el tiempo de promediación es de una hora.

Sin embargo en terrenos rugosos se ha reportado en la literatura que la constante puede tomar valores de  $\beta \approx 4.0$ . Normalmente se supone que  $\beta$  no varía con la altura. Los valores de  $\beta$  sugeridos para diseño estructural y obtenidos de una serie de observaciones se muestran en la Tabla 1.2.1.

Tabla 1.2.1 Valores de  $\beta$  correspondientes a diversas longitudes de rugosidad.

$z_0(m)$	0.005	0.07	0.03	0.30	1.00
$\beta$	6.5	6.0	6.0	5.25	4.85
$\sqrt{\beta}$	2.55	2.45	2.45	2.30	2.20

Los resultados experimentales (Mesaguerz et al., 2001) muestran que las desviaciones estándar decrecen lentamente con la altura hasta la altura típica de estructuras ordinarias, admitiéndose que hasta alturas de entre 100 y 200 m sobre terreno homogéneo, la desviación estándar de la componente transversal horizontal de la turbulencia es del orden del 75% de la desviación estándar de la componente longitudinal y del orden del 50% para el caso de la desviación estándar vertical,

$$\sigma_v \approx 0.75\sigma_u \quad (1.2.8)$$

$$\sigma_w \approx 0.50\sigma_u \quad (1.2.9)$$

donde,

$$\sigma_u(u) \approx Au_* \quad (1.2.10)$$

El parámetro de proporcionalidad  $A$  es decreciente con la longitud de la rugosidad del terreno,  $z_0$ . Dybye y Hasen (1997) proponen:

$$A \approx 2.5 \text{ para } z_0 = 0.05m \quad (1.2.11)$$

$$A \approx 1.8 \text{ para } z_0 = 0.30m \quad (1.2.12)$$

Como se puede ver en este planteamiento se acepta que la desviación estándar de las fluctuaciones no dependen de la altura, sino únicamente de la rugosidad del terreno,  $z_0$ .

### 1.2.2 VARIACIÓN DE LA RMS CON LA VELOCIDAD, RUGOSIDAD Y CON LA ALTURA

Actualmente es aceptado que la varianza varía con la altura y no sólo con la rugosidad del terreno y con la velocidad media del viento. Una ecuación que toma en cuenta esta dependencia (Buchholdt, 1999) es:

$$\sigma_u(z) = 2.63\eta u_* \left[ 0.538 + \frac{z}{z_0} \right] \eta^{16} \quad (1.2.13)$$

donde:

$$\eta = 1 - \frac{z}{\delta_x} \quad (1.2.14)$$

La altura gradiente,  $\delta_x$ , está dada por la ecuación (1.1.10). La desviación estándar de  $\sigma_u(z)$  con la altura  $z$  provee una medida de la dispersión de la velocidad del viento alrededor del valor medio,  $\overline{V_{1h}}(z)$ , y se usa como una medida de la intensidad de la turbulencia,  $I(z)$  o índice de turbulencia.

$$I_u(z) = \frac{\sigma_u(z)}{\overline{V_{1h}}(z)} \quad (1.2.15)$$

El índice de turbulencia,  $I_u(z)$ , disminuye con la altura debido fundamentalmente al incremento de la velocidad media con la altura.

### 1.3 INTENSIDAD O ÍNDICE DE TURBULENCIA

Otra característica importante del viento es la turbulencia. El viento en la capa límite atmosférica es turbulento, es decir, es caótico. Y para describirlo es necesario emplear métodos estadísticos. La velocidad del viento se describe descomponiendo esta velocidad en una velocidad media,  $\bar{U}$ , a la que se le superponen las componentes de agitación de la turbulencia correspondientes a cada dirección del sistema coordenado,  $u$ ,  $v$  y  $w$ .

Cada componente de turbulencia se caracteriza mediante el tiempo de promediación, la desviación estándar, la escala longitudinal de frecuencias, las funciones de densidad espectral y el coespectro normalizado.

Al analizar los fenómenos turbulentos del viento se suele considerar que las componentes de la fluctuación turbulenta varían en forma aleatoria en el tiempo pero no en el espacio, admitiendo que la variación de la velocidad que produce la turbulencia aparece simultáneamente en zonas cercanas, existiendo una cierta coherencia espacial entre las variaciones de la velocidad.

Si se considera un viento sobre un terreno homogéneo, el flujo de aire también será homogéneo horizontalmente, tal que sus características estadísticas no cambian en un plano horizontal.

### 1.4 TIEMPO DE PROMEDIACIÓN DE LA VELOCIDAD MEDIA (RELACIÓN ENTRE VELOCIDADES MEDIAS)

La intensidad de la velocidad registrada es aleatoria en el tiempo, el intervalo de promediación tiene influencia en el valor obtenido. Simiu (1976) muestra una tabla para la conversión de velocidades medias promediadas en un tiempo de  $t$  en segundos a velocidades medias horarias, la cual se puede considerar medida 10m de altura en terreno abierto. Los resultados propuestos por Simiu se muestran en la Tabla 1.4.1. Se puede ver que la relación entre la velocidad en 3s y la media horaria es:

$$\bar{V}_{3s} = 1.53\bar{V}_{1h} \tag{1.4.1}$$

Tabla 1.4.1 Factores de conversión de velocidades según Simiu.

$t$ (s)	2	5	10	30	60	100	200	500	1000	3600
$\frac{\bar{V}_t}{\bar{V}_{1h}}$	1.53	1.47	1.42	1.28	1.24	1.18	1.13	1.07	1.03	1.00

## 1.5 RELACIÓN ENTRE VELOCIDADES MEDIAS Y DE RÁFAGAS INSTANTÁNEAS (Factor de ráfaga) AS

Se ha notado que debido a la aleatoriedad de la naturaleza de las ráfagas del viento es posible considerar una ráfaga máxima probable, la cual nunca debe ser excedida. Si se considera una colección o conjunto de registros de fuertes vientos, cada uno de una hora de duración, y que tengan idéntica dirección y valores de velocidad media del viento. Cada uno de esos registros puede tener un valor máximo de velocidad y consecuentemente un incremento en la ráfaga instantánea sobre la velocidad media del viento. Esos valores pueden diferir de registro a registro, ya que el máximo valor por sí mismo es aleatorio.

Una ráfaga máxima promedio,  $\widehat{V}$ , medida a partir de la velocidad cero, y su correspondiente incremento instantáneo de la ráfaga máxima,  $\widehat{v}$ , pueden definirse como el valor promedio de esas cantidades evaluadas en la colección de registros. Esto implica que el valor de  $\widehat{V}$  o de  $\widehat{v}$  corresponden al valor de  $\overline{V}$ .

La RMS de la ráfaga,  $\sigma_u(u)$ , es una medida del tamaño de las fluctuaciones de la velocidad del viento alrededor de la media y consecuentemente  $\widehat{v}$  debe ser una constante de  $\sigma_u(u)$  y por tanto de la velocidad media horaria.

Durst (Harris, 1976) estableció el siguiente procedimiento estadístico:

$$\widehat{V}_t(z) = \overline{V}_{horaria}(z) + \widehat{v}(t) \quad (1.5.1a)$$

$$\widehat{V}_t(z) = \overline{V}_{horaria}(z) + g(T)\sigma_u(u) \quad (1.5.1b)$$

en donde  $T$  es el intervalo promedio de tiempo, que puede ser de 3 segundos, y  $g(T)$  es el factor pico que es función de  $T$ , por lo cual el factor de ráfaga instantánea se puede escribir:

$$\widehat{V}_t(z) = \overline{V}_{horaria}(z) + g(T)\sigma_u(u) = \overline{V}_{horaria}(z) \left[ 1 + g(T) \frac{\sigma_u(u)}{\overline{V}_{horaria}(z)} \right] \quad (1.5.2)$$

o bien:

$$\frac{\widehat{V}_t(z)}{\overline{V}_{horaria}(z)} = 1 + g(T)I_u(u) \quad (1.5.3)$$

Durst propone para  $T = 3s$ :

$$g(3s) = 2.65 \quad (1.5.4)$$

por tanto,

$$\widehat{V}_{3s}(z) = \bar{V}_{horaria}(z) + 2.65\sigma_u(u) \quad (1.5.5)$$

Considerando que la intensidad de la turbulencia en terreno abierto a una altura de 10m es:

$$I_u = 0.20 = \frac{\sigma_u(u)}{\bar{V}_{horaria}(10)_{terreno\ abierto}} \quad (1.5.6)$$

entonces para una altura de 10m en terreno abierto se puede escribir:

$$\widehat{V}_{3s}(z) = \bar{V}_{horaria}(z) + 0.53\bar{V}_{horaria}(10)_{terreno\ abierto} \quad (1.5.7)$$

ya que  $\sigma_u(u)$  es independiente de la altura como del terreno, esta ecuación puede aplicarse a cualquier sitio como sigue:

$$\widehat{V}_{3s}(z) = \bar{V}_{horaria}(z)_{cualquier\ sitio} + 0.53\bar{V}_{horaria}(10)_{terreno\ abierto} \quad (1.5.8)$$

En otras palabras se suma a la velocidad media horaria en cualquier sitio y altura, un término constante que representa el incremento de ráfaga instantánea.

Para terreno abierto se tiene:

$$\bar{V}_{horaria}(z)_{cualquier\ sitio} = \bar{V}_{horaria}(z)_{terreno\ abierto} \quad (1.5.9)$$

$$\bar{V}_{horaria}(z)_{terreno\ abierto} = \bar{V}_{horaria}(10)_{terreno\ abierto} \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha_{terreno\ abierto}} \quad (1.5.10)$$

sustituyendo se tiene para terreno abierto:

$$\widehat{V}_{3s}(z) = \bar{V}(10m)_{horaria} \left[ \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha} + 0.53 \right] \quad (1.5.11)$$

Por supuesto que para una altura de 10m, en terreno abierto:

$$\bar{V}_{horaria}(z) = \bar{V}(10m)_{horaria} \quad (1.5.12)$$

Se tiene la relación propuesta por Zhou y Kareem (2002) y Durst (1960) y que se dedujo anteriormente:



$$\frac{\widehat{V}_{3s}(10m)}{\overline{V}(10m)_{horaria}} = 1.53 \quad (1.5.13)$$

### 1.5.1 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DINÁMICA DE ESTRUCTURAS AEROELÁSTICAMENTE ESTABLES

La respuesta de estructuras aeroelásticamente estables debido a la acción del viento puede predecirse en el dominio del tiempo y en el dominio de las frecuencias. El análisis en el dominio del tiempo requiere del conocimiento o de la simulación de historias en el tiempo espacialmente correlacionadas de registros del viento. El análisis en el dominio de la frecuencia se basa en el uso de la densidad espectral o espectro de potencia del viento. De las dos metodologías anteriores, la más usada es el análisis en el dominio de la frecuencia, pero el análisis en el dominio del tiempo es más exacto. La razón de que ésta última no se use mucho es debido a que no existe suficiente investigación para generar registros de viento espacialmente correlacionados, además de que existen pocos programas de cómputo comerciales que utilicen este método.

### 1.5.2 ANÁLISIS EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA DE SISTEMAS DE 1GDL

Suponiendo que la naturaleza de las fluctuaciones de la velocidad del viento es estacionaria, las fuerzas debido al viento están completamente definidas por su valor medio, su distribución de probabilidad y de su espectro de las fluctuaciones.

El método es aplicable únicamente a estructuras cuya respuesta se considera en el intervalo lineal. Cuando se aplica a estructuras no lineales, se supone que la respuesta dinámica es pequeña comparada con la estática. La respuesta total se calcula superponiendo la respuesta dinámica con la estática.

El método en el dominio de la frecuencia se basa en las siguientes hipótesis:

- (1) la respuesta dinámica de la estructura es lineal.
- (2) las fuerzas aerodinámicas medias debido a la turbulencia del viento es la misma que en flujo estacionario con la misma velocidad media.
- (3) la relación entre la velocidad y las fluctuaciones de las fuerzas es lineal.
- (4) la distribución de probabilidad de las fluctuaciones de la velocidad del viento es Gaussiana.

La segunda hipótesis implica que los efectos de la aceleración del viento son despreciables. Si se requiere este efecto puede ser tomado en cuenta agregando un término adicional a la presión, del tipo:

$$\rho C_m \left( \frac{A}{B} \right) \frac{du(t)}{dt} \quad (1.5.14)$$

donde  $C_m$  es un coeficiente de masa adicional,  $A$  es el área de referencia y  $B$  es la dimensión de referencia. La existencia de este término se debe a la consideración

de la condición equilibrio dinámico del viento. Este representa la fuerza que ejerce el viento alrededor de la estructura como una consecuencia del cambio de velocidad del viento. La tercera hipótesis requiere que la velocidad de las fluctuaciones  $u$  debe ser despreciable con respecto a la velocidad media del viento  $U$ .

La predicción estadística de la respuesta requiere del conocimiento de la respuesta media, del espectro de respuesta y de la distribución de probabilidad de la respuesta. La respuesta media se determina considerando la carga debido a la velocidad media del viento  $U$  como una carga estática, mientras que la respuesta debido a las fluctuaciones de viento,  $u(t)$ , se determinan primero calculando la varianza de la respuesta. La razón de esto es que la relación entre la velocidad, fuerza y desplazamiento de las fluctuaciones se supone lineal, y la distribución de la velocidad de las fluctuaciones es supuesta como Gaussiana. Así, la distribución de amplitudes de las fluctuaciones de la fuerza del viento también debe ser Gaussiana, como debe ser la distribución de las amplitudes de la respuesta de la componente de las fluctuaciones.

La varianza de la componente de las fluctuaciones del viento está dada por,

$$\sigma_u^2 = \int_0^{\infty} S_u(n) dn \quad (1.5.15)$$

similarmente, la varianza de las fuerzas de arrastre,  $F_D(t)$ , y la respuesta  $x(t)$ , se encuentran integrando las fuerzas y el espectro de respuesta respectivamente.

Así, para la varianza de las fuerzas se tiene:

$$\sigma_F^2 = \int_0^{\infty} S_f(n) dn \quad (1.5.16)$$

y para la varianza de los desplazamientos,

$$\sigma_x^2 = \int_0^{\infty} S_x(n) dn \quad (1.5.17)$$

## 1.6 INTEGRAL DE ESCALA DE TURBULENCIA

Puede considerarse que las fluctuaciones de velocidad, de un flujo que pasa por un punto, son causadas por la superposición de remolinos conceptuales transportados por la velocidad media del viento. Cada remolino es visto como el causante de que en un punto la fluctuación sea periódica con frecuencia circular  $\omega = 2\pi n$ , donde  $n$  es la frecuencia. Por analogía con el viaje de una onda, definimos la longitud de onda del remolino como:

$$\lambda = \frac{U}{n} \quad (1.6.1)$$

donde  $U$  es la velocidad del viento, y el número de onda del remolino es,

$$K = \frac{2\pi}{\lambda} \quad (1.6.2)$$

La integral de escala de turbulencia es una medida del tamaño de la turbulencia de los remolinos en el flujo. Hay nueve integrales de escalas de turbulencia, correspondientes a las tres dimensiones de los remolinos asociadas con las componentes de las fluctuaciones de las velocidades longitudinal,  $u$ , transversal,  $v$ , y vertical  $w$ . Por ejemplo,  $L_u^x$ ,  $L_u^y$  y  $L_u^z$  son una medida del promedio del tamaño de los remolinos asociados con la dirección longitudinal  $x$ , transversal  $y$  y vertical  $z$ , respectivamente.

Matemáticamente,  $L_u^x$ , se define como:

$$L_u^x = \frac{1}{\bar{u}^2} \int_0^\infty R_{u_1 u_2}(x) dx \quad (1.6.3)$$

donde  $t$  es el tiempo,  $\sqrt{\bar{u}^2}(z)$  es la raíz cuadrada de la media de los valores de  $u_1$  (y de  $u_2$ ). Se debe notar que en un flujo horizontalmente homogéneo,  $L_u^x$ , es independiente de  $x_1$  y de  $y_1$ . Definiciones similares se aplica a las otras escalas de turbulencia.

$R_{u_1 u_2}(x)$  es la función de covarianza cruzada de las componentes longitudinales de la velocidad  $u_1 = u(x_1, y_1, z_1, t)$  y  $u_2 = u(x_1 + x, y_1, z_1, t)$ . Definida de manera análoga a una función de covarianza cruzada en análisis de señales aleatorias estacionarias  $z_1(t)$  y  $z_2(t)$ .

$$R_{z_1 z_2}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} z_1(t) z_2(t + \tau) dt \quad (1.6.4)$$

De la definición matemática se sigue que la integral de escalas es pequeña si la función de covarianza cruzada rápidamente disminuye con la distancia, y viceversa.

Las fluctuaciones de la velocidad separadas por una distancia considerablemente grande tal que la integral de escalas es no correlacionada. Por ejemplo, valores de  $L_u^y$  y  $L_u^z$  que son pequeños comparados con las dimensiones de un panel normal a la media del viento, indican que el efecto de las fluctuaciones de la velocidad longitudinal sobre la carga de viento, es pequeña. Sin embargo, si  $L_u^y$  y  $L_u^z$

son grandes, los remolinos podrían envolver completamente el panel, y su efecto podría ser importante.

La ecuación (1.6.3) puede ser transformada si se supone que el flujo viaja con velocidad  $U(z)$  y, por lo tanto, que las fluctuaciones  $u(x_1, \tau+t)$  pueden definirse como  $u\left(x_1 - \frac{x}{U}, \tau\right)$  donde  $t$  es el tiempo (hipótesis de Taylor).

Entonces:

$$L_u^x = \frac{U}{u^2} \int_0^\infty R_u(\tau) d\tau \quad (1.6.5)$$

## 1.7 FUNCIONES DE AUTOCORRELACIÓN Y AUTOCOVARIANZA

Dos importantes conceptos estadísticos son:

- 1) La función de autocorrelación,  $R(\tau)$ , donde

$$R_u(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-\infty}^\infty [U + u(t)][U + u(t + \tau)] d\tau \quad (1.7.1)$$

- 2) La función de autocovarianza,  $C_u(\tau)$ ,

$$C_u(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-\infty}^\infty [u(t)u(t + \tau)] d\tau \quad (1.7.2)$$

La función de autocovarianza,  $C_u(\tau)$ , provee una medida de la interdependencia de la componente de la velocidad de las fluctuaciones del viento,  $u$ , en los tiempos  $t$  y  $t + \tau$ .

Cuando  $\tau = 0$ ,

$$C_u(0) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-\infty}^\infty [u(t)u(t)] d\tau = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-\infty}^\infty u(t)^2 d\tau \quad (1.7.3)$$

De la ecuación (1.2.5),

$$\sigma_u^2 \approx \sigma^2(u_x) = \frac{1}{T} \int_0^T u_x^2(t) dt \quad (1.2.5)$$

$$C_u(\tau) = C_u(0) = \sigma^2(u) \quad (1.7.4)$$

Debido a que las historias del viento son consideradas como procesos aleatorios estacionarios, con propiedades estadísticas independientes del tiempo, se tiene que:

$$R_U(\tau) = R_U(-\tau) \quad (1.7.5)$$

$$C_u(\tau) = C_u(0) \quad (1.7.6)$$

Se ha encontrado conveniente definir el coeficiente de autocovarianza como la relación entre  $C_u(\tau)$  y  $C_u(0)$ ,

$$c_u(\tau) = \frac{C_u(\tau)}{C_u(0)} = \frac{C_u(\tau)}{\sigma_u^2} \quad (1.7.7)$$

así cuando  $\tau = 0$ ,

$$c_u(\tau) = 1 \quad (1.7.8)$$

en el límite cuando  $\tau \rightarrow \infty$ ,

$$c_u(\tau) \rightarrow 0 \quad (1.7.9)$$

por lo tanto, el coeficiente de autocovarianza puede representar una medida de la extensión en la cual las fluctuaciones de la velocidad del viento en un tiempo  $t$ , es una función de las fluctuaciones en el tiempo,  $t + \tau$ .

Si el valor de  $c_u(\tau)$  es pequeño, entonces las dos cantidades son casi independientes, mientras que si  $c_u(\tau) = 1$  son completamente dependientes una de otra.

Para el viento, el coeficiente de autocovarianza disminuye cuando incrementan los valores de  $\tau$ .

### 1.7.1 FUNCIÓN DE DENSIDAD ESPECTRAL DE LA FLUCTUACIONES LONGITUDINALES DE LA VELOCIDAD

La función de Densidad Espectral, también llamado Espectro de Potencia, es otra función importante que define la naturaleza aleatoria del viento. La Función de Densidad Espectral es denotada como:

$$S_u(n) \quad (1.7.10)$$

donde la variable  $n$  es la frecuencia de las componentes senoidales de las componentes de la velocidad de la parte de las fluctuaciones de la velocidad del viento.

La Función de Densidad Espectral provee una medida de la distribución de energía de los componentes armónicos de la velocidad y representa la base del análisis de la respuesta dinámica de estructuras lineales en el dominio de la frecuencia.

Se puede mostrar que la Función de Densidad Espectral se puede expresar como la transformada de Fourier de la Función de Auto-covarianza,  $C_u(\tau)$ . Así,

$$S_u(n) = 4 \int_0^{\infty} C_u(\tau) \cos(2\pi n\tau) d\tau \quad (1.7.11)$$

$$c_u(\tau) = \int_0^{\infty} S_u(n) \cos(2\pi\tau) dn \quad (1.7.12)$$

Cuando la tasa de muestra (tasa de muestra) es  $\tau=0$ , entonces,

$$C_u(\tau) = C_u(0) = \sigma_u^2 \quad (1.7.13)$$

Davenport, sugirió la siguiente formulación para la función de densidad espectral,

$$S_u(n) = \frac{4 u_*^2 f^2}{n [1 + f^2]^{4/3}} \quad (1.7.14)$$

donde,

$$f = \frac{1200n}{U(10)} \quad (1.7.15)$$

Harris, modificó la formulación de Davenport y sugirió:

$$S_u(n) = \frac{4u_*^2 f^2}{n \left[ 2 + f^2 \right]^{5/6}} \quad (1.7.16)$$

donde

$$f = \frac{1800n}{U(10)} \quad (1.7.17)$$

Las expresiones inicialmente propuestas por Davenport y Harris para la Función de Densidad Espectral dependen únicamente de la velocidad media medida a 10m,  $U(10)$  y de la rugosidad del terreno, pero son independientes de la altura  $z$ , y esto contradice la evidencia experimental. Así, el uso de una escala de longitud  $L_u$  constante, de  $L_u = 1200m$  y  $L_u = 1800m$  es un error.

Como resultado, Deaves y Harris propusieron una escala de longitud que varía con la altura, y desarrollaron la Función de Densidad Espectral siguiente:

$$S_u(n) = \frac{0.115\sigma_u^2(z)T_u(z)}{\left[ 0.0141 + n^2 T_u^2(z) \right]^{5/6}} \quad (1.7.18)$$

donde la escala de tiempo,  $T_u(z)$ , se determina integrando el coeficiente de auto-covarianza,  $c_u(z)$ . Así,

$$T_u(z) = \int_0^{\infty} c_u(z, \tau) d\tau \quad (1.7.19)$$

y  $\sigma_u^2(z)$  se puede calcular por medio de la ecuación,

$$\sigma_u(z) = 2.63 \eta u_* \left[ 0.538 + \frac{z}{z_0} \right]^{\eta^{16}} \quad (1.7.20)$$

donde:

$$\eta = 1 - \frac{z}{\delta} \quad (1.7.21)$$

La escala de tiempo,  $T_u(z)$  está relacionada con la escala de longitud,  $L_u(z)$ , con:

$$L_u(z) = T_u(z)U(z) \quad (1.7.22)$$

así, la dependencia de la escala de longitud con la altura está implícita en la ecuación de la Función de Densidad Espectral.

Una formulación más conveniente es usar la Función de Densidad Espectral propuesta por Kaiman, la cual varía con la altura, dada por:

$$S_u(z, n) = \frac{200 u_*^2 f(z, n)}{n [1 + 50 f(z, n)]^{5/3}} \quad (1.7.23)$$

donde,

$$f(z, n) = \frac{zn}{U(z)} \quad (1.7.24)$$

En el intervalo de altas frecuencias (periodos cortos) en el cual la mayoría de las estructuras flexibles responden, esta función se aproxima muy bien a la obtenida en registros de viento. Sin embargo, para el intervalo de bajas frecuencias, ya no se cumple lo anterior. Otra Función de Densidad Espectral que varía con la altura, se basa en el modelo del ESDU (European Statistical Data Unit), la cual está dada por la siguiente función:

$$S_u(z, n) = \frac{U(10)^{4.4} [1 + S_{top}\varphi]^{2.66}}{2500(z_o)^{\frac{1}{25}} (n)^{\frac{1}{3}} U(z)^2} \quad (1.7.25)$$

donde,  $S_{top}$ , es el factor de topografía y  $\varphi$  es el ángulo de la pendiente de la colina en la que se ubicará la estructura.



## **CAPÍTULO 2**

# **CONSIDERACIONES GENERALES DE TORRES AUTOSOPORTADAS**

## 2.1 INTRODUCCIÓN

Alrededor del mundo los sistemas de comunicación son importantes en la vida cotidiana de la sociedad, pues se utilizan constantemente para el desarrollo de las actividades de la población. En casos de desastres naturales es importante que la comunicación no se interrumpa, ya que es el medio para coordinar las tareas de reacción y contrarrestar los efectos del fenómeno natural.

Actualmente, los sistemas de comunicación más usados son la telefonía fija y móvil, la televisión y la radio. La transmisión de la señal de los sistemas de comunicación se hace a través de antenas receptoras y transmisoras, las que requieren para su correcta instalación y funcionamiento una estructura, por lo general con suficiente altura para evitar que exista interferencia en la señal.



(a) Vista frontal



(b) Vista posterior



(c) Vista posterior y cables



(d) Vista frontal

Figura 2.1.1 Antenas tipo MW

Las antenas de microondas del tipo MW son de las más importantes en un sistema de comunicación electrónico y por lo general éstas se instalan en torres de celosías. En la Figura 2.1.1 se muestran diversas vistas de una antena de microondas tipo MW y su sistema de instalación a la torre. En una estructura pueden existir una o

varias antenas con diferentes diámetros y pesos (Figura 2.1.1d). Los diámetros de las antenas pueden ser desde 1.21 m hasta 4.57 m y sus pesos pueden variar de 48 kgf (470.74 N) hasta 420 kgf (4,118.94 N). Las antenas tipo MW que más se utilizan tienen un peso promedio de 70 kgf (686.49 N).

Otro tipo de antenas, comúnmente instaladas en las torres son las antenas de Radio Frecuencia (RF) que tienen pesos que van desde los 25 kgf (245.18 N) hasta los 60 kgf (588.42 N), siendo las más comunes las que tienen un peso de 40 kgf (392.28 N). En la Figura 2.1.2 se muestran varias antenas RF instaladas en la parte superior de una torre y la estructura de apoyo formada con elementos horizontales de acero.



(a) Vista general y estructura



(b) Vista posterior

Figura 2.1.2 Antenas de Radio Frecuencia (RF)

## 2.2 TIPOS DE TORRES DE COMUNICACIÓN

La infraestructura que comúnmente se utiliza para la instalación de antenas son las torres de celosía, las que pueden estar arriostradas (atirantadas) y ser autosoportadas, sin embargo, también se utilizan monópolos.

En la Figura 2.2.1 se muestran esquemáticamente los diferentes tipos de torres utilizadas para la instalación de las antenas de los sistemas de comunicación. De izquierda a derecha se muestra una torre de celosía arriostrada, un monópulo y una torre de celosía autosoportada.

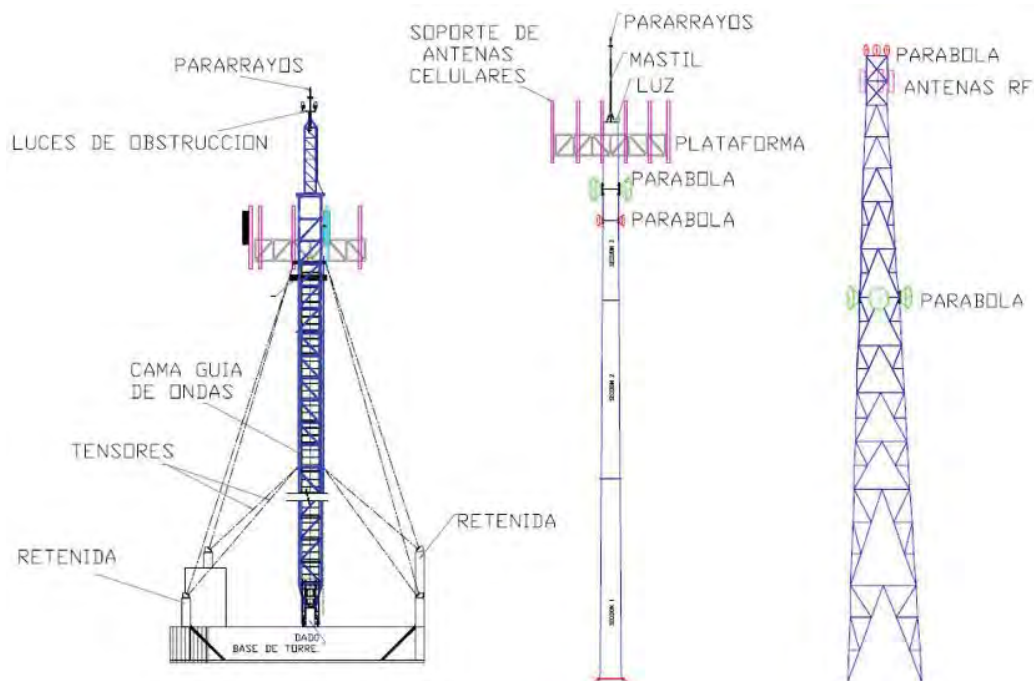


Figura 2.2.1 Tipo de torres para sistemas de comunicación

Las torres de celosía arriostradas o atirantadas están apoyadas en forma articulada en un solo punto; son torres con una relación altura-ancho ( $H/w$ ) relativamente alta, requieren de tensores para mantener su estabilidad y los tensores (cables) se sujetan a retenidas ancladas en bloques de concreto.

Los monópolos están estructurados con perfiles tubulares y se instalan regularmente en lugares en donde se requiere conservar la estética. De los tres tipos de estructuras antes definidas, los monópolos son los que ocupan menos espacio. En ocasiones los monópolos se pintan o camuflajan para armonizar con la zona en donde han sido instalados.

Las torres de celosía autosoportadas distribuyen su carga en 3 ó 4 piernas, no requieren de elementos adicionales para mantenerse estables, y son el tipo de estructuras más utilizadas en México para la instalación de las antenas en los sistemas de comunicación.

## 2.3 TORRES DE CELOSÍA AUTOSOPORTADAS

Las torres de celosías autosoportadas se instalan fundamentalmente cuando existe una limitación de espacio y/o cuando la cantidad de antenas a instalarse es tal que se hace necesario su colocación en este tipo de torres. Las torres de celosías autosoportadas están formadas por los siguientes elementos:

1. Estructura principal
2. Escaleras de ascenso y descenso
3. Kit de seguridad o línea de vida
4. Cama guía de ondas vertical y horizontal
5. Plataforma de trabajo
6. Sistema de protección contra descargas atmosféricas
7. Sistema de iluminación o balizamiento nocturno
8. Pintura o balizamiento diurno
9. Soporte de antenas para su instalación sobre la torre
10. Sistema de tierra

La estructura principal está conformada por las piernas, las cuerdas horizontales y diagonales principales; en algunos casos también existen cuerdas horizontales y diagonales secundarias.

En la Figura 2.3.1 se muestran dos torres autoportadas, una de sección transversal cuadrada y la otra de sección transversal triangular, ambas tienen una variación de su sección transversal con la altura, y los perfiles en las piernas o montantes principales son tubos de acero huecos (perfiles OC) con diámetros diferentes y los elementos diagonales y horizontales son ángulos de lados iguales (perfiles LI).



(a) Sección cuadrada



(b) Sección triangular

Figura 2.3.1 Vista general de torres autoportadas de comunicación

En la Figura 2.3.2 se muestra el sistema vertical e interior de ascenso y descenso en una torre autoportada. La escalera está formada por ángulos LI 51X6,



unidos por peldaños formados por redondos macizos de diámetro igual a  $\frac{3}{4}$ " (19 mm), soldados a los ángulos verticales y separados 250 mm entre sí. La separación de los ángulos verticales es de 400 mm. También se instala un sistema anticaídas que consiste de un arnés, que sujeto mediante una eslinga se engancha a un punto de anclaje o línea de vida.



Figura 2.3.2 Sistema de ascenso-descenso en la torre

La línea de vida consiste en un cable tipo retenida, con herraje superior e inferior, placas de seguridad, tensor de ojillo, separador de cable de seguridad, abrazaderas y placa de unión de escalera.

La cama guía de ondas vertical y horizontal consta de cables de radiofrecuencia (RF), relativamente rígidos y con cierta limitación en su curvatura (no inferior a 0.5 m), que unen a las antenas con el equipo de radio, situado en el interior de las casetas construidas en tierra. Su trayectoria se extiende por el interior de la torre, también se conoce como guíasondas verticales (Figura 2.3.3a) o guíasondas horizontal (Figura 2.3.3b) según sea el espacio comprendido entre la torre y las casetas. La trayectoria vertical se diseña para fijar los cables en un perfil estructural LI 51x5, de 1.24 m de longitud, dispuesto horizontalmente y paralelo a la escalera de ascenso. Estos perfiles se instalan en toda la dirección vertical a cada 1.5 m.



(b) Cama guiaondas vertical



(a) Cama guiaondas horizontal

Figura 2.3.3 Cama guiaondas

La plataforma de trabajo es la zona de la torre destinada a la supervisión y mantenimiento de las antenas y de la propia torre, su construcción se efectúa mediante rejilla tipo antiderrapante para evitar el deslizamiento del calzado. En la Figura 2.3.4 se muestra la plataforma de trabajo de una torre, la plataforma de trabajo posee una abertura en la zona de escalera para el paso del operario, no se le dota de compuerta para facilitar el acceso entre los diferentes tramos. A una altura de 1.2 m de cada plataforma se instala un barandal de protección alrededor de la torre.



Figura 2.3.4 Plataforma de trabajo

El sistema de protección contra descargas eléctricas de tipo atmosféricas se muestra en la Figura 2.3.5, el cual consiste principalmente de un pararrayos instalado en la parte superior de la torre, del tipo dipolo ep-d con mástil de duraluminio de 3m, cable 2/0 de cobre forrado thw, abrazaderas metálicas sin fin, electródo profesional para la fosa de descarga, relleno especial ep-tr, agregado electrolítico y soldadura cadwell.

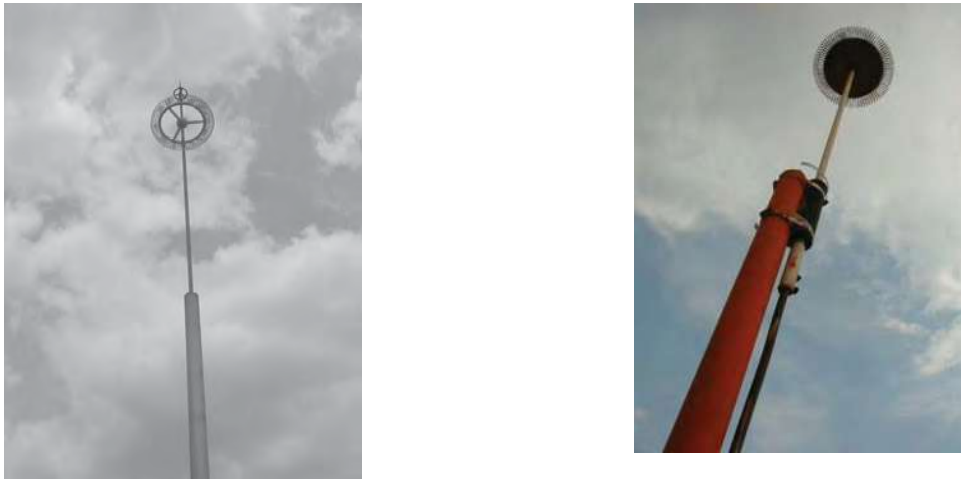


Figura 2.3.5 Sistema de protección contra descargas

El sistema de iluminación o balizamiento nocturno por lo general está formado por un faro de la marca BEACON que se ubica en la punta de la torre, además de cuatro lámparas de obstrucción (2 a la mitad y dos a  $\frac{3}{4}$  de la torre). Estos elementos deben de estar certificados ante la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) a través de la Dirección General de Aviación Civil (DGAC) y cuentan con una mica roja y una fotocelda de control. En la Figura 2.3.6 se muestra el sistema de balizamiento nocturno de una torre.



Figura 2.3.6 Sistema de iluminación o Balizamiento nocturno



Con el mismo objetivo que la iluminación nocturna, se coloca un balizamiento diurno, que consiste en la aplicación de pintura, la cual debe cumplir ciertos estándares internacionales de calidad. En la Figura 2.3.7 se muestra el balizamiento diurno de una torre autosoportada.



Figura 2.3.7 Balizamiento diurno

Para la ubicación de las antenas es necesaria la colocación de un soporte o estructura formada por tubos de amarre, con diámetro variable que depende del tipo de antenas que deberá fijar. Para las antenas de Radio Frecuencias (RF) se utilizan tubos de amarre OC de 2" de diámetro, cedula 40 (60.3 mm de diámetro y 3.91 mm de espesor (Figura 2.3.8a); para las antenas de microondas (MW) se utilizan tubos de amarre OC cédula 40 (6.02 mm de espesor) con 4" (114 mm) de diámetro (Figura 2.3.8b).



(a) antena



(b)

Figura 2.3.8 Soporte para la instalación de antenas

El sistema de tierra es un arreglo de electrodos, conductores, materiales intensificadores, rellenos especiales, agregados electrolíticos y difusores, que permiten obtener un sistema que sea capaz de reducir la resistencia a tierra y asegurar que el valor de la resistencia a tierra será el mismo en cualquier punto de la malla estructural, de esta manera la disipación de las descargas se maximiza, evitando cualquier diferencia de potencial con el objetivo de que disminuya el riesgo de daño al personal, equipo y/o sistema.

## 2.4 CLASIFICACIÓN DE LAS TORRES AUTOSOPORTADAS DE CELOSÍA

De una base de datos integrada por 214 planos estructurales de torres de celosías que se han construido en diversas zonas de la República Mexicana, se procedió a su clasificación y definición de parámetros geométricos. Los planos estructurales fueron proporcionados por algunos de los despachos de cálculo del DF que se especializan en el diseño de torres de comunicación.

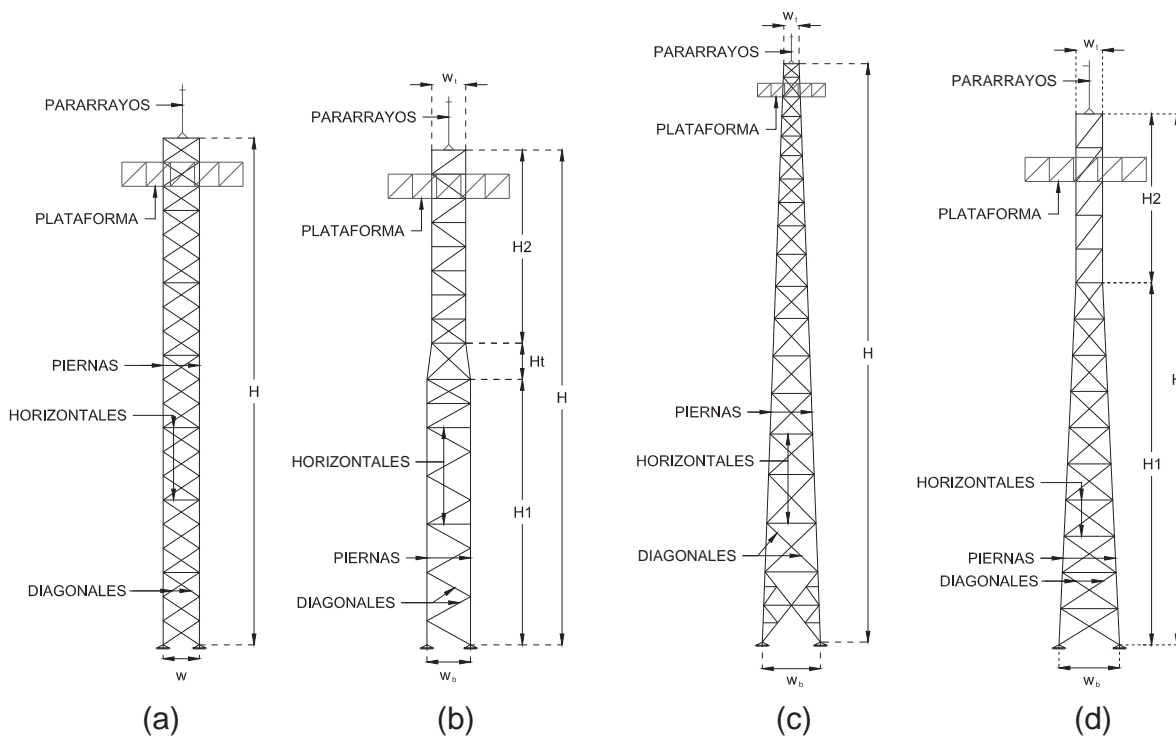


Figura 2.4.1 Configuración geométrica de las torres

Según su configuración geométrica en elevación las torres se clasifican en:

- (1) Torres con sección transversal constante (Figura 2.4.1 a).
- (2) Torres con tres tipos de secciones (Figura 2.4.1b). La sección transversal en la parte inferior es constante y tiene una altura  $H1$ , la sección intermedia

- corresponde a un tramo de transición y tiene una altura  $H_t$ , y la sección transversal en la parte superior es constante y tiene una altura  $H_2$ .
- (3) Torres con sección transversal variable con la altura (Figura 2.4.1c).
  - (4) Torres con dos secciones transversales diferentes (Figura 2.4.1d). La sección inferior es de sección transversal variable y tiene una altura  $H_1$ , la sección superior es de sección transversal constante y tiene una altura  $H_2$ .

En la Figura 2.4.1,  $w$  es el ancho de la torre,  $H$  es su altura total,  $w_b$  es el ancho de la torre en la base de la torre y  $w_t$  es al ancho de la torre en el extremo superior.

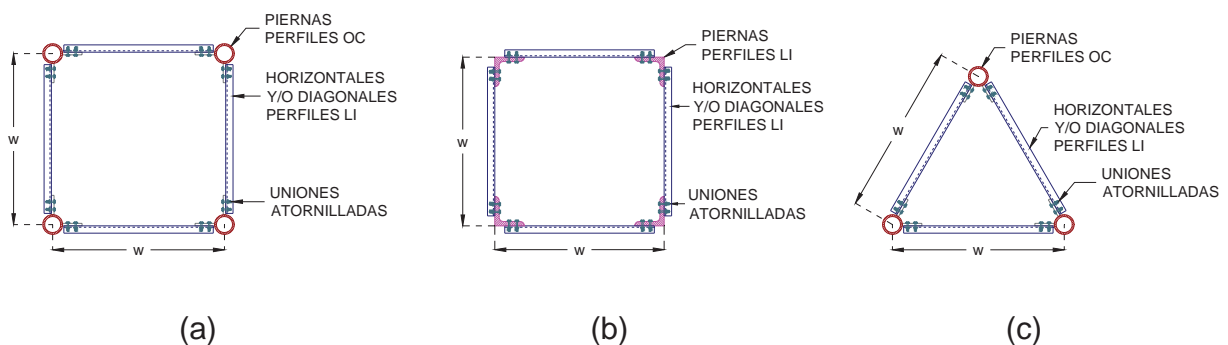


Figura 2.4.2 Configuración geométrica de la sección transversal de las torres

La sección transversal de las torres analizadas se muestran esquemáticamente en la Figura 2.4.2, y son principalmente definidas como: (1) sección transversal cuadrada (Figura 2.4.2 a y b) y (2) sección transversal triangular (Figura 2.4.2c).

Las torres con sección transversal cuadrada a su vez se clasifican según el tipo de perfiles estructurales que forman sus piernas. Existen torres con piernas formadas por perfiles circulares huecos (OC, y torres con piernas formadas por ángulos de lados iguales (LI). Las torres con sección transversal cuadrada, están formadas por perfiles cuyas dimensiones son función de la altura de la torre, por lo que es común que en la parte baja de la torre se tengan perfiles mayores que en la parte alta. Las piernas de éstas pueden estar formadas por elementos circulares huecos (perfiles OC) o bien por ángulos de lados iguales (perfiles LI); y los diagonales y horizontales son ángulos de lados iguales (perfiles LI), que se conectan con tornillos a placas y que a la vez están soldadas a las piernas de la torre.

En las torres con sección transversal triangular las piernas están formadas por perfiles circulares huecos (perfiles OC) de dimensiones que son función de la altura, las diagonales y horizontales son ángulos de lados iguales (perfiles LI) y su dimensión generalmente también varía a diferentes alturas de la torre. Los perfiles LI se conectan con tornillos a placas que a la vez están soldadas a las piernas de la torre.

La configuración de la celosía de las torres tiene diferentes formas, tanto en la sección constante como en la sección variable. La configuración de la celosía en

conjunto con la dimensión y perfiles de los elementos que la componen influyen en la rigidez de la torre. En la Figura 2.4.3 se muestra la configuración de la celosía que generalmente se construye en la sección recta de torres construidas en México. Existen básicamente 3 tipos diferentes de configuración de la armadura: (a) en zigzag doble en forma de cruz, (b) en zigzag sencillo y horizontales conteniendo varias diagonales y (c) con diagonales y horizontales. En ellas normalmente las piernas de la torres están formadas por perfiles OC y en algunos casos con perfiles LI; en las diagonales y horizontales generalmente se colocan perfiles LI.

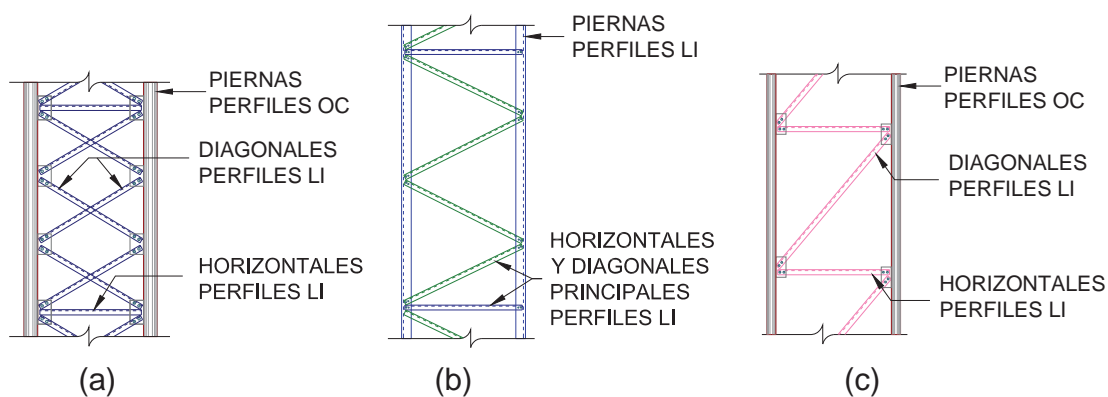


Figura 2.4.3 Configuración de la celosía de las torres (sección constante)

En la Figura 2.4.4 se muestra la configuración de la celosía en la sección variable de las torres que se construyen en México. Básicamente son 3 tipos de configuración de celosía: (a) en zigzag doble en forma de cruz con horizontales en cada extremo de la cruz, (b) en zigzag doble en forma de cruz con horizontales conteniendo más de una cruz y (c) en rombo con diagonales y horizontales principales y celosía secundaria entre la celosía principal. En todas ellas en las piernas se colocan perfiles OC y en algunos casos perfiles LI; en las diagonales y horizontales.

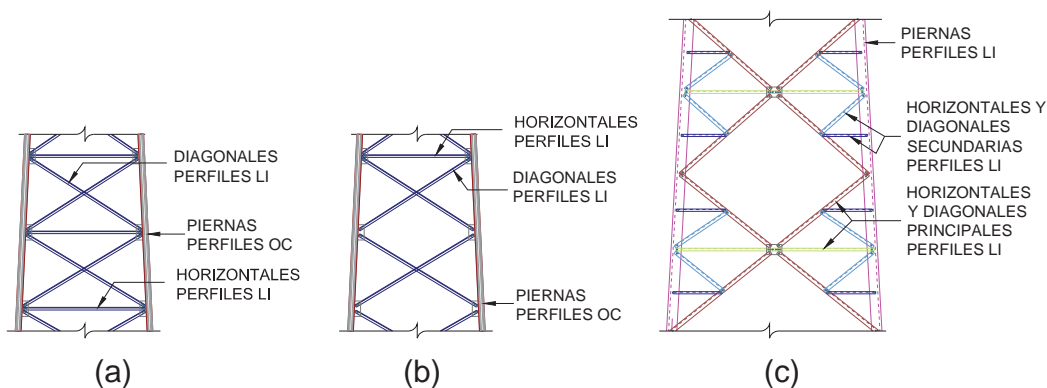


Figura 2.4.4 Configuración de la celosía de las torres (sección variable)

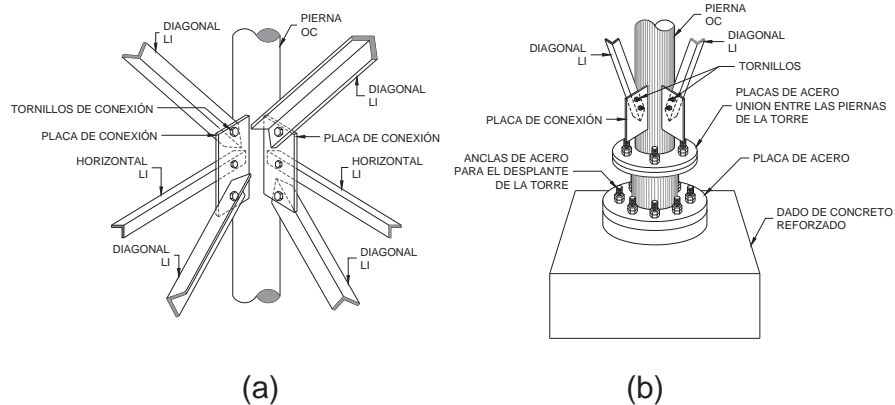


Figura 2.4.5 Conexión de los elementos de la torre.

En la Figura 2.4.5 se muestra la forma en que generalmente están conectados los elementos de las torres. En los nodos que forman la torre (Figura 2.4.5a) los perfiles LI que generalmente se utilizan para las diagonales y horizontales de la armadura, se conectan a los perfiles OC de las piernas por medio de placas de conexión. Los perfiles LI se atornillan a las placas y las placas se sueldan previamente a los perfiles OC de las piernas. En la base de la torre (Figura 2.4.5b) las piernas se desplantan sobre el dado de concreto reforzado que sirve de cimentación y en el cual se ahogan las anchas o redondo corrugado, para que posteriormente la placa base asiente sobre tuercas de nivelación en su parte inferior y en la superior se coloquen las tuercas de fijación. Entre la placa base y el bloque de concreto se coloca grout para definir un asentamiento uniforme de la placa base en el dado de cimentación.

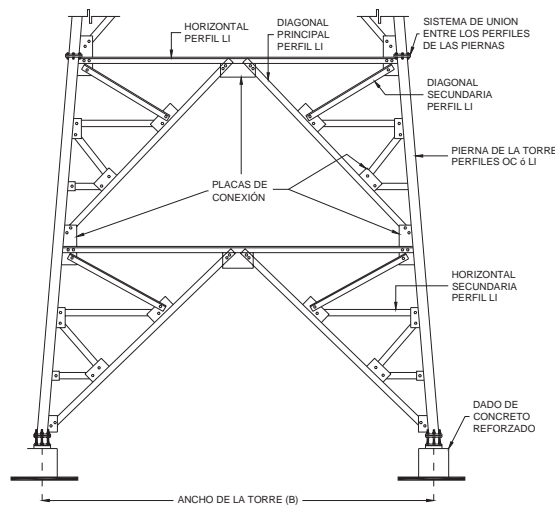


Figura 2.4.6 Conexión entre los elementos de la celosía de la torre.

En la Figura 2.4.6 se muestra la forma en que se conectan los elementos de la celosía en los nodos de la armadura, como las piernas de las torres son generalmente perfiles OC ó LI, y los montantes y diagonales son perfiles LI, las torres se proyectan de tal forma que en taller se realicen todos los trabajos de soldadura y en campo el proceso constructivo se concrete en lo posible a las conexiones atornilladas.

En este trabajo se clasificaron las torres considerando la forma de la torre en elevación, la sección transversal de la torre y el tipo de celosía, en 8 grupos denominados como Tipo 1 al Tipo 8.

Las torres clasificadas como Tipo 1 (Figura 2.4.7) son de sección transversal cuadrada (Figura 2.4.2a) y ancho variable con la altura (Figura 2.4.1c) y las piernas están formadas por perfiles circulares huecos (OC), las diagonales y horizontales son perfiles (LI). La forma de la armadura es en zigzag con elementos horizontales (Figura 2.4.4a).

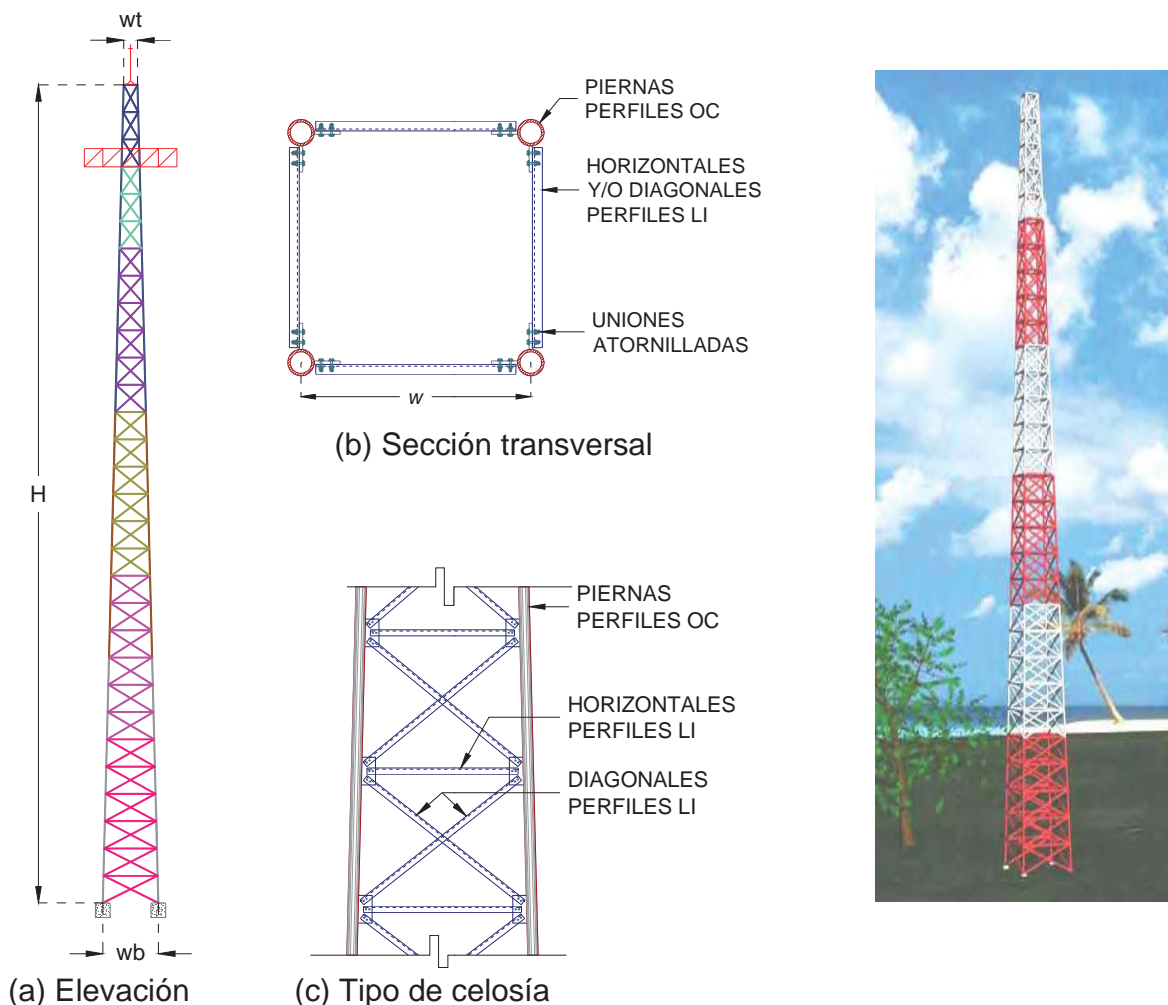


Figura 2.4.7 Torres clasificadas como del Tipo 1





En la Figura 2.2.9 se muestra la configuración de la torres clasificadas como Tipo 3, tienen sección transversal cuadrada (Figura 2.4.2b) constante con la altura en dos diferentes tramos ( $H1$  y  $H2$ ) además de un tramo de transición intermedio ( $Ht$ ) (Figura 2.4.1b), las piernas cuerdas horizontales y diagonales son ángulos de lados iguales (LI). La celosía es en forma de zigzag sencillo (Figura 2.4.3b).

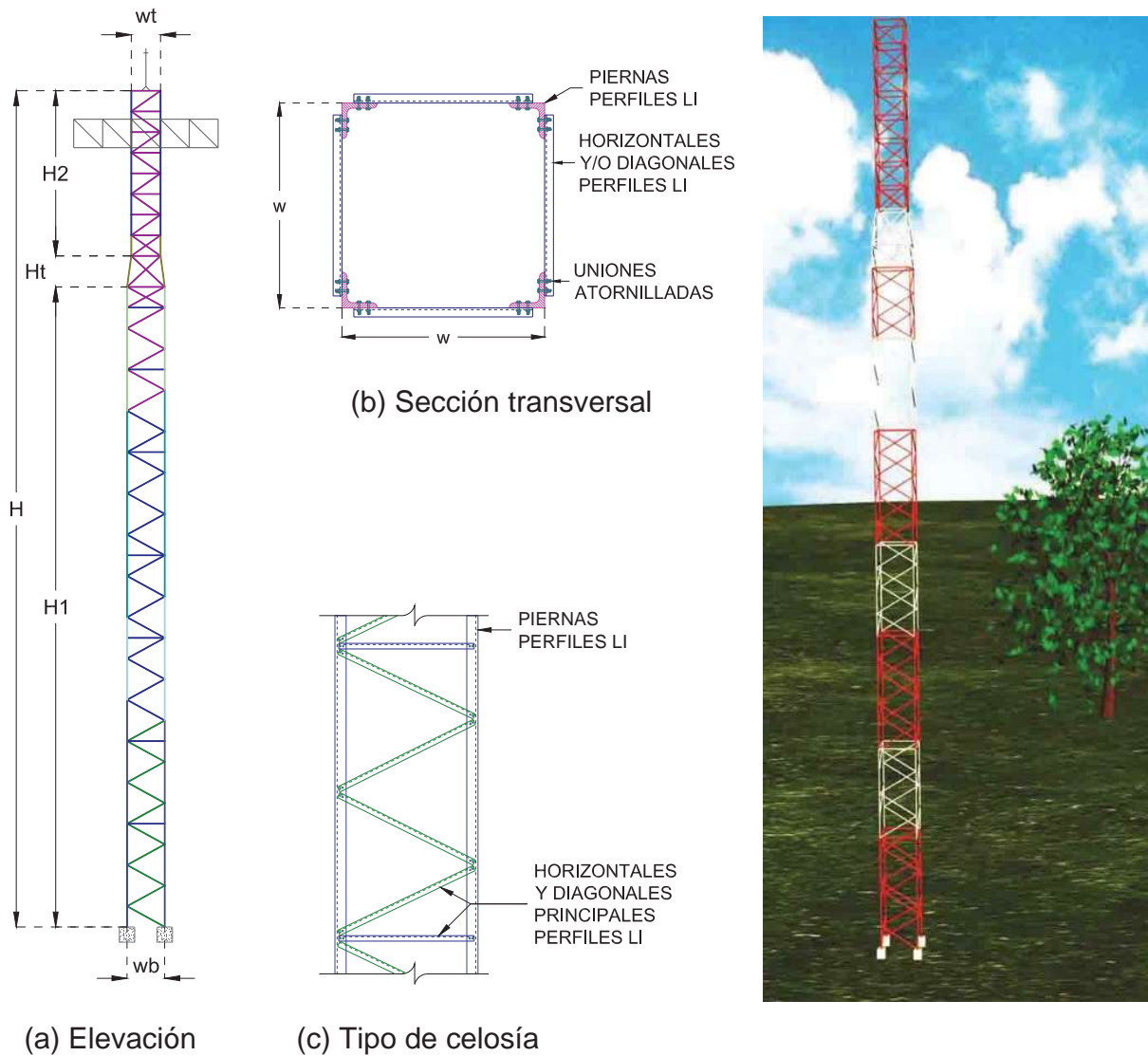


Figura 2.4.9 Torres clasificadas como Tipo 3



Las torres clasificadas como Tipo 4 (Figura 2.4.10) tienen sección transversal triangular (Figura 2.4.2c) constante con la altura (Figura 2.4.1b), con elementos estructurales OC en las piernas y perfiles LI en las cuerdas horizontales y diagonales. La forma de la celosía es en zigzag doble (Figura 2.4.3a).

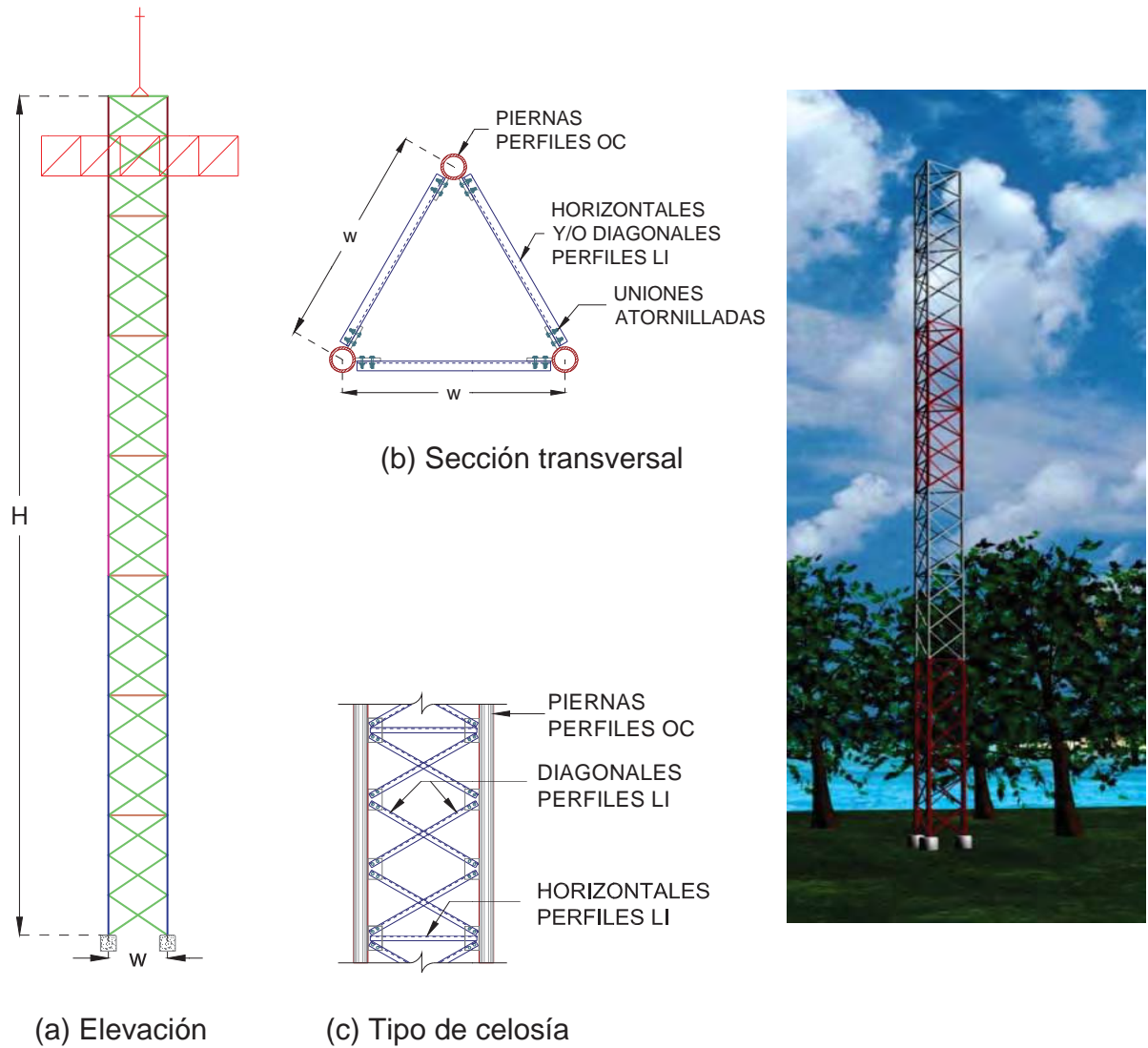


Figura 2.4.10 Torres clasificadas como Tipo 4

En la Figura 2.4.11 se muestra la configuración de las torres clasificadas como Tipo 5. La forma de la sección transversal es triangular con elementos estructurales OC en las piernas y perfiles LI en las cuerdas horizontales y diagonales (Figura 2.4.2c). La configuración geométrica en elevación corresponde a la Figura 2.4.1c, caracterizada por tener dos zonas diferentes en la altura, la primera tiene una altura  $H1$  con sección transversal variable con celosía en forma de cruz con horizontales (Figura 2.4.4a), y una zona con sección transversal constante con altura  $H2$  la celosía se compone de diagonales y horizontales (Figura 2.4.3c).

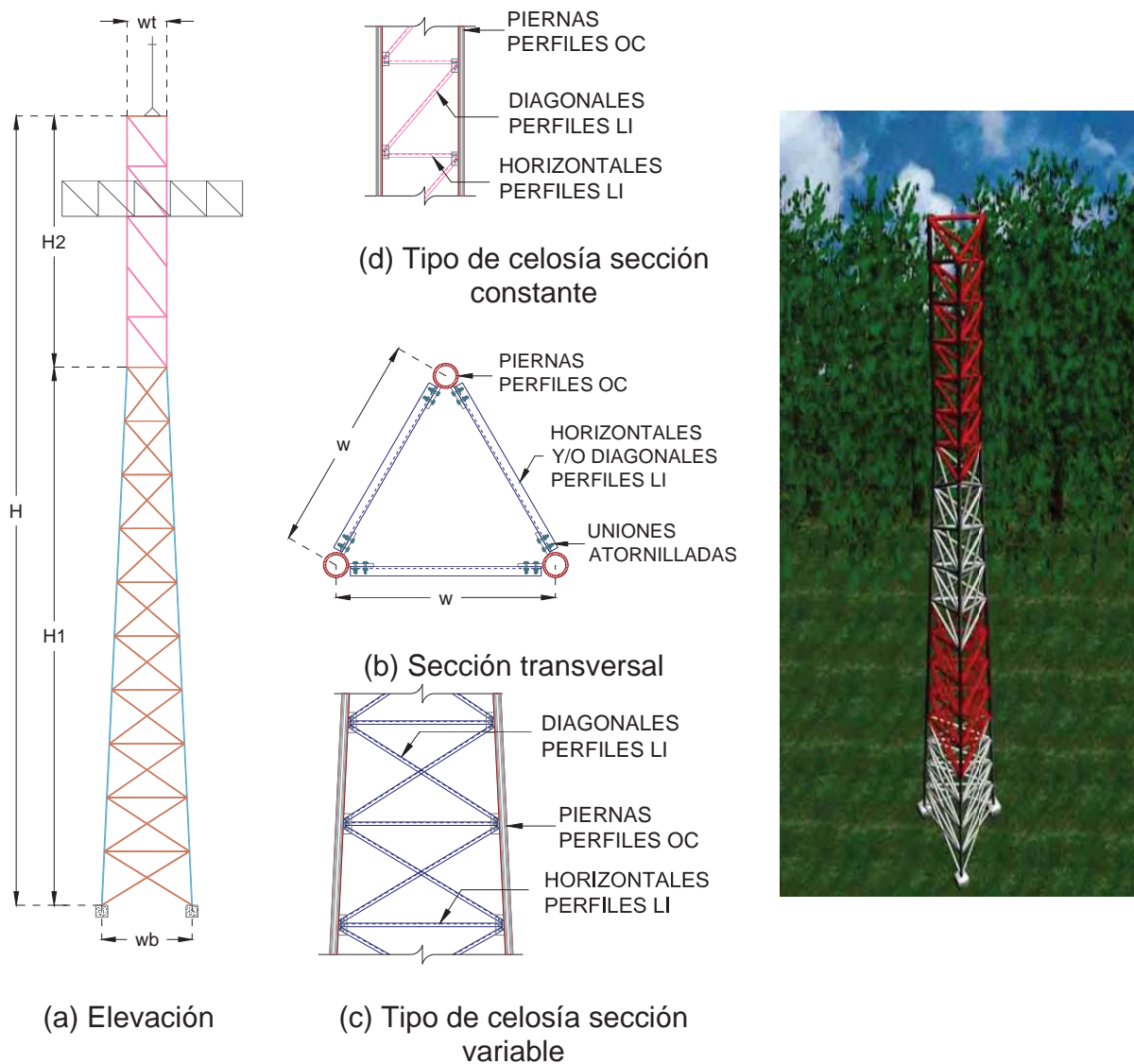


Figura 2.4.11 Torres clasificadas como Tipo 5

En la Figura 2.4.12 se muestra la configuración de las torres clasificadas como Tipo 6. La forma de la sección transversal es triangular con elementos estructurales OC en las piernas y perfiles LI en las cuerdas horizontales y diagonales (Figura 2.4.2c). La configuración geométrica en elevación corresponde a la Figura 2.4.1c, caracterizada por tener dos zonas diferentes en la altura, la primera tiene una altura  $H1$  y con sección transversal variable, en esta zona la celosía puede ser en forma de cruz con horizontales en cada extremo de las diagonales o alternando algunos extremos con horizontales y otros no (Figura 2.4.4a y b), y una zona con sección transversal constante con altura  $H2$  con celosía formada por diagonales y horizontales (Figura 2.4.3c).

Como se puede observar las torres Tipo 6 son muy similares las torres Tipo 5, lamentablemente la base de datos adquirida registra una irregularidad en la estructuración en este tipo de torres, ya que algunos planos presentan a cierta altura perfiles menores que otras, con alturas inferiores a las primeras. Esta aparente irregularidad se puede deber a que la base de datos está formada por planos elaborados por diferentes despachos y con diferentes criterios de estructuración.

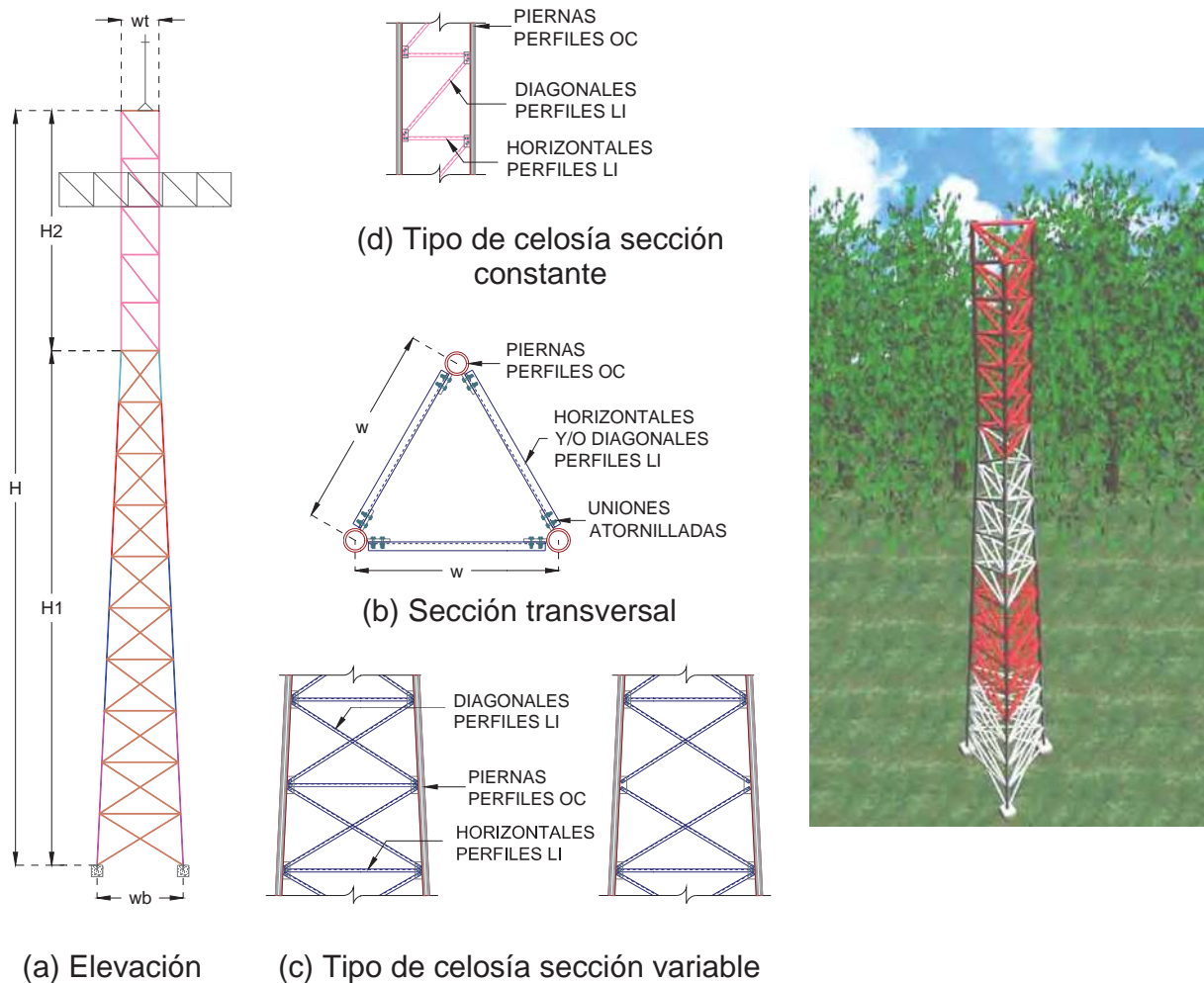


Figura 2.4.12 Torres clasificadas como Tipo 6

En la Figura 2.4.13 se muestra la geometría de las torres clasificadas como Tipo 7, La forma de la sección transversal es triangular con elementos estructurales OC en las piernas y perfiles LI en las cuerdas horizontales y diagonales (Figura 2.4.2c). La configuración geométrica en elevación corresponde a la Figura 2.4.1c, caracterizada por tener dos zonas diferentes en la altura, la primera tiene una altura  $H1$  y con sección transversal variable, en esta zona la celosía es en forma de rombo integrada por elementos principales y secundarios (Figura 2.4.4c), y una zona con sección transversal constante con altura  $H2$  con celosía en forma de cruz (Figura 2.4.3a).

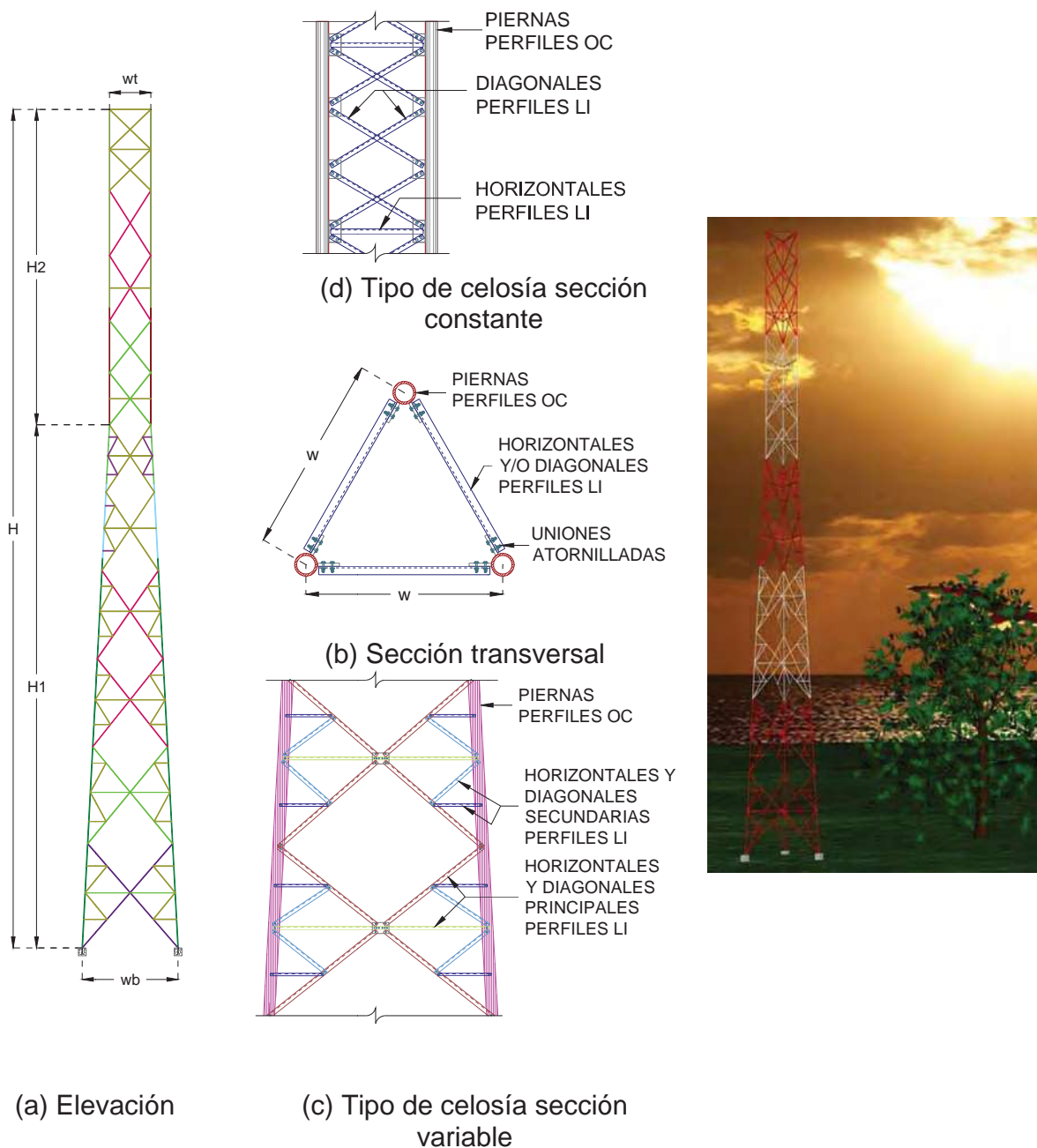


Figura 2.4.13 Torres clasificadas como Tipo 7



Finalmente, las torres que se clasifican como Tipo 8 (Figura 2.4.14), tienen sección transversal variable a lo largo de toda su altura (Figura 2.4.1c), la sección transversal es triangular (Figura 2.4.2c) con perfiles estructurales OC en las piernas y en las cuerdas horizontales y diagonales perfiles LI. La celosía es en zigzag doble en forma de cruz y horizontales conteniendo más de una cruz (Figura 2.4.4b).

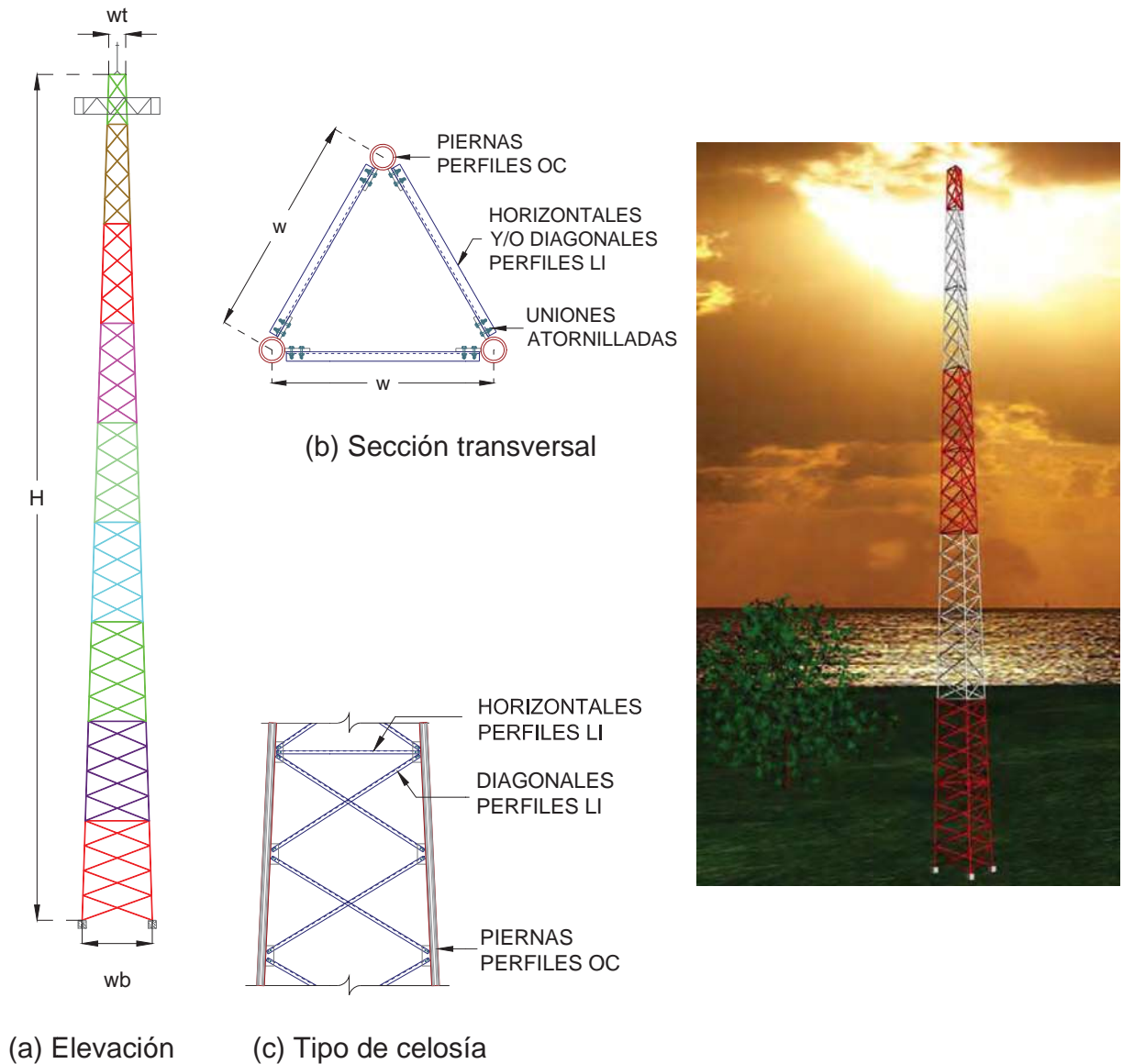


Figura 2.4.14 Torres clasificadas como Tipo 8

## 2.5 RESUMEN DE LA CLASIFICACIÓN POR TIPO DE TORRES

En la Figura 2.4.15 se muestra un resumen de las torres por Tipo, según su clasificación, con el fin de visualizar de manera rápida sus diferencias estructurales.

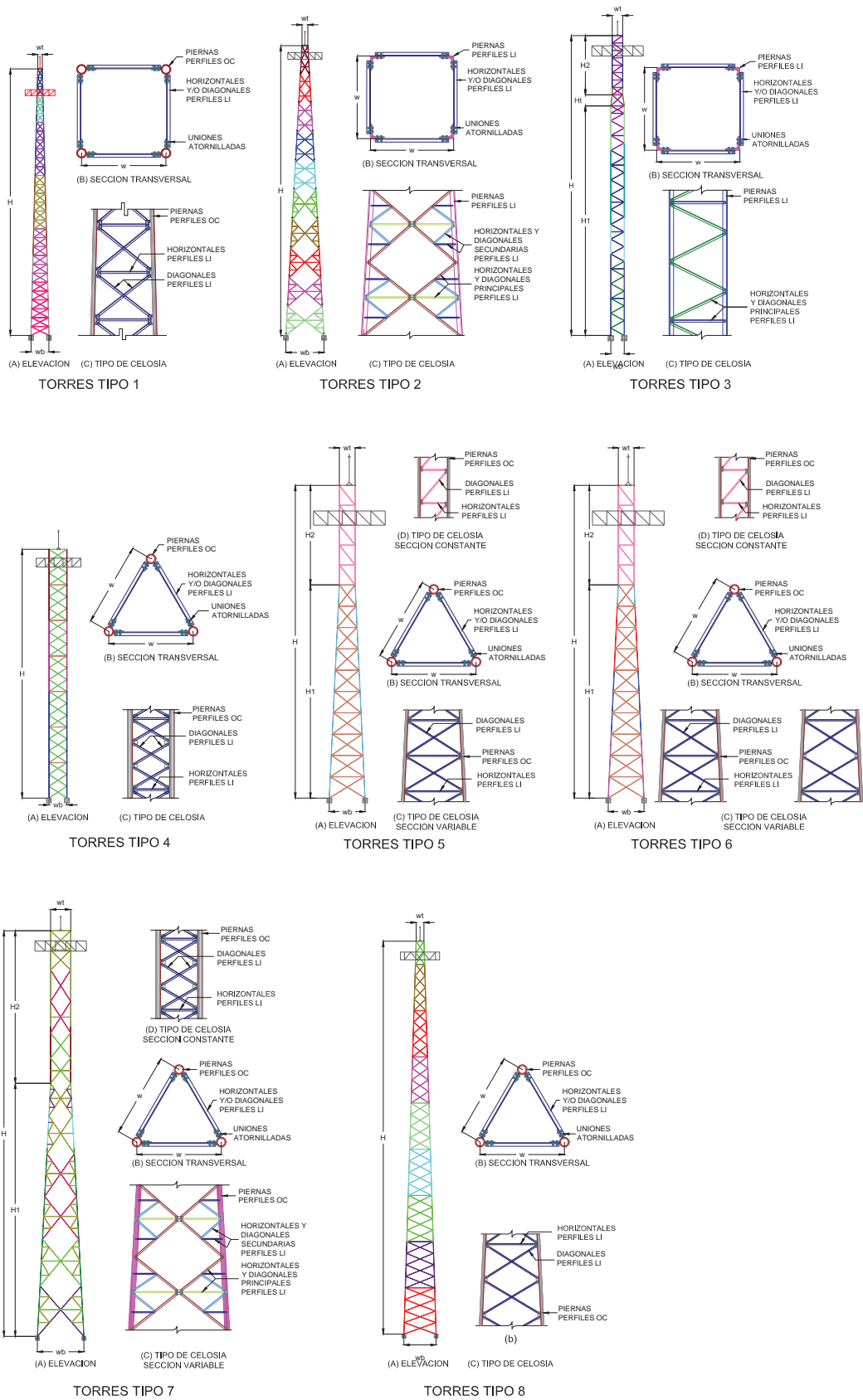


Figura 2.4.15 Resumen de los diferentes tipos de torres analizadas.

**CAPÍTULO 3**  
**PROPIEDADES DINÁMICAS DE TORRES AUTOSOPORTADAS**  
**DE CELOSÍAS**

### 3.1 INTRODUCCIÓN

La demanda de usuarios de telefonía móvil ha aumentado en un 80% en los últimos cinco años y como los otros sistemas de comunicación satelital, como son la televisión, radio e internet, se han convertido en una "línea vital" para los habitantes de México, el número de torres de telecomunicación que sirven para proporcionar el servicio, también ha aumentado.

La República Mexicana, año con año, durante los meses de mayo a diciembre, se ve afectada por la incidencia de fuertes vientos en las zonas costeras del Golfo de México y del Pacífico. Registros de velocidades de viento obtenidos recientemente, indican un incremento del orden del 15% de las velocidades del viento, principalmente en las zonas de huracanes del País, con respecto a las registradas hace 15 años. Este incremento de velocidades se debe principalmente al aumento de la temperatura en los mares y en las capas atmosféricas, causado por el calentamiento global de la Tierra.

Debido a sus características geométricas las torres de celosías autosoportadas tienen propiedades dinámicas que las hacen más susceptibles a los efectos de las cargas eólicas que a las cargas sísmicas. En este sentido la demanda de la excitación eólica se ha incrementado y la capacidad estructural del sistema, se ha mantenido del mismo orden ya que la metodología de cuantificación de las cargas eólicas, realizada comúnmente según el Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC, diseño por viento, 1993), no se ha modificado hasta la fecha, colocando a las torres de telecomunicación como altamente vulnerables ante los efectos eólicos.

En este Capítulo se revisarán las propiedades estáticas y dinámicas de las torres de celosías que más abundan en el País, con fines de proponer una metodología para el cálculo de cargas dinámicas debidas al viento sobre ellas.

### 3.2 ANÁLISIS PRELIMINAR DE LOS DATOS

Se organizó una base de datos formada por 214 planos estructurales de torres autosoportadas construidas en diversas zonas del País y calculadas por 5 diferentes despachos especializados en el cálculo estructural de este tipo de estructuras. Se procedió a clasificar las torres por el número de ellas con respecto a su altura y con respecto al número de ellas en cada grupo de clasificación según su Tipo, como se definió en el Capítulo 2 de este trabajo.

En la Figura 3.2.1 se muestra la distribución del número de torres con respecto a su altura en metros. De las 214 torres 173 de ellas tiene una altura mayor a los 30m (80%). Las torres con altura de 30m son las que más se construyen (23 de las 214) y el porcentaje de torres con altura menor a los 30 m es del 20%.



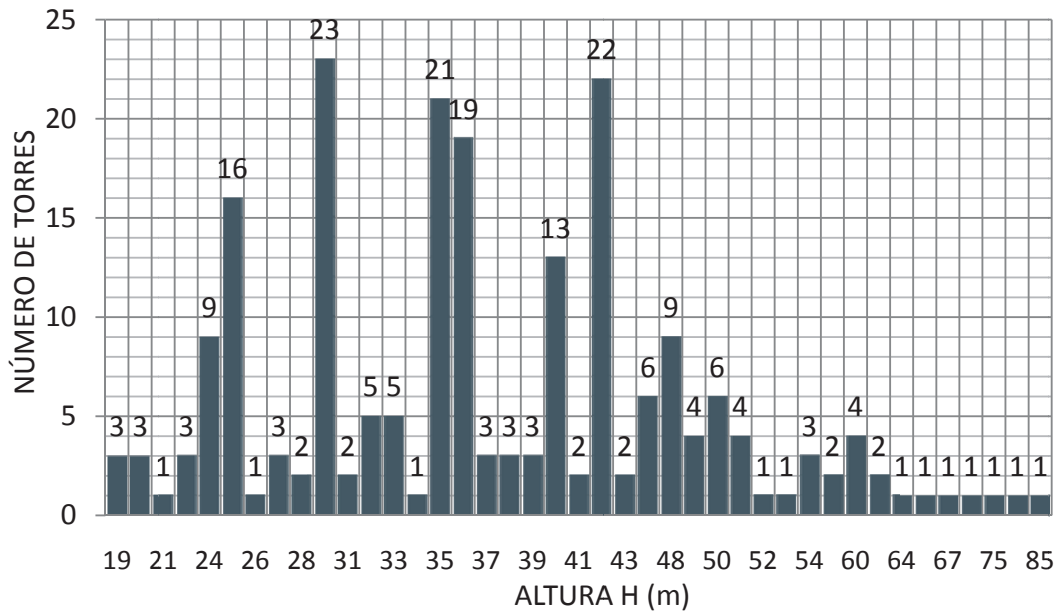


Figura 3.2.1 Histograma que relaciona número de torres con su altura

En la Figura 3.2.2 se muestra la relación del número de torres de celosías que pertenecen a cada uno de los 8 Tipos, según se estableció en el Capítulo 2. El número de torres clasificadas en el Tipo 5, es de 70, siendo las que mayormente se construyen. Clasificadas como del Tipo 1 y Tipo 2 se tienen 15 torres en cada uno estas clasificaciones. En la categoría definida como Tipo 3, se tienen 12 torres, en el Tipo 4 hay 26 torres, del Tipo 5 existen 70 torres; del Tipo 6 se tiene 39; del Tipo 7 hay 30 y finalmente, clasificadas como Tipo 8 se tienen 7 torres.

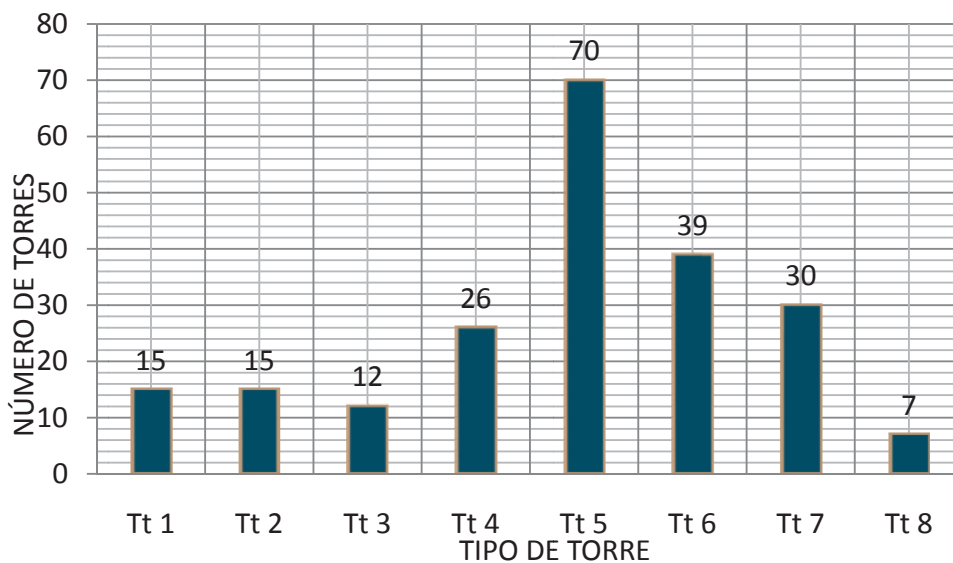


Figura 3.2.2 Relación número de torres por cada Tipo de clasificación

### 3.3 PROPIEDADES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS DE LAS TORRES TIPO 1

De la base de datos formada por 214 planos de torres construidas en México, 15 se clasificaron como Tipo 1 (Figura 3.3.1), de éstas las que tienen una altura de 25 m son las que más se construyen, 4 de las 15 totales, las que tienen una altura mayor o igual a los 25 m son 14, mientras que solo una tiene una altura menor a 25 m. En esta misma clasificación las torres más altas tienen una altura de 60 m y la más baja de 24 m.

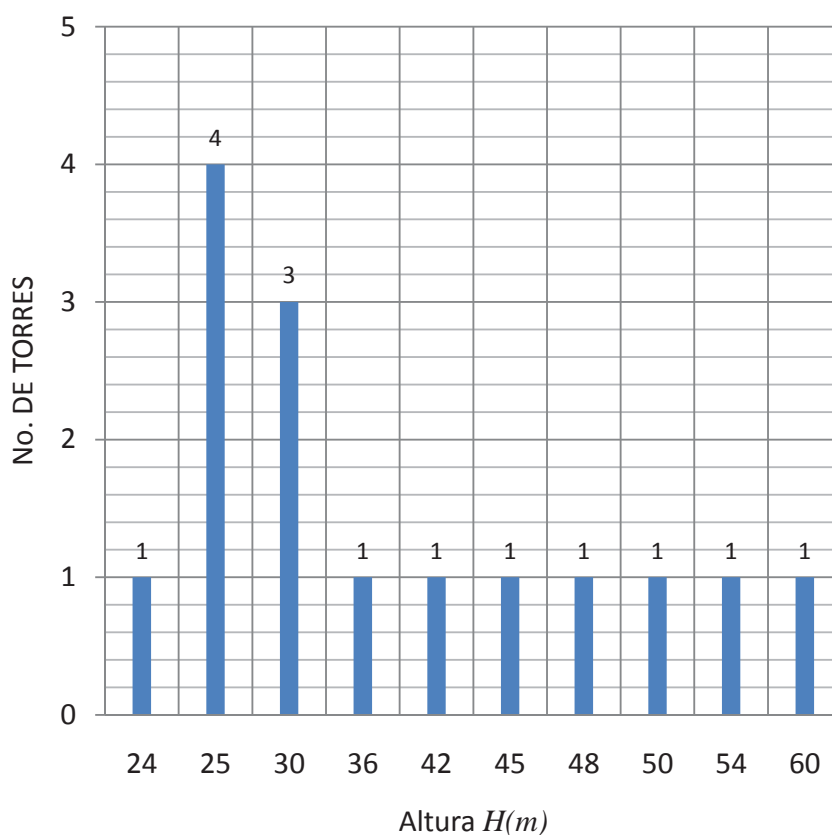


Figura 3.3.1 Relación número de torres-altura, Tipo 1

Las torres clasificadas como Tipo 1 (Figura 3.3.2) son de sección transversal cuadrada que varía con la altura (Figura 2.4.1c). Sus piernas están formadas por perfiles circulares huecos (OC), las cuerdas horizontales y las diagonales son perfiles LI. La forma de la celosía es en zigzag doble con elementos horizontales (Figura 2.4.4a), es decir, en cada extremo de las diagonales se ubica una cuerda horizontal. Esta configuración se mantiene en todo lo alto de la torre.

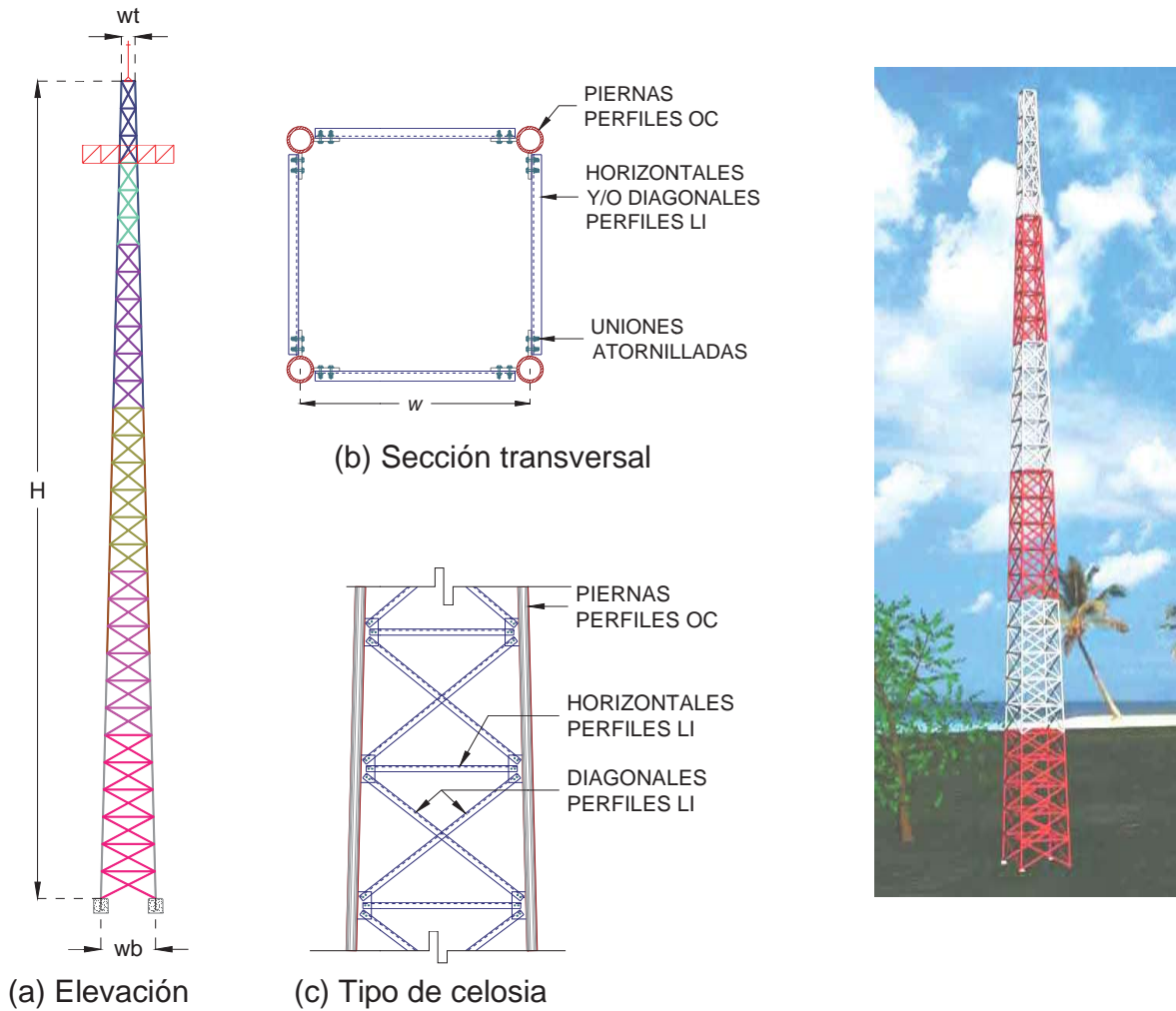
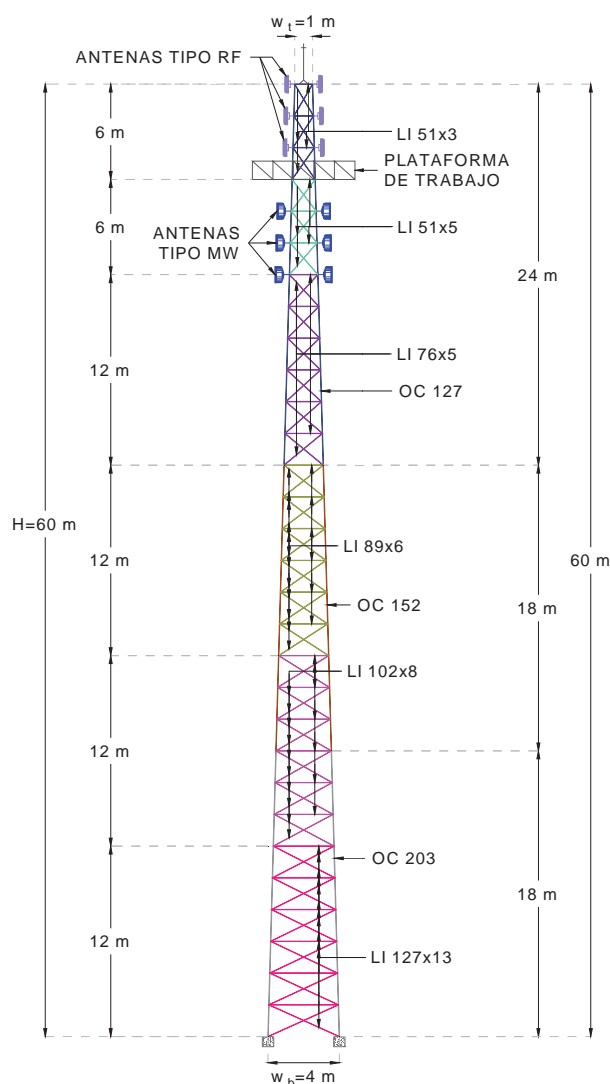


Figura 3.3.2 Torres clasificadas como Tipo 1

En las memorias de cálculo que forma la base de datos se muestra que las torres que se clasificaron como Tipo1, tienen ubicadas en su parte superior la plataforma de trabajo y las antenas tipo RF y MW; además cuentan con una cama guía y las líneas de conducción de los cables, que van de la parte baja de la torre (caseta) hasta la parte superior (Figura 3.3.3), en cuyo extremo se ubica la antena pararrayos.

De las torres clasificadas como Tipo 1 se modelaron 7 de ellas, una para cada altura representativa de la base de datos. Los datos geométricos de los modelos analizados se presenta en la Tabla 3.3.1, en donde  $H (m)$  es la altura total de la torre,  $w_b (m)$  es al ancho en la base de la torre y  $w_t (m)$  es el ancho de la torre en la parte superior (Figura 3.3.3c).



(c) Estructuración de la torre



(a) Panorámica de una torre



(b) Extremo superior de la torre

Fig. 3.3.3 Torres de comunicación con sección transversal cuadrada (Tipo 1)

En el modelo numérico se consideraron instalados los accesorios de trabajo, es decir, 12 antenas del tipo RF con 40 kgf (392.28 N) cada una, colocadas en cada vértice y del extremo superior hacia abajo en cada nodo que delimita los paneles de la torre. Debajo de las antenas tipo RF se colocó la plataforma de trabajo y por debajo de ésta se ubicaron 12 antenas tipo MW de 70 kgf (686.49 N) colocadas una en cada vértice, y hacia abajo en cada nodo que delimita los paneles de la torre. Se consideró esta distribución y número de antenas debido a que es como lo mayoría de las memorias de cálculo (Figura 3.3.4) lo presentan.

Tabla 3.3.3.1 Datos de las torres Tipo 1 analizadas

Nombre	$H$ (m)	$w_b$ (m)	$w_t$ (m)
Cva24	24.00	2.20	1.00
Cva30	30.00	2.50	1.00
Cva36	36.00	2.80	1.00
Cva42	42.00	3.10	1.00
Cva48	48.00	3.40	1.00
Cva54	54.00	3.70	1.00
Cva60	60.00	4.00	1.00

Las líneas de conducción y control de señal que comunican a las antenas con la caseta de control se sostienen mediante una cama guía instalada a todo lo alto de la torre por una de sus caras con un peso de 29.63 kgf/m (290.58 N/m), y en cada vértice de una de las caras de la torre se colocó un antena con peso de 14.81 kgf/m (145.29 N/m).



Figura 3.3.4 Antenas y plataforma de trabajo en las torres Tipo 1

Los modelos numéricos se realizaron en el programa SAP-2000 (Habibullah A., ver. 11), de donde se obtuvieron los periodos fundamentales de vibrar de cada torre considerando los accesorios y sin ellos.

En la Tabla 3.3.2 se registran los periodos de vibrar,  $T_s$  (s), de las torres sin considerar los accesorios, del primero al cuarto modo y la relación entre ellos.

Tabla 3.3.2 Periodos de los modos superiores de las torres (sin considerar accesorios)

Torre	$T1_s (s)$	$T2_s (s)$	$T3_s (s)$	$T4_s (s)$	$T2_s/T1_s$	$T3_s/T2_s$	$T4_s/T3_s$
Cva24	0.35	0.08	0.06	0.04	0.23	0.75	0.67
Cva30	0.45	0.10	0.07	0.05	0.22	0.70	0.71
Cva36	0.57	0.14	0.08	0.06	0.25	0.57	0.75
Cva42	0.71	0.18	0.08	0.05	0.25	0.44	0.63
Cva48	0.80	0.20	0.09	0.06	0.25	0.45	0.67
Cva54	0.89	0.24	0.11	0.09	0.27	0.46	0.82
Cva60	1.00	0.28	0.13	0.10	0.28	0.46	0.77
Máximos	1.00	0.28	0.13	0.10	0.28	0.75	0.82
Mínimos	0.35	0.08	0.06	0.04	0.22	0.44	0.63
Promedio	0.68	0.17	0.09	0.06	0.25	0.55	0.72

En la Tabla 3.3.3 se registran los periodos de vibrar de las torres,  $T_c (s)$ , del primero al cuarto modo considerando la existencia de accesorios, además se muestra la relación entre ellos. De los resultados mostrados se concluyen las siguientes relaciones,

$$\begin{aligned}
 T2_c &= 0.22T1_c \\
 T3_c &= 0.12T1_c \\
 T4_c &= 0.09T1_c
 \end{aligned}
 \tag{3.3.1}$$

Tabla 3.3.3 Periodos de los modos superiores de las torres (considerando accesorios).

Torre	$T1_c (s)$	$T2_c (s)$	$T3_c (s)$	$T4_c (s)$	$T2_c/T1_c$	$T3_c/T2_c$	$T4_c/T3_c$
Cva24	0.49	0.10	0.09	0.04	0.20	0.90	0.44
Cva30	0.63	0.13	0.10	0.06	0.21	0.77	0.60
Cva36	0.79	0.16	0.10	0.07	0.20	0.63	0.70
Cva42	0.95	0.20	0.11	0.09	0.21	0.55	0.82
Cva48	1.06	0.23	0.11	0.10	0.22	0.48	0.91
Cva54	1.17	0.26	0.12	0.11	0.22	0.46	0.92
Cva60	1.29	0.31	0.14	0.12	0.24	0.45	0.86
Máximos	1.29	0.31	0.14	0.12	0.24	0.90	0.92
Mínimos	0.49	0.10	0.09	0.04	0.20	0.45	0.44
Promedio	0.91	0.20	0.11	0.08	0.21	0.61	0.75

De los resultados mostrados en las Tablas 3.3 y 3.2 se deduce la siguiente relación:

$$T1c = 1.338 T1s
 \tag{3.3.2}$$

En la Tabla 3.3.4 se resumen los valores del periodo de vibrar fundamental de las torres con y sin accesorios. En dicha tabla,  $H(m)$  es la altura total de la torre,  $Tl_c (s)$  es el periodo fundamental de la torre con accesorios y  $Tl_s (s)$  es el periodo fundamental de la torre sin accesorios; y  $Tl_c / Tl_s$  (adimensional) es la relación entre ambos periodos.

Tabla 3.3.4 Periodos fundamentales de las torres analizadas

NOMBRE	$H$ (m)	$Tl_c$ (s)	$Tl_s$ (s)	$Tl_c / Tl_s$	$\beta$
Cva24	24.00	0.49	0.35	1.40	1.7
Cva30	30.00	0.63	0.45	1.40	1.85
Cva36	36.00	0.79	0.57	1.39	1.85
Cva42	42.00	0.95	0.71	1.34	1.85
Cva48	48.00	1.06	0.80	1.33	2.05
Cva54	54.00	1.17	0.89	1.31	2.15
Cva60	60.00	1.29	1.00	1.29	2.1
Máximos	60.00	1.29	1.00	1.40	2.15
Mínimos	24.00	0.49	0.35	1.29	1.70
Promedio	42.00	0.91	0.68	1.35	1.94

En la Tabla 3.3.4 se observa que para las torres con accesorios el periodo más corto es de 0.49 s, mientras que el más largo es de 1.29 s, y el periodo promedio es 0.91 s. Para las torres sin considerar los accesorios el periodo más corto es de 0.35 s y el más largo es de 1.00 s, el promedio es de 0.68 s.

El incremento en el periodo debido a la presencia de accesorios varía de un 29% hasta un 40%, la variación promedio es de 35%.

En la Figura 3.3.5 se grafican los valores del periodo fundamental de las torres con accesorios  $Tl_c (s)$  y sin accesorios  $Tl_s (s)$  en función de la altura de la torre; además las líneas ajuste de datos para dichos valores. La línea de color rojo es la línea de tendencia para los periodos de las torres sin accesorios y la de color azul es la línea de tendencia para los periodos de las torres con accesorios.

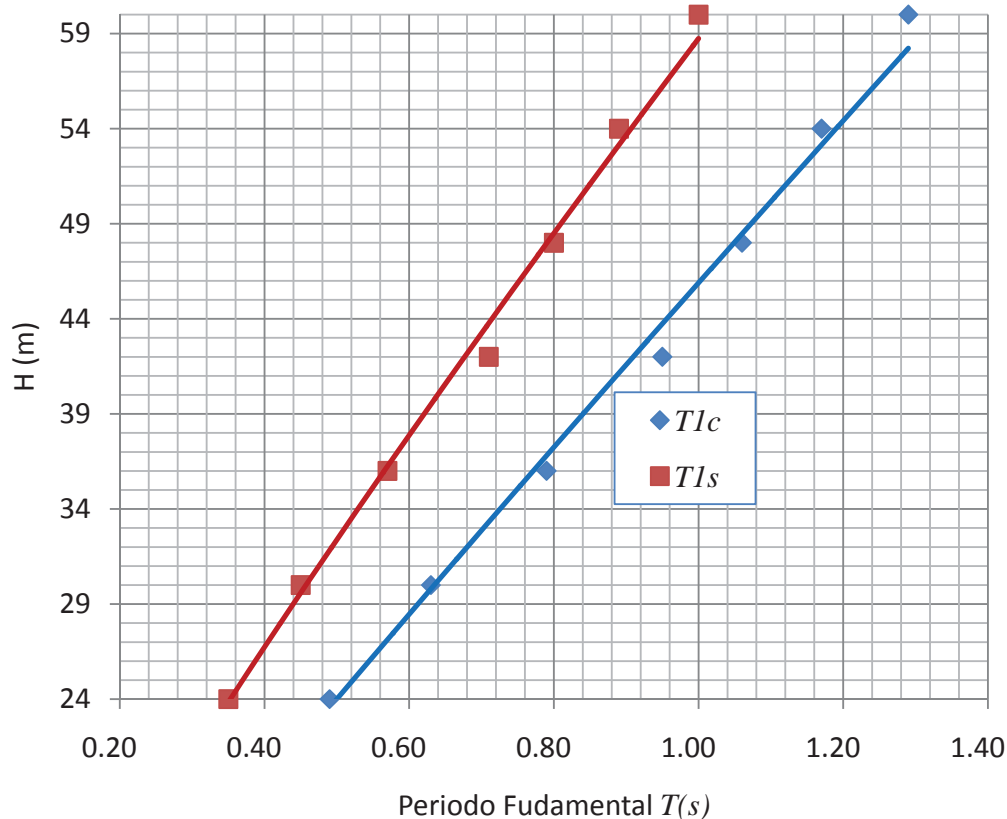


Figura 3.3.5 Relación del periodo fundamental con la altura

La línea de ajuste del periodo en función de la altura, para las torres considerando accesorios es:

$$T1c = \left( \frac{H}{45.88} \right)^{1.07} \tag{3.3.3}$$

Y sin considerar accesorios,

$$T1s = \left( \frac{H}{58.73} \right)^{1.16} \tag{3.3.4}$$

En las ecuaciones (3.3.3) y (3.3.4),  $T1c$  (s) es el periodo fundamental de la torre con accesorios y  $T1s$  (s) es el periodo fundamental sin accesorios,  $H$  (m) es la altura total de la torre.

La variación de la forma modal de las torres con la altura tiene una configuración como la que se muestra en la Figura 3.3.6. Si se considera que la variación de la forma modal con la altura es exponencial, definida por,

$$\Phi = \left[ \frac{z}{H} \right]^\beta \tag{3.3.5}$$



donde  $\beta$  es el exponente de variación con la altura (Tabla 3.3.4),  $H(m)$  es la altura total de la torre,  $z(m)$  es la altura de referencia y  $\Phi$  es la forma modal normalizada. El valor de  $\beta$  que representa adecuadamente la curva de ajuste es  $\beta=1.94$ .

Adicionalmente, en la Figura 3.3.6 se muestra la curva de ajuste considerando un polinomio de la forma:

$$\Phi = \frac{6}{5} \left[ \frac{z}{H} \right]^2 - \frac{1}{5} \left[ \frac{z}{H} \right]^3 \tag{3.3.6}$$

que se ajusta de mejor manera a los datos que la ecuación (3.3.5).

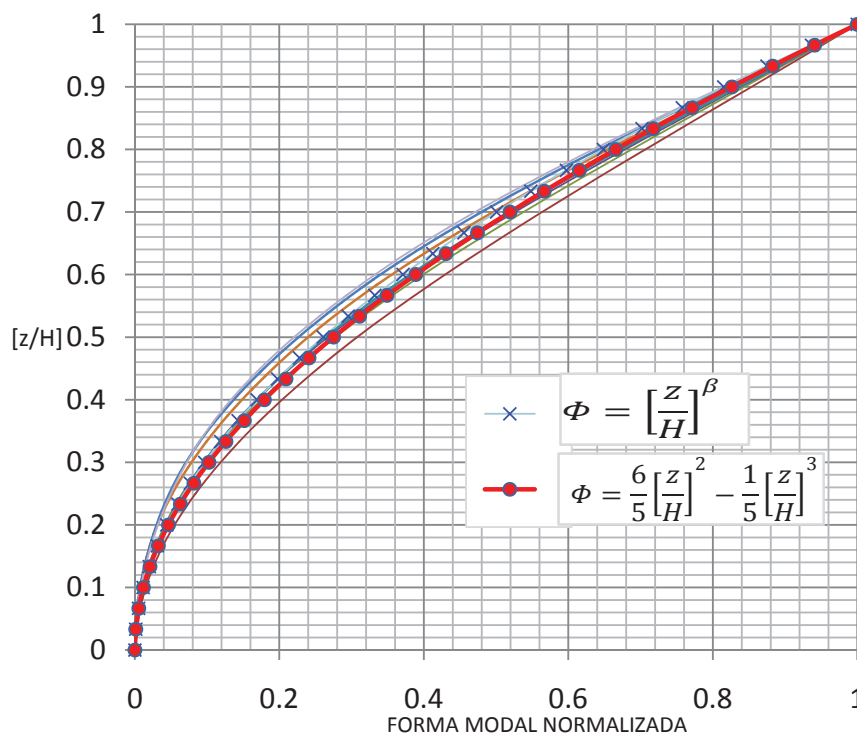


Figura 3.3.6 Forma modal normalizada de las torres Tipo 1

La forma modal de las torres Tipo 1 no difiere radicalmente entre sí, esto se debe a que los modelos de las torres tienen perfiles estructurales similares en las piernas, en las cuerdas horizontales y en las diagonales.

Holmes (1996) propone para obtener el valor del exponente  $\beta$ ,

$$\beta = \frac{4}{\left[ 1 + 1.67 \left( \frac{wt}{wb} \right) \right]} \tag{3.3.7}$$

donde  $w_t$  es el ancho de la torre en el extremo superior y  $w_b$  es el ancho de la torre en el extremo inferior. La expresión (3.3.7) propuesta por Holmes la obtuvo analizando torres con sección transversal cuadrada y con un ancho que varía linealmente con la altura, sin embargo es la única expresión que existe en la literatura para tal efecto.

Ajustando los valores de la Tabla 3.3.1 y considerando el exponente  $\beta$  de variación de la forma modal con la altura (Tabla 3.3.4) se puede proponer para el cálculo del exponente  $\beta$ ,

$$\beta = \frac{3}{\left[1 + 1.67 \left(\frac{w_t}{w_b}\right)\right]} \tag{3.3.8}$$

la cual difiere de la ecuación (3.3.7) por el valor de 3 en el numerador en lugar de 4.

En la Tabla 3.3.5 se comparan los valores de  $\beta$  obtenidos numéricamente con el programa SAP-2000 (Habibullah A., ver. 11), con los valores obtenidos con la ecuación (3.3.8). Se verifica la exactitud de la ecuación (3.3.8) propuesta en este trabajo.

Tabla 3.3.5 Comparación de los valores de  $\beta$

NOMBRE	$H$ (m)	$w_b$ (m)	$w_t$ (m)	$\beta$ <i>real</i>	$w_t/w_b$	$\beta$ <i>calc.</i>	$\beta$ (DIFERENCIA)
Cva24	24.00	2.20	1.00	1.7	0.455	1.71	0.01
Cva30	30.00	2.50	1.00	1.85	0.400	1.80	-0.05
Cva36	36.00	2.80	1.00	1.85	0.357	1.88	0.03
Cva42	42.00	3.10	1.00	1.85	0.323	1.95	0.10
Cva48	48.00	3.40	1.00	2.05	0.294	2.01	-0.04
Cva54	54.00	3.70	1.00	2.15	0.270	2.07	-0.08
Cva60	60.00	4.00	1.00	2.1	0.250	2.12	0.02
Máximos	60.00	4.00	1.00	2.15	0.455	2.12	0.10
Mínimos	24.00	2.20	1.00	1.70	0.250	1.71	-0.08
Promedio	42.00	3.10	1.00	1.94	0.336	1.93	0.00

Para representar la distribución de la masa con la altura, Holmes (1994) propone,

$$m_{(z)} = m_0 \left[1 - k \left(\frac{z}{H}\right)^\gamma\right] \tag{3.3.9}$$

Donde  $m_{(z)}$  es la masa por unidad de longitud;  $m_0$  es la masa por unidad de longitud en el panel inferior de la torre,  $z$  (m) es la altura del panel en el que se determinará la masa por unidad de longitud,  $H$ (m) es la altura total de la torre,  $k$  y  $\gamma$  son los factores que describen la forma en que se distribuye la masa en la altura de la torre.

Debe notarse que  $m_0$  es la masa por unidad de altura en el panel inferior de la torre, esta masa está constituida por las piernas del panel inferior, las cuerdas

diagonales del panel inferior y las cuerdas horizontales de la parte superior del panel inferior de la torre tal como se muestra en la Figura 3.3.7a, para una torre de 60 metros de altura.

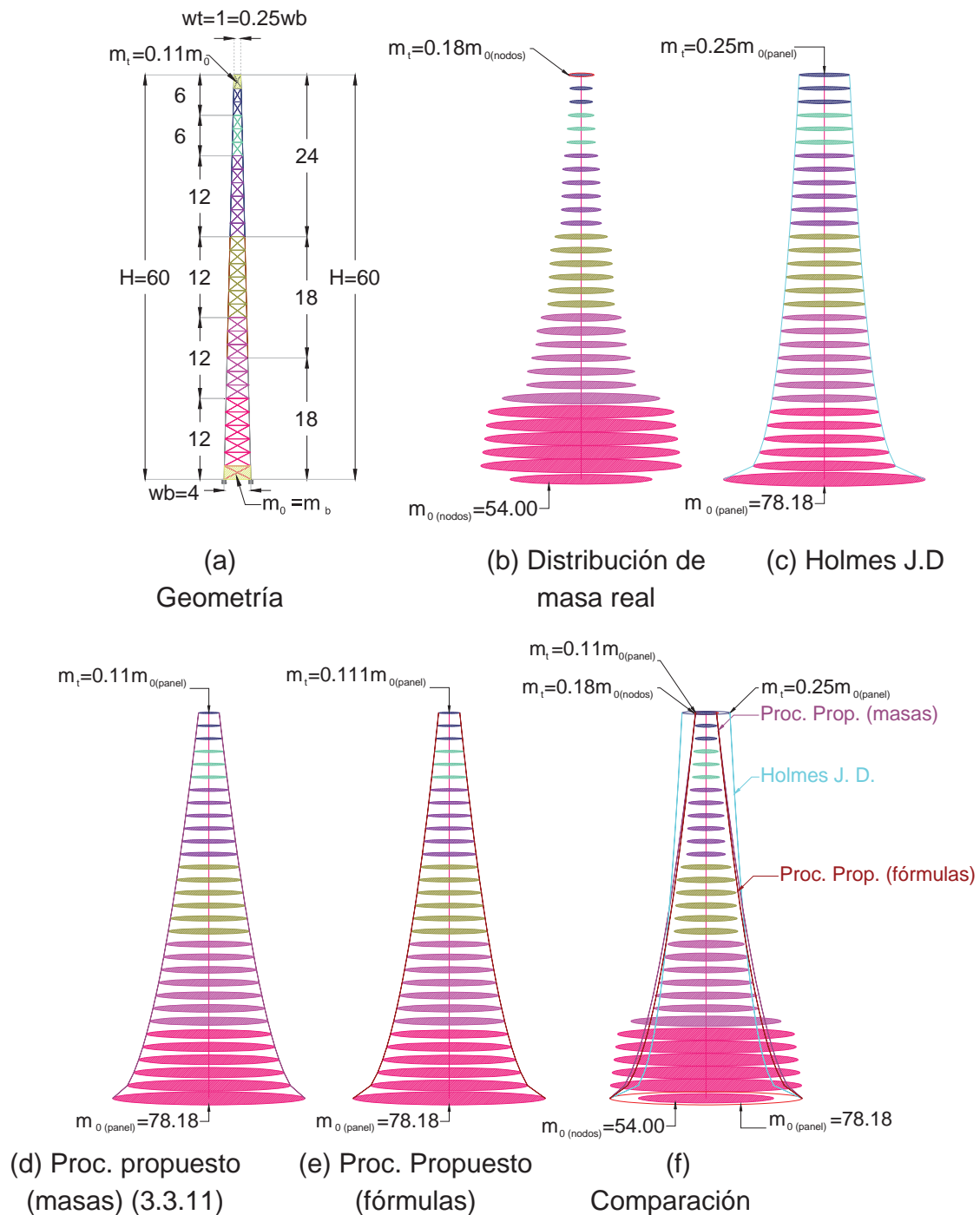


Figura 3.3.7 Geometría y distribución de la masa con la altura

Para obtener el factor  $k$  (Holmes, 1994) propone la ecuación (3.3.10) que depende solo de la geometría de la torre,

$$k = 1 - \frac{w_t}{w_b} \tag{3.3.10}$$

en donde  $w_t$  es el ancho de la torre en el extremo superior y  $w_b$  es el ancho de la torre en la base, estas variables están gráficamente presentadas en la Figura 3.3.7a para una torre de 60 metros de altura.

De los modelos numéricos se determinó la distribución de la masa con la altura de cada torre, esta distribución se representa en la Figura 3.3.7b y gráficamente con puntos negros en la Figura 3.3.8, para una torre de 60 metros de altura.

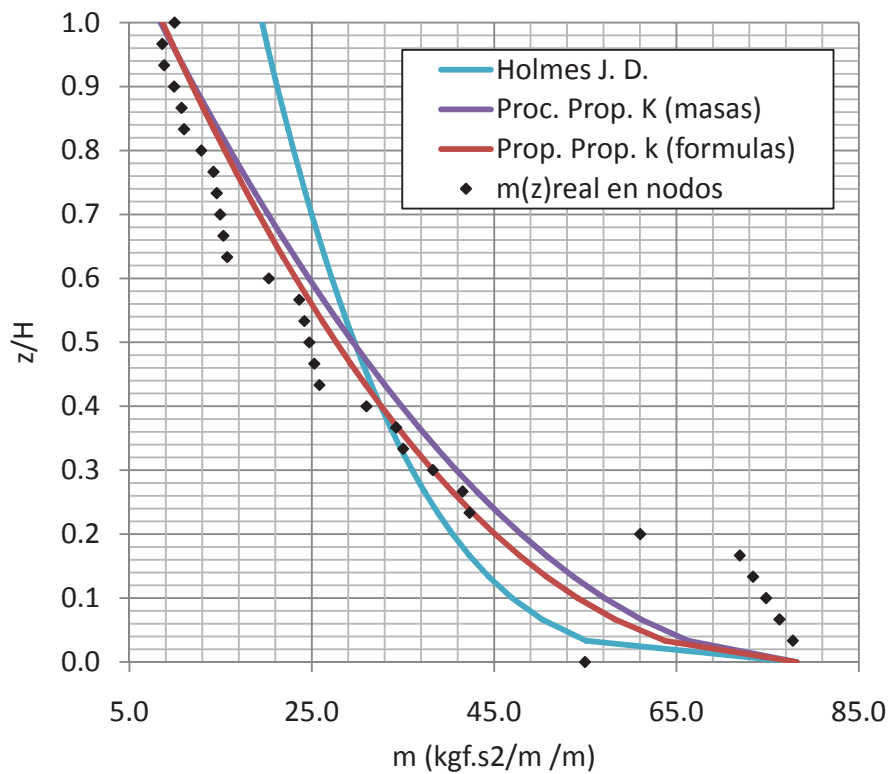


Figura 3.3.8 Distribución de masas con la altura, torre de 60 m

Para una torre de 60 metros de altura, en la Figura 3.3.8 se muestra en color azul la distribución de masas obtenida con las ecuaciones (3.3.9) y (3.3.10), esta distribución también se muestra en la Figura 3.3.7c, en donde se observa que la distribución obtenida difiere considerablemente de la distribución de masa real.

De manera análoga al procedimiento propuesto por Holmes (1994) y para obtener una distribución de masas próxima a la real se propone para obtener el factor  $k$ ,

$$k = 1 - \frac{m_t}{m_b} \tag{3.3.11}$$

en donde el factor  $k$  es función de las masas en el primero y último panel;  $m_t$  es la masa en el panel del extremo superior de la torre y  $m_b$  es la masa del panel en el extremo inferior de la torre, estas dos masas están achuradas en la Figura 3.3.7a para una torre de 60 metros de altura.

Para una torre de 60 metros de altura, en la Figura 3.3.8 se muestra en color magenta la distribución de masas obtenida con las ecuaciones (3.3.9) y (3.3.11), esta distribución también se muestra en la Figura 3.3.7d.

En la Tabla 3.3.6 se presentan Los valores de  $k$  y  $\gamma$  obtenidos con las ecuaciones (3.3.9) y (3.3.11) para las torres modeladas. Las variables que se muestran en la tabla han sido ya descritas.

Tabla 3.3.6 valores de  $k$  y  $\gamma$  para las torres modeladas

( 1 )	( 2 )	( 3 )	( 4 )	( 5 )	( 6 )	( 7 )	( 8 )
NOMBRE	$H$ (m)	$w_b$ (m)	$w_t$ (m)	$w_t/w_b$	$m_t/m_b$	$k$ 1-(6)	$\gamma$
Cva24	24.00	2.20	1.00	0.455	0.533	0.467	1.270
Cva30	30.00	2.50	1.00	0.400	0.346	0.654	0.630
Cva36	36.00	2.80	1.00	0.357	0.324	0.676	0.830
Cva42	42.00	3.10	1.00	0.323	0.239	0.761	0.647
Cva48	48.00	3.40	1.00	0.294	0.198	0.802	0.646
Cva54	54.00	3.70	1.00	0.270	0.114	0.886	0.405
Cva60	60.00	4.00	1.00	0.250	0.108	0.892	0.520

En este trabajo se propone el siguiente procedimiento para obtener en función de la geometría de la torre la distribución de masas. Relacionando las columnas 5 y 6 se obtuvo la ecuación (3.3.12) para obtener el factor  $k$ , en esta ecuación  $k$  es función de la geometría, pero considera en sus constantes la diferencia entre los valores de las columnas 5 y 6 de la Tabla 3.3.6.

$$k = 1 - 4.57 \left( \frac{w_t}{w_b} \right)^{2.685} \tag{3.3.12}$$

De los valores de  $\gamma$  mostrados en la Tabla 3.3.6 se obtiene la ecuación (3.3.13), con ésta se obtiene directamente el valor del exponente  $\gamma$  en función de la altura de la torre.

$$\gamma = 19.97H^{-0.92} = \frac{19.97}{H^{0.92}} \tag{3.3.13}$$

Con los resultados obtenidos con (3.3.12) y (3.3.13) y sustituyendo en (3.3.9) se calculo la distribución de masas para cada torre. En la Figura 3.3.8 con línea guinda se muestra la gráfica para la torre de 60 metros de altura, esta distribución de masas esquemáticamente se presenta en la Figura 3.3.7e.

La distribución de masas obtenida con el procedimiento propuesto por Holmes difiere considerablemente de la distribución de masas real; la distribución de masas obtenida utilizando la ecuación (3.3.11) es más representativa de la distribución de masas real; la distribución de masas obtenida aplicando el procedimiento propuesto se aproxima razonablemente a la distribución real de masas y a la distribución obtenida con la ecuación (3.3.11).

Para cada una de las torres modeladas, en la Tabla 3.3.7 se muestran los valores de  $k$  y  $\gamma$  calculados con el procedimiento propuesto, ecuación (3.3.12) y (3.3.13), en la columna 8 se muestra la masa total obtenida, en la columna 9 se muestra la masa total real y en la columna 10 se muestra la diferencia entre ellas.

Tabla 3.3.7 valores de  $k$  ,  $\gamma$   $M$  obtenidos con el procedimiento propuesto

( 1 )	( 2 )	( 3 )	( 4 )	( 5 )	( 6 )	( 7 )	( 8 )	( 9 )	( 10 )
NOMBRE	$H$ (m)	$w_b$ (m)	$w_t$ (m)	$w_t/w_b$	$k$ calc.	$\gamma$ calc.	$M$ calc.	$M$ R	ERROR %
Cva24	24.00	2.20	1.00	0.455	<b>0.450</b>	<b>1.073</b>	<b>297</b>	294	0.7
Cva30	30.00	2.50	1.00	0.400	<b>0.610</b>	<b>0.874</b>	<b>492</b>	437	12.6
Cva36	36.00	2.80	1.00	0.357	<b>0.712</b>	<b>0.739</b>	<b>552</b>	589	-6.3
Cva42	42.00	3.10	1.00	0.323	<b>0.781</b>	<b>0.641</b>	<b>776</b>	796	-2.5
Cva48	48.00	3.40	1.00	0.294	<b>0.829</b>	<b>0.567</b>	<b>963</b>	1,046	-7.9
Cva54	54.00	3.70	1.00	0.270	<b>0.864</b>	<b>0.509</b>	<b>1,708</b>	1,481	15.4
Cva60	60.00	4.00	1.00	0.250	<b>0.889</b>	<b>0.462</b>	<b>1,843</b>	1,941	-5.1
							MÁXIMO		15.4
							MÍNIMO		-7.9
							PROMEDIO		1.0

Concluimos que al aplicar el procedimiento propuesto en este trabajo obtendremos resultados razonablemente aproximados.

De la geometría de las torres se propone,

$$\frac{w_t}{w_b} = \frac{3.720}{H^{0.658}} \tag{3.3.14}$$

en donde se relaciona el ancho en la parte superior de la torre  $w_t$ , el ancho en la parte inferior de la torre  $w_b$  y la altura total  $H$ .

En la Tabla 3.3.8 se comparan los valores de  $w_t/w_b$  reales con los valores obtenidos con la ecuación (3.3.14). De la tabla se puede concluir que es necesario limitar la aplicación del procedimiento propuesto a Torres tipo 1 cuya relación  $w_t/w_b$  no difiera en  $\pm 10\%$  del valor obtenido con la ecuación (3.3.14).

Tabla 3.3.8 valores de  $w_t/w_b$  reales y obtenidos con la ecuación (3.3.14)

( 1 )	( 2 )	( 3 )	( 4 )	( 5 )	( 6 )	( 7 )
NOMBRE	$H$ (m)	$w_b$ (m)	$w_t$ (m)	$w_t/w_b$	$w_t/w_b$ calc	Diferencia
Cva24	24.00	2.20	1.00	0.455	0.460	1.10%
MX841	25.00	2.20	1.00	0.455	0.447	-1.60%
MX847	25.00	2.25	1.00	0.444	0.447	0.66%
MX879	25.00	2.40	1.00	0.417	0.447	6.87%
MX880	25.00	2.10	1.00	0.476	0.447	-6.43%
MX146	30.00	2.30	1.00	0.435	0.397	-9.57%
MX729	30.00	2.70	1.00	0.370	0.397	6.67%
Cva30	30.00	2.50	1.00	0.400	0.397	-0.80%
Cva36	36.00	2.80	1.00	0.357	0.352	-1.47%
Cva42	42.00	3.10	1.00	0.323	0.318	-1.44%
MX095	45.00	3.30	1.00	0.303	0.304	0.29%
Cva48	48.00	3.40	1.00	0.294	0.291	-0.98%
MX093	50.00	3.80	1.00	0.263	0.284	7.19%
Cva54	54.00	3.70	1.00	0.270	0.270	-0.27%
Cva60	60.00	4.00	1.00	0.250	0.251	0.59%

Ejemplo: para una torre Tipo 1 con  $H=47m$ ,  $w_t=1.0m$  y  $w_b=6m$ .

se determina la relación:

$$\frac{w_t}{w_b} = \frac{1.0}{6} = 0.17$$

con la ecuación (3.3.14) se obtiene:

$$\frac{w_t}{w_b} = \frac{3.720}{H^{0.658}} = \frac{3.720}{47^{0.658}} = 0.29$$

y se comparan los valores obtenidos

$$1 - \frac{0.17}{0.29} = 41.4\% > 10\%$$

En conclusión no es aplicable el método propuesto para la torre de este primer ejemplo. Ahora se considerará una torre Tipo 1 con  $H=47m$ ,  $w_t=1.0m$  y  $w_b=3.5m$ . Se determina la relación:

$$\frac{w_t}{w_b} = \frac{1.0}{3.5} = 0.28$$

con la ecuación (3.3.14) se obtiene:

$$\frac{w_t}{w_b} = \frac{3.720}{H^{0.658}} = \frac{3.720}{47^{0.658}} = 0.29$$

se comparan los valores obtenidos

$$1 - \frac{0.28}{0.29} = 3.5\% < 10\%$$

es aplicable el método propuesto

se obtiene el factor  $k$

$$k = 1 - 4.57 \left( \frac{w_t}{w_b} \right)^{2.685} = 0.85$$

se obtiene el exponente  $\gamma$ :

$$\gamma = 19.97H^{-0.92} = \frac{19.97}{H^{0.92}} = 0.57$$

con los valores de  $k$  y  $\gamma$  obtenidos se procede a la aplicación de la Ecuación (3.3.9) para obtener la distribución de la masas en la altura de la torre

$$m_{(z)} = m_0 \left[ 1 - k \left( \frac{z}{H} \right)^\gamma \right] \quad (3.3.9)$$



### 3.4 PROPIEDADES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS DE LAS TORRES TIPO 2

De la base de datos formada por 214 planos de torres construidas en México, 15 se clasificaron como Tipo 2 (Figura 3.4.1), tienen alturas desde 25m hasta 85 m, la distribución por altura se muestra en la Figura 3.4.1.

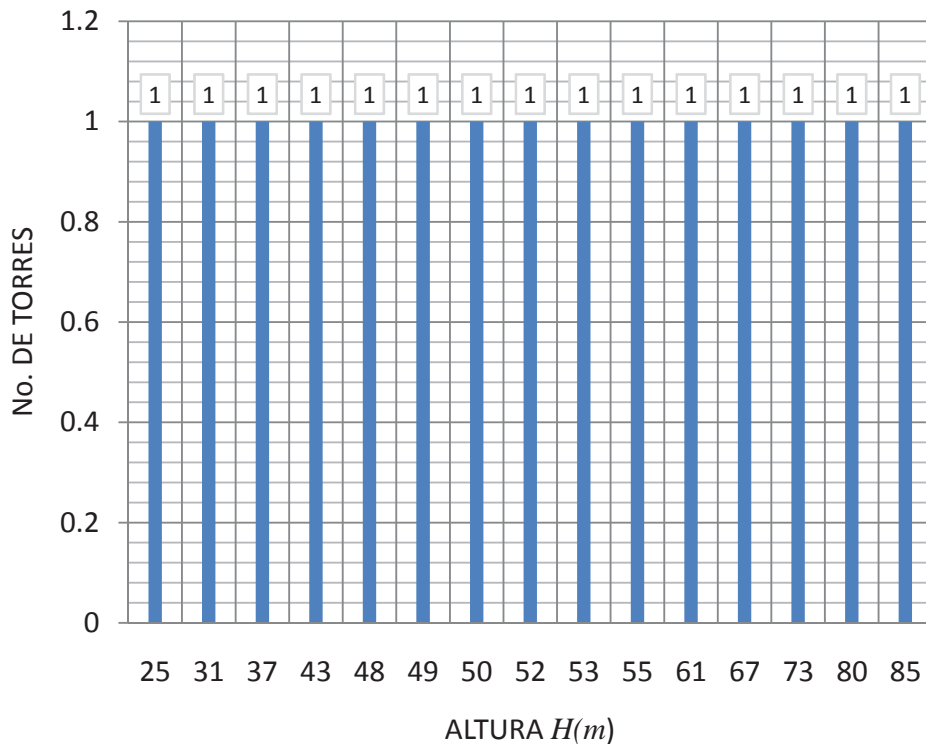


Figura 3.4.1 Relación número de torres –altura, Tipo 2

Las torres clasificadas como Tipo 2 son torres con sección cuadrada con piernas formadas por ángulos de lados iguales (LI) y cuya sección varía con la altura (Figura 2.4.1c), la celosía es en forma de rombo (Figura 2.4.4c) integrada por celosía principal y celosía secundaria.

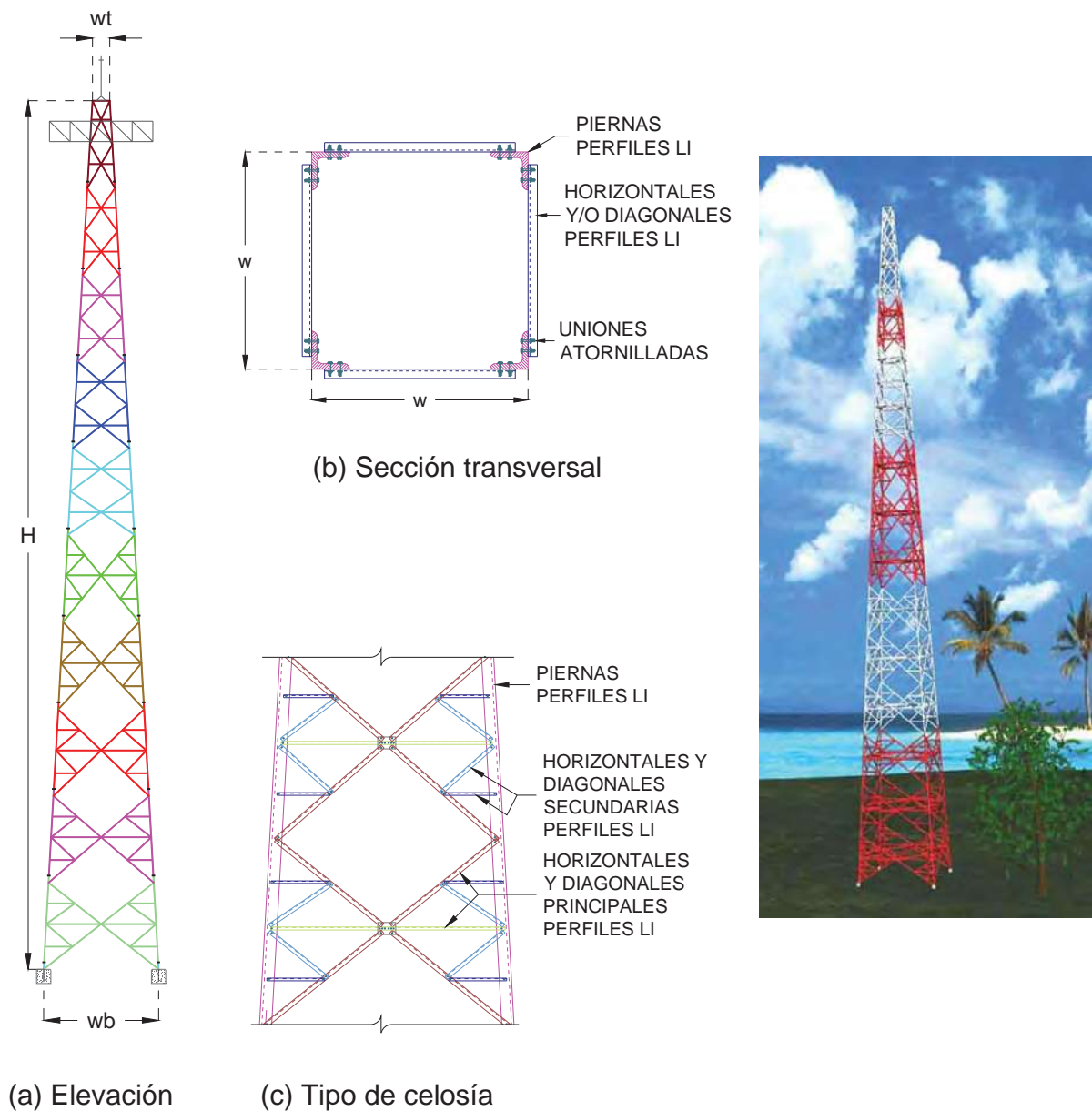
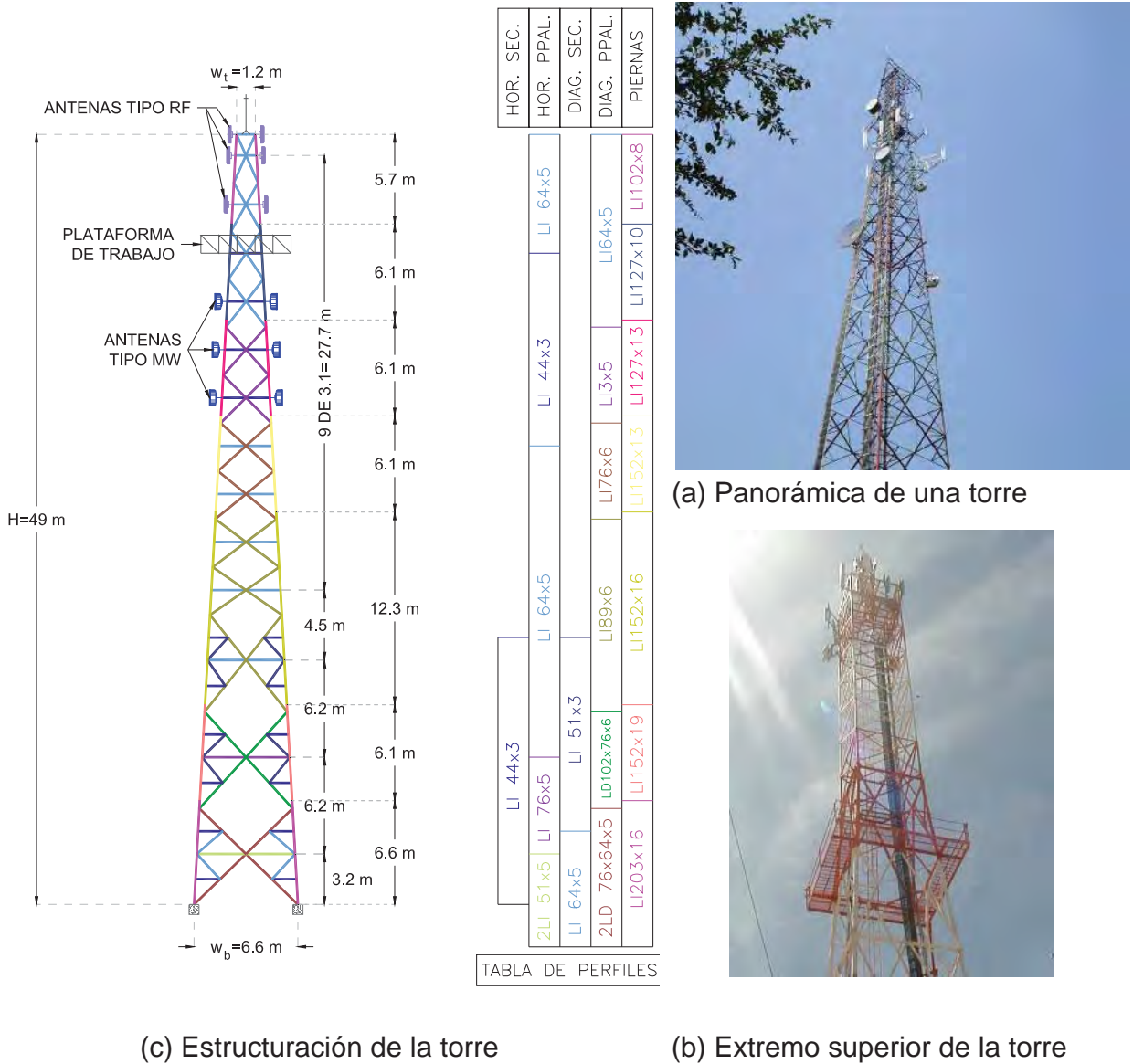


Figura 3.4.2 Torres clasificadas como Tipo 2

Se consideraron instalados accesorios en forma similar que las torres tipo 1, considerando 12 antenas tipo RF, 1 plataforma de trabajo y 12 antenas tipo MW.

De las torres clasificadas como Tipo 2 se realizó el modelo numérico de 11, cada una con una altura diferente de las obtenidas en la base de datos. Los datos geométricos de los modelos analizados se presentan en la Tabla 3.4.1, en donde  $H$  (m) es la altura total de la torre,  $w_b$  (m) es el ancho en la base de la torre y  $w_t$  (m) es el

ancho de la torre en la parte superior (Figura 3.4.3c), en la Figura 3.4.3 se muestra la tipología de las torres tipo 2.



(c) Estructuración de la torre (b) Extremo superior de la torre  
 Figura 3.4.3 Torres de comunicación con sección transversal triangular (Tipo 2)

En el modelo numérico se consideraron instalados los accesorios de trabajo, es decir, 12 antenas del tipo RF con 40 kgf (392.28 N) cada una, colocadas en cada vértice y del extremo superior hacia abajo en cada nodo que delimita los paneles de la torre. Debajo de las antenas tipo RF se colocó la plataforma de trabajo y por debajo de ésta se ubicaron 12 antenas tipo MW de 70 kgf (686.49 N) colocadas una en cada vértice, y hacia abajo en cada nodo que delimita los paneles de la torre. Se consideró esta distribución y número de antenas debido a es común en la práctica. (Figura 3.4.4)

Tabla 3.4.1 Datos de las torre tipo 2 analizadas

<i>NOMBRE</i>	<i>H</i> ( <i>m</i> )	<i>wb</i> ( <i>m</i> )	<i>wt</i> ( <i>m</i> )
Cv25	25.00	3.94	1.20
Cv31	31.00	4.61	1.20
Cv37	37.00	5.29	1.20
Cv43	43.00	5.97	1.20
Cv49	49.00	6.64	1.20
Cv55	55.00	7.31	1.20
Cv61	61.00	7.98	1.20
Cv67	67.00	8.66	1.20
Cv73	73.00	9.33	1.20
Cv79	80.00	10.01	1.20
Cv85	85.00	10.60	1.20

Las líneas de conducción y control de señal que comunican a las antenas con la caseta de control se sostienen mediante una cama guía instalada a todo lo alto de la torre por una de sus caras con un peso de 29.63 kgf/m (290.58 N/m), y en cada vértice de una de las caras de la torre se colocó un antena con peso de 14.81 kgf/m (145.29 N/m).



Figura 3.4.4 Antenas y plataforma de trabajo en las torres tipo 2

En la Tabla 3.4.2 se registran los periodos de vibrar,  $T_s$  (s), de las torres sin considerar los accesorios, del primero al cuarto modo y la relación entre ellos.

Tabla 3.4.2 Periodos de los modos superiores de las torres, (sin considerar accesorios)

Torre	$T1_s (s)$	$T2_s (s)$	$T3_s (s)$	$T4_s (s)$	$T2_s/T1_s$	$T3_s/T2_s$	$T4_s/T3_s$
Cv24	0.19	0.11	0.09	0.08	0.58	0.82	0.89
Cv30	0.23	0.13	0.10	0.09	0.57	0.77	0.90
Cv36	0.28	0.21	0.12	0.10	0.75	0.57	0.83
Cv42	0.33	0.27	0.18	0.12	0.82	0.67	0.67
Cv49	0.37	0.32	0.23	0.17	0.86	0.72	0.74
Cv55	0.41	0.34	0.26	0.22	0.83	0.76	0.85
Cv61	0.45	0.38	0.30	0.25	0.84	0.79	0.83
Cv67	0.49	0.39	0.32	0.28	0.80	0.82	0.88
Cv73	0.53	0.44	0.34	0.30	0.83	0.77	0.88
Cv79	0.57	0.50	0.38	0.33	0.88	0.76	0.87
Cv85	0.60	0.52	0.41	0.36	0.87	0.79	0.88
Máximos	0.60	0.52	0.41	0.36	0.88	0.82	0.90
Mínimos	0.19	0.11	0.09	0.08	0.57	0.57	0.67
Promedio	0.40	0.33	0.25	0.21	0.78	0.75	0.84

En la Tabla 3.4.3 se registran los periodos de vibrar de las torres considerando los accesorios de trabajo,  $T_c (s)$ , del primero al cuarto modo, además se muestra la relación entre ellos. De los resultados mostrados se concluyen las siguientes relaciones,

$$\begin{aligned}
 T2_c &= 0.71T1_c \\
 T3_c &= 0.52T1_c \\
 T4_c &= 0.44T1_c
 \end{aligned}
 \tag{3.4.1}$$

Tabla 3.4.3 Periodos de los modos superiores de las torres, (considerando accesorios).

Torre	$T1_c (s)$	$T2_c (s)$	$T3_c (s)$	$T4_c (s)$	$T2_c/T1_c$	$T3_c/T2_c$	$T4_c/T3_c$
Cv24	0.23	0.11	0.09	0.08	0.48	0.82	0.89
Cv30	0.29	0.28	0.13	0.10	0.97	0.46	0.77
Cv36	0.34	0.21	0.12	0.11	0.62	0.57	0.92
Cv42	0.40	0.27	0.18	0.13	0.68	0.67	0.72
Cv49	0.45	0.32	0.23	0.17	0.71	0.72	0.74
Cv55	0.49	0.34	0.26	0.22	0.69	0.76	0.85
Cv61	0.54	0.38	0.30	0.25	0.70	0.79	0.83
Cv67	0.58	0.39	0.32	0.28	0.67	0.82	0.88
Cv73	0.62	0.44	0.34	0.30	0.71	0.77	0.88
Cv79	0.66	0.50	0.38	0.33	0.76	0.76	0.87
Cv85	0.70	0.52	0.41	0.36	0.74	0.79	0.88
Máximos	0.70	0.52	0.41	0.36	0.97	0.82	0.92
Mínimos	0.23	0.11	0.09	0.08	0.48	0.46	0.72
Promedio	0.48	0.34	0.25	0.21	0.70	0.72	0.84

De los resultados mostrados en las Tablas 3.4.3 y 3.4.2 se deduce la siguiente relación:

$$T_{Ic} = 1.2 T_{Is} \quad (3.4.2)$$

En la Tabla 3.4.4 se resumen los valores del periodo de vibrar fundamental de las torres con y sin accesorios. En dicha tabla,  $H(m)$  es la altura total de la torre,  $T_{Ic} (s)$  es el periodo fundamental de la torre con accesorios y  $T_{Is} (s)$  es el periodo fundamental de la torre sin accesorios; y  $T_{Ic} / T_{Is}$  es la relación entre ambos periodos.

Tabla 3.4.4 Características dinámicas de las torres modeladas

NOMBRE	$H$ (m)	$T_{Ic}$ (s)	$T_{Is}$ (s)	$T_{Ic}/T_{Is}$	$\beta$
Cv25	25.00	0.23	0.19	1.21	1.85
Cv31	31.00	0.29	0.23	1.26	2.00
Cv37	37.00	0.34	0.28	1.21	2.00
Cv43	43.00	0.40	0.33	1.21	2.00
Cv49	49.00	0.45	0.37	1.22	2.10
Cv55	55.00	0.49	0.41	1.20	2.10
Cv61	61.00	0.54	0.45	1.20	2.20
Cv67	67.00	0.58	0.49	1.18	2.20
Cv73	73.00	0.62	0.53	1.17	2.20
Cv79	80.00	0.66	0.57	1.16	2.20
Cv85	85.00	0.70	0.60	1.17	2.20
Máximos	85.00	0.70	0.60	1.26	2.20
Mínimos	25.00	0.23	0.19	1.16	1.85
Promedio	55.09	0.48	0.40	1.20	2.10

En la Tabla 3.4.4 se observa que para las torres con accesorios el periodo más corto es de 0.23 s, mientras que el más largo es de 0.70 s, y el periodo promedio es 0.48 s. Para las torres sin considerar los accesorios el periodo más corto es de 0.19 s y el más largo es de 0.60 s, el promedio es de 0.40 s.

El incremento en el periodo debido a la presencia de accesorios varía de un 16% hasta un 26%, la variación promedio es del 20%.

En la Figura 3.4.5 se graficaron los valores del periodo fundamental de la torre con accesorios  $T_{Ic}$  (columna 3 de la Tabla 3.4.4) y los valores del periodo fundamental de la torre sin accesorios  $T_{Is}$  (columna 4 de la Tabla 3.4.4) en función de la altura; además líneas de tendencia para los periodos de las torres en función de la altura, la

línea de color rojo es la línea de tendencia para los periodos de las torres sin accesorios, la línea de color azul es la línea de tendencia para los periodos de las torres con accesorios.

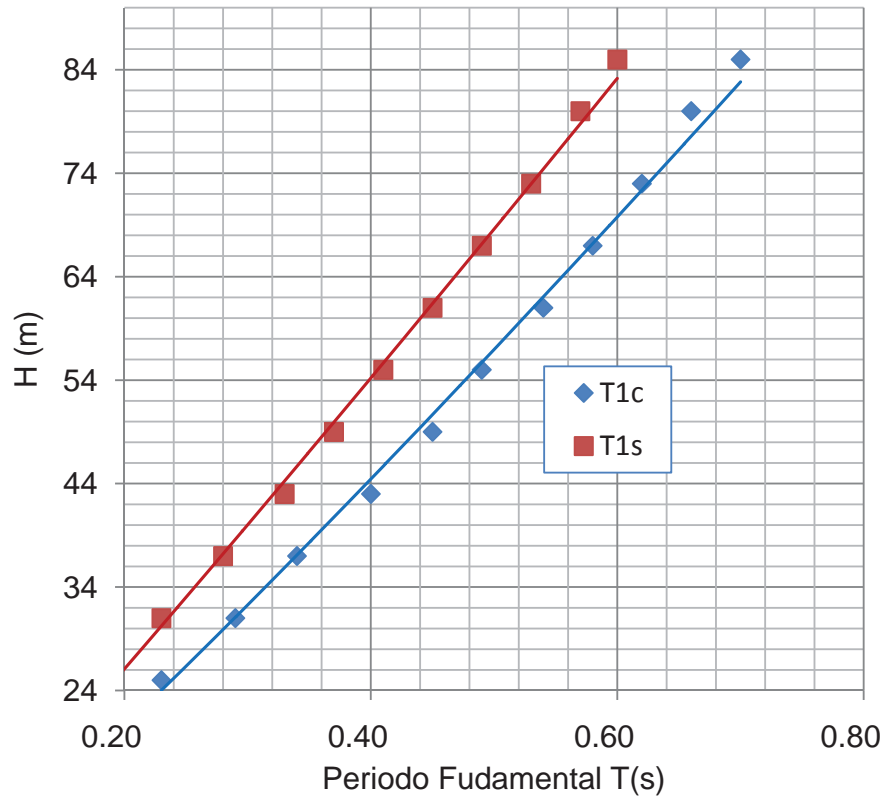


Figura 3.4.5 Relación del periodo con la altura con y sin accesorios

La ecuación de la línea de tendencia del periodo en función de la altura, para las torres considerando accesorios es:

$$T1c = \left( \frac{H}{123.1} \right)^{0.90} \tag{3.4.3}$$

Y sin considerar los accesorios de,

$$T1s = \left( \frac{H}{142.5} \right)^{0.95} \tag{3.4.4}$$

en donde,  $T1_c$  es el periodo fundamental de la torre con accesorios y  $H$  es la altura total de la torre en metros,  $T1_s$  es el periodo fundamental de la torre sin accesorios.

La variación de la forma modal de las torres con la altura tiene una configuración como la que se muestra en la Figura 3.4.6. Si se considera que la variación de la forma modal con la altura es exponencial, definida por,

$$\Phi = \left[ \frac{z}{H} \right]^{\beta} \quad (3.3.5)$$

donde  $\beta$  es el exponente de variación con la altura (columna 6 de la Tabla 3.4.4),  $H(m)$  es la altura total de la torre,  $z(m)$  es la altura de referencia y  $\Phi$  es la forma modal normalizada. El valor de  $\beta$  que mejor se ajusta a la tendencia de los resultados es  $\beta=2.10$ .

Adicionalmente, en la Figura 3.4.6 se muestra la curva de ajuste considerando un polinomio de la forma:

$$\Phi = \frac{3}{2} \left[ \frac{z}{H} \right]^{2.4} - \frac{1}{2} \left[ \frac{z}{H} \right]^{3.4} \quad (3.4.5)$$

que se ajusta de mejor manera a los datos que la ecuación (3.3.5).

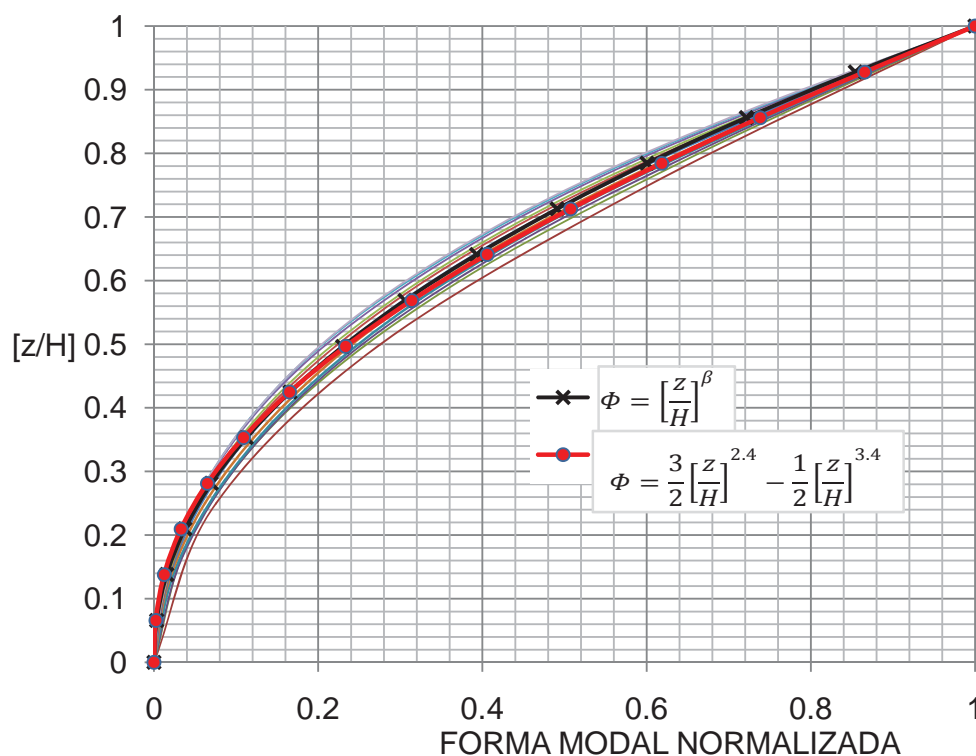


Figura 3.4.6 Forma modal normalizada de las torres tipo 2, modeladas



La forma modal de las torres tipo 2 no difiere radicalmente entre sí, esto se debe a que los modelos de las torres tienen perfiles estructurales similares en las piernas, en las cuerdas horizontales y en las diagonales.

Para las torres tipo 2 se obtuvo la Ecuación (3.4.6), análoga a la ecuación (3.3.7) propuesta por Holmes (1996), para obtener el valor del exponente  $\beta$ .

$$\beta = \frac{2.7}{\left[1 + 1.09 \left(\frac{wt}{wb}\right)\right]} \tag{3.4.6}$$

la cual difiere de la ecuación (3.3.7) por el valor de 2.7 en el numerador en lugar de 4.

En la Tabla 3.4.5 se comparan los valores de  $\beta$  obtenidos numéricamente con el programa SAP-2000 (Habibullah A., ver. 11), con los valores obtenidos con la ecuación (3.4.6). Se verifica la exactitud de la ecuación (3.4.6) propuesta en este trabajo.

Tabla 3.4.5 Comparación de los valores de  $\beta$  (Ecuación (3.4.6))

NOMBRE	$H$ (m)	$w_b$ (m)	$w_t$ (m)	$\beta$ <i>real</i>	$w_t/w_b$	$\beta$ <i>calc.</i>	$\beta$ (DIFERENCIA)
Cv30	31.00	4.61	1.20	2	0.260	1.95	-0.05
Cv36	37.00	5.29	1.20	2	0.227	2.01	0.01
Cv42	43.00	5.97	1.20	2	0.201	2.05	0.05
Cv49	49.00	6.64	1.20	2.1	0.181	2.09	-0.01
Cv55	55.00	7.31	1.20	2.1	0.164	2.12	0.02
Cv61	61.00	7.98	1.20	2.2	0.150	2.15	-0.05
Cv67	67.00	8.66	1.20	2.2	0.139	2.17	-0.03
Cv73	73.00	9.33	1.20	2.2	0.129	2.19	-0.01
Cv79	80.00	10.01	1.20	2.2	0.120	2.21	0.01
Cv85	85.00	10.60	1.20	2.2	0.113	2.23	0.03
Máximos	85.00	10.60	1.20	2.20	0.260	2.12	0.05
Mínimos	31.00	4.61	1.20	2.00	0.113	1.71	-0.05
Promedio	58.10	7.64	1.20	2.12	0.168	1.93	0.00

De los modelos numéricos se determinó la distribución de la masa con la altura de cada torre, esta distribución se representa gráficamente con puntos negros en la Figura 3.4.7, para una torre de 67 metros de altura.

Para la misma torre de 67 metros de altura, en la Figura 3.4.7 se muestra en color azul la distribución de masas obtenida con las Ecuaciones 3.3.9 y 3.3.10 (Holmes ,1996).

$$m_{(z)} = m_0 \left[ 1 - k \left( \frac{z}{H} \right)^\gamma \right] \tag{3.3.9}$$

$$k = 1 - \frac{w_t}{w_b} \tag{3.3.10}$$

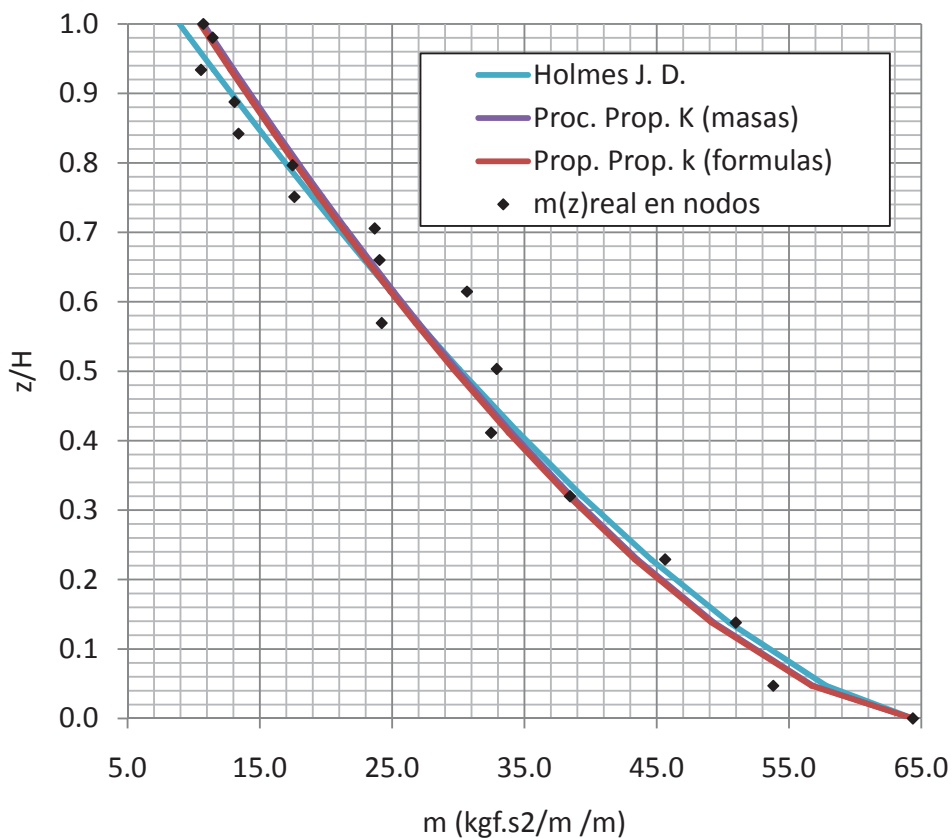


Figura 3.4.7 Distribución de masas en la altura, torre de 67 m

Para la torre de 67m de altura en la Figura 3.4.7 en línea magenta se muestra la distribución de masas obtenida con las Ecuaciones 3.3.9 y 3.3.11.

$$k = 1 - \frac{m_t}{m_b} \tag{3.3.11}$$

Tabla 3.4.6 valores de  $k$  y  $\gamma$  para las torres analizadas

( 1 )	( 2 )	( 3 )	( 4 )	( 5 )	( 6 )	( 7 )	( 8 )	( 9 )
<i>NOMBRE</i>	$H$ (m)	$w_b$ (m)	$w_t$ (m)	$w_t/w_b$	$m_t/m_b$	(6)/(5)	$k$ $=1-(6)$	$\gamma$
Cv24	25.00	3.94	1.20	0.305	0.403	1.322	0.597	0.826
Cv30	31.00	4.61	1.20	0.260	0.333	1.278	0.667	0.634
Cv36	37.00	5.29	1.20	0.227	0.352	1.550	0.648	1.010
Cv42	43.00	5.97	1.20	0.201	0.304	1.514	0.696	0.902
Cv49	49.00	6.64	1.20	0.181	0.252	1.396	0.748	0.751
Cv55	55.00	7.31	1.20	0.164	0.212	1.290	0.788	0.666
Cv61	61.00	7.98	1.20	0.150	0.190	1.260	0.810	0.668
Cv67	67.00	8.66	1.20	0.139	0.167	1.204	0.833	0.642
Cv73	73.00	9.33	1.20	0.129	0.140	1.092	0.860	0.576
Cv79	80.00	10.01	1.20	0.120	0.131	1.097	0.869	0.615
Cv85	85.00	10.60	1.20	0.113	0.109	0.960	0.891	0.526

Los valores de  $k$  y  $\gamma$  obtenidos con las ecuaciones 3.3.9 y 3.3.11 para las torres analizadas se presentan en la Tabla 3.4.6, las variables que se muestran en la tabla han sido ya descritas anteriormente.

De manera análoga que para las torres tipo 1 se obtiene la Ecuación (3.4.7) y (3.4.8) para obtener los valores de  $k$  y  $\gamma$  en función de la geometría de la torre.

$$k = 1 - 2.208 \left( \frac{w_t}{w_b} \right)^{1.319} \tag{3.4.7}$$

$$\gamma = 2.666H^{-0.34} = \frac{2.666}{H^{0.34}} \tag{3.4.8}$$

Con el procedimiento propuesto y aplicando la Ecuación 3.3.7 se obtuvo la distribución de masas para cada torre. En la Figura 3.4.7 en línea guinda se muestra la gráfica para una torre de 67 metros de altura.

En la Figura 3.4.7 se compara, la distribución de masas obtenida con el procedimiento propuesto por Holmes (año), la distribución obtenida aplicando la Ecuación 3.3.9 para determinar el factor  $k$ , y la distribución obtenida aplicando el procedimiento propuesto (Ecuaciones 3.3.7, 3.4.7 y 3.4.8). De lo cual se observa lo siguiente:

- (1) la distribución de masas obtenido aplicando la ecuación 3.3.11 para el factor  $k$  representa mejor la distribución real que la distribución obtenida con el método propuesto por Holmes (año)
- (2) la distribución de masas obtenida con el procedimiento propuesto representa adecuadamente la distribución real de masas.

En la Tabla 3.4.7 se muestran los valores de  $k$  y  $\gamma$  calculados con el procedimiento propuesto para cada una de las torres analizadas, en la columna 8 se muestra la masa total obtenida, en la columna 9 la masa total real y en la columna 10 la diferencia entre ellas.

Se puede concluir que al aplicar el procedimiento propuesto en este trabajo se obtienen resultados razonablemente aproximados.

Tabla 3.4.7 valores de  $k$  ,  $\gamma$   $M$  obtenidos con el procedimiento propuesto

( 1 )	( 2 )	( 3 )	( 4 )	( 5 )	( 6 )	( 7 )	( 8 )	( 9 )	( 10 )
NOMBR E	H (m)	w <sub>b</sub> (m)	w <sub>t</sub> (m)	w <sub>t</sub> /w <sub>b</sub>	k calc.	γ calc.	M CALC.	M R	ERROR %
Cv24	25.00	3.94	1.20	0.305	<b>0.540</b>	<b>0.892</b>	<b>524</b>	494	6.2
Cv30	31.00	4.61	1.20	0.260	<b>0.626</b>	<b>0.829</b>	<b>649</b>	585	11.1
Cv36	37.00	5.29	1.20	0.227	<b>0.688</b>	<b>0.781</b>	<b>689</b>	759	-9.3
Cv42	43.00	5.97	1.20	0.201	<b>0.734</b>	<b>0.742</b>	<b>877</b>	959	-8.6
Cv49	49.00	6.64	1.20	0.181	<b>0.769</b>	<b>0.710</b>	<b>1,149</b>	1,195	-3.9
Cv55	55.00	7.31	1.20	0.164	<b>0.796</b>	<b>0.683</b>	<b>1,474</b>	1,474	0.0
Cv61	61.00	7.98	1.20	0.150	<b>0.819</b>	<b>0.659</b>	<b>1,759</b>	1,786	-1.5
Cv67	67.00	8.66	1.20	0.139	<b>0.837</b>	<b>0.638</b>	<b>2,122</b>	2,138	-0.7
Cv73	73.00	9.33	1.20	0.129	<b>0.852</b>	<b>0.620</b>	<b>2,664</b>	2,559	4.1
Cv79	80.00	10.01	1.20	0.120	<b>0.865</b>	<b>0.601</b>	<b>3,008</b>	3,009	0.0
Cv85	85.00	10.60	1.20	0.113	<b>0.875</b>	<b>0.589</b>	<b>3,509</b>	3,507	0.0
								MAXIMO	11.1
								MINIMO	-9.3
								PROMEDIO	-0.2

De la geometría de las torres analizadas se propone,

$$\frac{w_t}{w_b} = \frac{4.3095}{H^{0.8197}} \tag{3.4.9}$$

en donde se relaciona el ancho en la parte superior de la torre  $w_t$ , el ancho en la parte inferior de la torre  $w_b$  y la altura total  $H$ .

Tabla 3.4.8 valores de  $w_t/w_b$  reales y obtenidos con la Ecuación (3.4.9)

( 1 )	( 2 )	( 3 )	( 4 )	( 5 )	( 6 )	( 7 )
<i>NOMBRE</i>	<i>H (m)</i>	<i>w<sub>b</sub> (m)</i>	<i>w<sub>t</sub> (m)</i>	<i>w<sub>t</sub>/w<sub>b</sub></i>	<i>w<sub>t</sub>/w<sub>b</sub> calc</i>	<i>Diferencia</i>
Cv24	25.00	3.94	1.20	0.305	0.308	1.123 %
Cv30	31.00	4.61	1.20	0.260	0.258	-0.808 %
Cv36	37.00	5.29	1.20	0.227	0.223	-1.543 %
Cv42	43.00	5.97	1.20	0.201	0.197	-1.765 %
Cv49	49.00	6.64	1.20	0.181	0.177	-1.834 %
Cv55	55.00	7.31	1.20	0.164	0.161	-1.692 %
Cv61	61.00	7.98	1.20	0.150	0.148	-1.414 %
Cv67	67.00	8.66	1.20	0.139	0.137	-0.933 %
Cv73	73.00	9.33	1.20	0.129	0.128	-0.514 %
Cv79	80.00	10.01	1.20	0.120	0.119	-0.981 %
Cv85	85.00	10.60	1.20	0.113	0.113	-0.228 %

En la Tabla 3.4.8 se comparan los valores de  $w_t/w_b$  reales con los valores obtenidos con la Ecuación (3.4.9), en donde se observa que las diferencias obtenidas están dentro del intervalo  $\pm 10\%$  sugerido para las torres tipo 1; para las torres tipo 2 no se cuenta con más datos, por lo que se sugiere limitar la aplicación del procedimiento propuesto a torres tipo 2 cuya relación  $w_t/w_b$  no difiera en  $\pm 10\%$  del valor obtenido con la Ecuación (3.4.9).

### 3.5 PROPIEDADES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS DE LAS TORRES TIPO 3

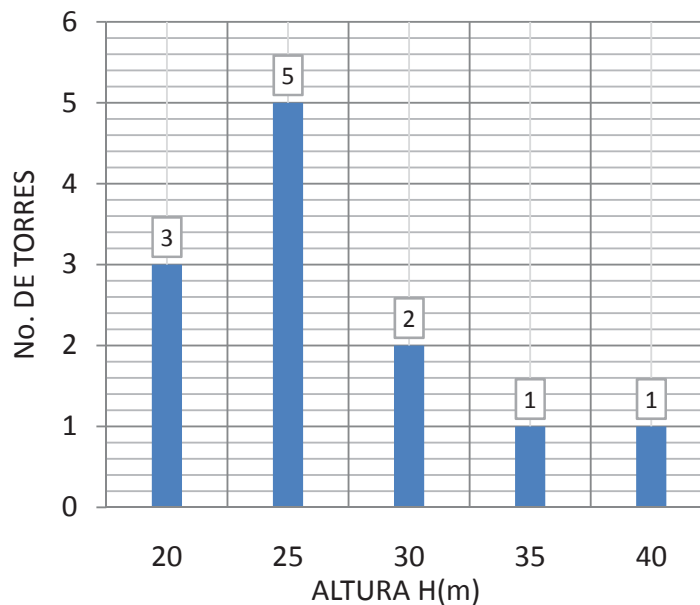


Figura 3.4.1 Relación número de torres –altura, Tipo 3

De la base de datos formada por 214 planos de torres construidas en México, 12 se clasificaron como Tipo 3 (Figura 3.5.1), estas tienen alturas que van desde los 20m hasta los 40 m. Estas torres son construidas en México para fines de telefonía móvil y por lo general se trata de proyectos “tipo”, en el País el número de torres de este tipo es considerable.

En la Figura 3.5.2 se muestra la configuración de la torres clasificadas como Tipo 3, tienen sección transversal constante con forma cuadrada (Figura 2.4.2b) con la altura en dos diferentes tramos ( $H1$  y  $H2$ ) además de un tramo de transición intermedio ( $Ht$ ) (Figura 2.4.1b), los elementos que forman las piernas de la torre, las cuerdas horizontales y diagonales son ángulos de lados iguales (LI). La celosía es en forma de zigzag sencillo (Figura 2.4.3b).

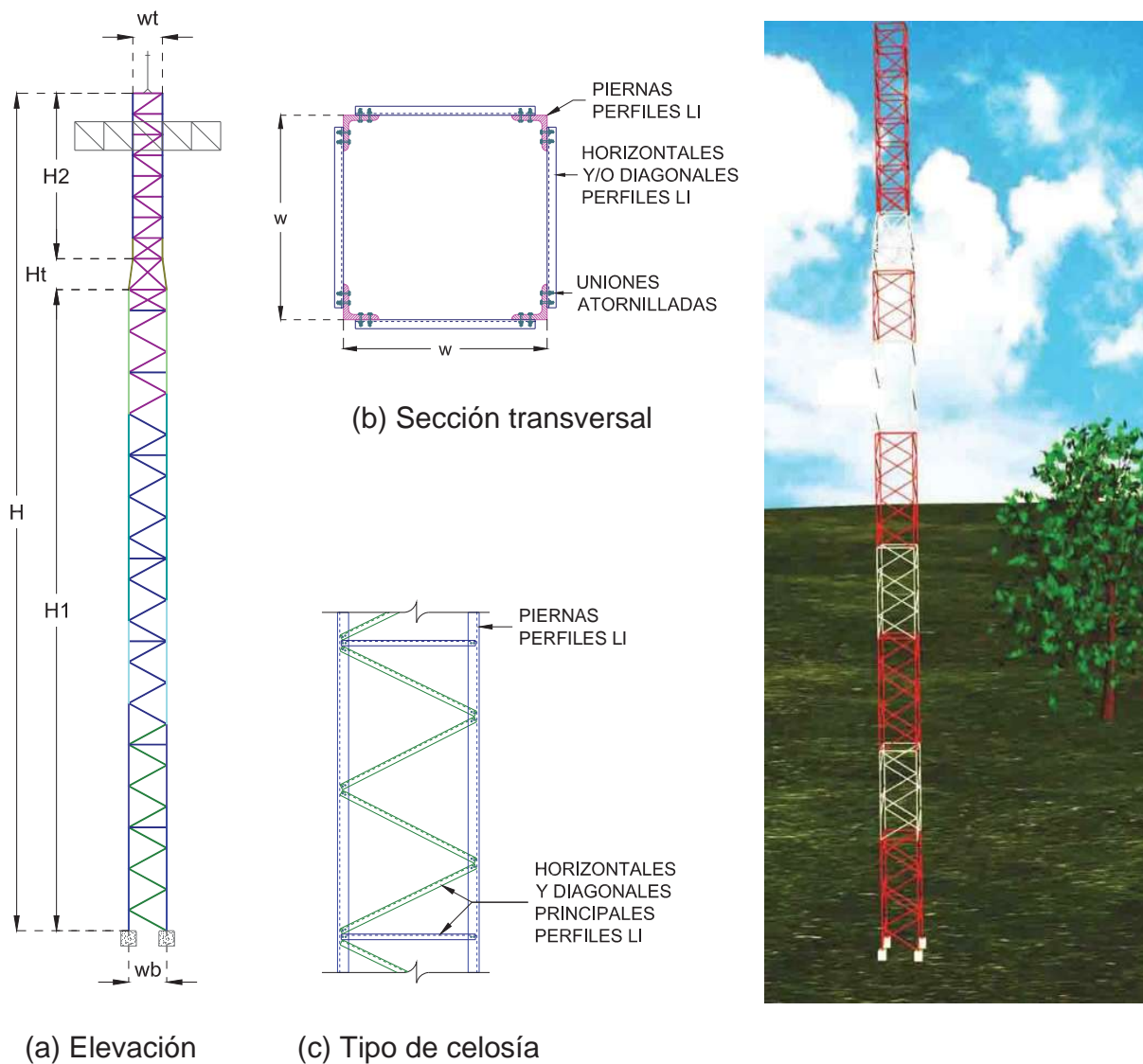
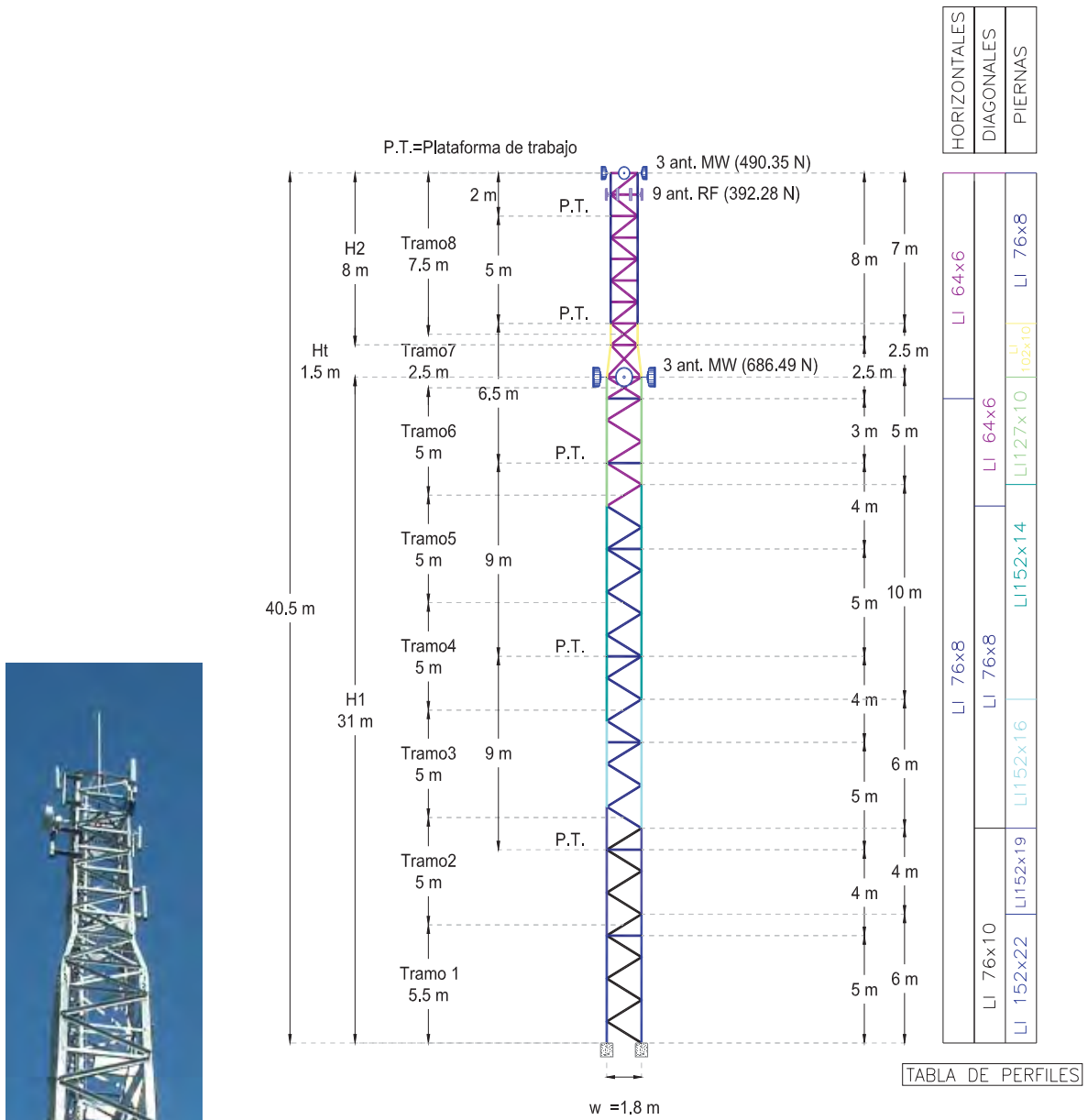


Figura 3.52 Torres Tipo 3



(a) Extremo superior de la torre

(b) Estructuración de la torre

Figura 3.5.3 Estructuración de la torre tipo 3, de 40 m de altura

De acuerdo con datos reales, tomados de las memorias de cálculo, se consideraron instaladas antenas tipo Rf y MW, En la Figura 3.5.3 se muestra la distribución de las antenas de éstas se colocaron 3 antenas tipo MW de 50 kgf (490.35 N)el extremo superior , un metro abajo del extremo superior 9 antenas tipo RF de 40kgf (392.28 N), y 10 metros abajo del extremo superior se colocaron 3 antenas tipo MW de 70 kgf (686.49 N).Se muestra también las plataformas de trabajo abreviadas como PT,

las líneas de conducción y control de señal que comunican a las antenas con la caseta de control se sostienen mediante una cama guía instalada a todo lo alto de la torre por una de sus caras y tienen un peso de 29.63 kgf/m (290.58 N/m), 14.81 kgf/m (145.29 N/m) en cada vértice de una de las caras de la torre.

De las torres clasificadas como Tipo 3 se analizaron 5, cada una con diferente altura y representativa de la base de datos. Los datos geométricos de los modelos analizados se presentan en la Tabla 3.5.1, en donde  $H$  (m) es la altura total de la torre,  $w_b$  (m) es el ancho en la base de la torre y  $w_t$  (m) es el ancho de la torre en la parte superior (Figura 3.5.3b). En la Figura 3.5.3 se muestra la tipología de las torres tipo 3.

Para construir una torre tipo 3 de 35 m, a la torre mostrada en la Figura 3.5.3 se le elimina el tramo 6, para una de 30 m se eliminan los tramos 6 y 5, para una de 25 m se eliminan los tramos 6, 5 y 4, y para una de 20 m se eliminan los tramos 6, 5, 4 y 3.

Tabla 3.5.1 Datos de las torre tipo 2 analizadas

NOMBRE	$H$ (m)	$H1$ (m)	$Ht$ (m)	$H2$ (m)	$w_b$ (m)	$w_t$ (m)
M4MAEX-20	20.00	11.00	1.50	8.00	1.80	1.40
M4MAEX-25	25.00	16.00	1.50	8.00	1.80	1.40
M4MAEX-30	30.00	21.00	1.50	8.00	1.80	1.40
M4MAEX-35	35.00	26.00	1.50	8.00	1.80	1.40
M4MAEX-40	40.00	31.00	1.50	8.00	1.80	1.40

En la Tabla 3.5.2 se registran los periodos de vibrar,  $T_s$  (s), de las torres sin considerar los accesorios, del primero al cuarto modo y la relación entre ellos.

Tabla 3.5.2 Periodos de los modos superiores de las torres, (sin considerar accesorios)

Torre	$T1_s$ (s)	$T2_s$ (s)	$T3_s$ (s)	$T4_s$ (s)	$T2_s/T1_s$	$T3_s/T2_s$	$T4_s/T3_s$
M4MAEX-20	0.24	0.09	0.08	0.07	0.38	0.89	0.88
M4MAEX-25	0.34	0.11	0.10	0.07	0.32	0.91	0.70
M4MAEX-30	0.47	0.14	0.12	0.09	0.30	0.86	0.75
M4MAEX-35	0.64	0.17	0.15	0.10	0.27	0.88	0.67
M4MAEX-40	0.80	0.18	0.10	0.09	0.23	0.56	0.90
Máximos	0.80	0.18	0.15	0.10	0.38	0.91	0.90
Mínimos	0.24	0.09	0.08	0.07	0.23	0.56	0.67
Promedio	0.50	0.14	0.11	0.08	0.30	0.82	0.78



En la Tabla 3.5.3 se registran los periodos de vibrar de las torres,  $T_c$  (s), del primero al cuarto modo considerando la existencia de accesorios, además se muestra la relación entre ellos. De los resultados mostrados se concluyen las siguientes relaciones,

$$\begin{aligned}
 T2_c &= 0.28T1_c \\
 T3_c &= 0.22T1_c \\
 T4_c &= 0.16T1_c
 \end{aligned}
 \tag{3.5.1}$$

Tabla 3.5.3 Periodos de los modos superiores de las torres, (considerando accesorios).

Torre	$T1_s$ (s)	$T2_s$ (s)	$T3_s$ (s)	$T4_s$ (s)	$T2_s/T1_s$	$T3_s/T2_s$	$T4_s/T3_s$
M4MAEX-20	0.24	0.09	0.08	0.07	0.38	0.89	0.88
M4MAEX-25	0.34	0.11	0.10	0.07	0.32	0.91	0.70
M4MAEX-30	0.47	0.14	0.12	0.09	0.30	0.86	0.75
M4MAEX-35	0.64	0.17	0.15	0.10	0.27	0.88	0.67
M4MAEX-40	0.80	0.18	0.10	0.09	0.23	0.56	0.90
Máximos	0.80	0.18	0.15	0.10	0.38	0.91	0.90
Mínimos	0.24	0.09	0.08	0.07	0.23	0.56	0.67
Promedio	0.50	0.14	0.11	0.08	0.30	0.82	0.78

De los resultados mostrados en las Tablas 3.5.3 y 3.5.2 se deduce la siguiente relación:

$$T1_c = 1.1905T1_s
 \tag{3.5.2}$$

En la Tabla 3.5.4 se resumen los valores del periodo de vibrar fundamental de las torres con y sin accesorios. En dicha tabla,  $H(m)$  es la altura total de la torre,  $T1_c$  (s) es el periodo fundamental de la torre con accesorios y  $T1_s$  (s) es el periodo fundamental de la torre sin accesorios; y  $T1_c/T1_s$  (adimensional) es la relación entre ambos periodos.

Tabla 3.5.4 Características dinámicas de las torres modeladas

NOMBRE	$H$ (m)	$T1_c$ (s)	$T1_s$ (s)	$T1_c/T1_s$	$\beta$
M4MAEX-20	20.00	0.24	0.19	1.26	1.8
M4MAEX-25	25.00	0.34	0.28	1.21	1.65
M4MAEX-30	30.00	0.47	0.39	1.21	1.65
M4MAEX-35	35.00	0.64	0.54	1.19	1.65
M4MAEX-40	40.00	0.8	0.68	1.18	1.65
Máximos	40.00	0.80	0.68	1.26	1.80
Mínimos	20.00	0.24	0.19	1.18	1.65
Promedio	30.00	0.50	0.42	1.21	1.68

En la Tabla 3.5.4 se observa que para las torres con accesorios el periodo más corto es de 0.24 s, mientras que el más largo es de 0.80 s, y el periodo promedio es 0.50 s. Para las torres sin considerar los accesorios el periodo más corto es de 0.19 s y el más largo es de 0.68 s, el promedio es de 0.42 s. El incremento en el periodo debido a la presencia de accesorios varía de un 18% hasta un 26%, la variación promedio es del 21%.

En la Figura 3.5.4 se graficaron los valores del periodo fundamental de la torre con accesorios  $T_{I_c}$  (columna 3 de la Tabla 3.5.4) y los valores del periodo fundamental de la torre sin accesorios  $T_{I_s}$  (columna 4 de la Tabla 3.5.4) en función de la altura; además las líneas de tendencia para los periodos de las torres en función de la altura, la línea de color rojo es la línea de tendencia para los periodos de las torres sin accesorios, la línea de color azul es la línea de tendencia para los periodos de las torres con accesorios.

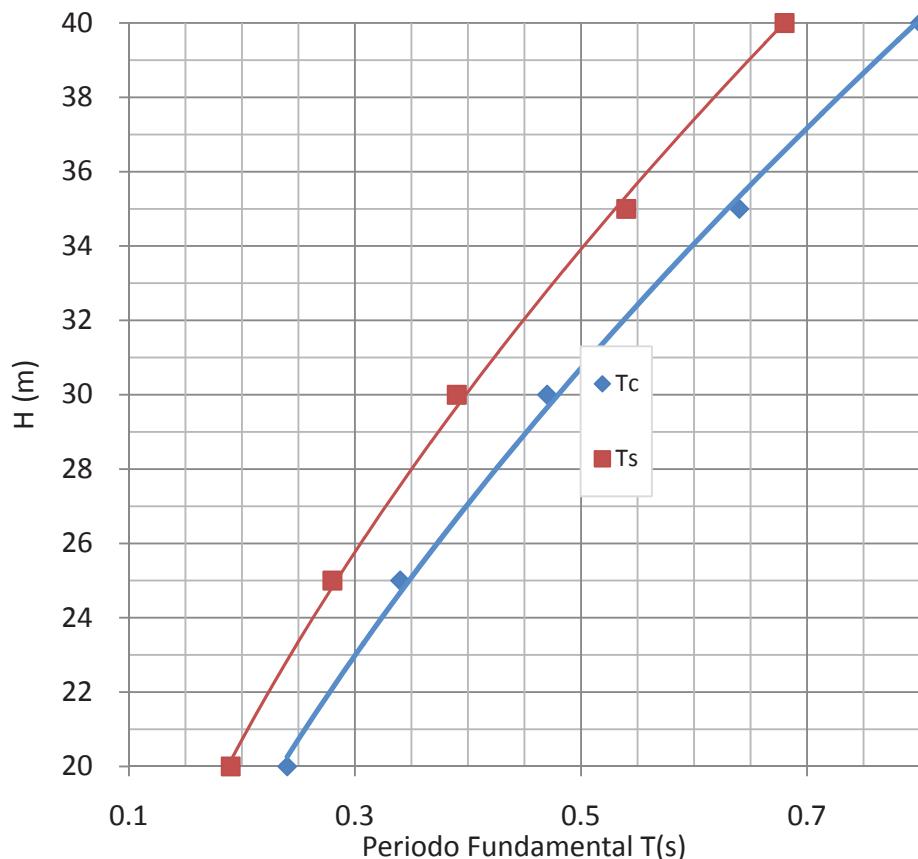


Figura 3.5.4 Relación del periodo con la altura con y sin accesorios

La ecuación de la línea de tendencia del periodo en función de la altura, para las torres considerando accesorios es:

$$T1c = \left( \frac{H}{45.51} \right)^{1.76} \quad (3.5.3)$$

y sin considerar accesorios,

$$T1s = \left( \frac{H}{49.22} \right)^{1.86} \quad (3.5.4)$$

en donde,  $T1_c$  es el periodo fundamental de la torre con accesorios y  $H$  es la altura total de la torre en metros,  $T1_s$  es el periodo fundamental de la torre sin accesorios.

La variación de la forma modal de las torres con la altura tiene una configuración como la que se muestra en la Figura 3.5.5. Si se considera que la variación de la forma modal con la altura es exponencial, definida por,

$$\Phi = \left[ \frac{z}{H} \right]^{\beta} \quad (3.3.5)$$

donde  $\beta$  es el exponente de variación con la altura (columna 6 de la Tabla 3.5.4),  $H(m)$  es la altura total de la torre,  $z(m)$  es la altura de referencia y  $\Phi$  es la forma modal normalizada. El valor de  $\beta$  que mejor representa el ajustes de los datos es  $\beta=1.68$ .

Adicionalmente, en la Figura 3.5.5 se muestra la curva de ajuste considerando un polinomio de la forma:

$$\Phi = \frac{3}{2} \left[ \frac{z}{H} \right]^{2.4} - \frac{1}{2} \left[ \frac{z}{H} \right]^{3.4} \quad (3.5.5)$$

que refleja de mejor manera el ajuste de los resultados.

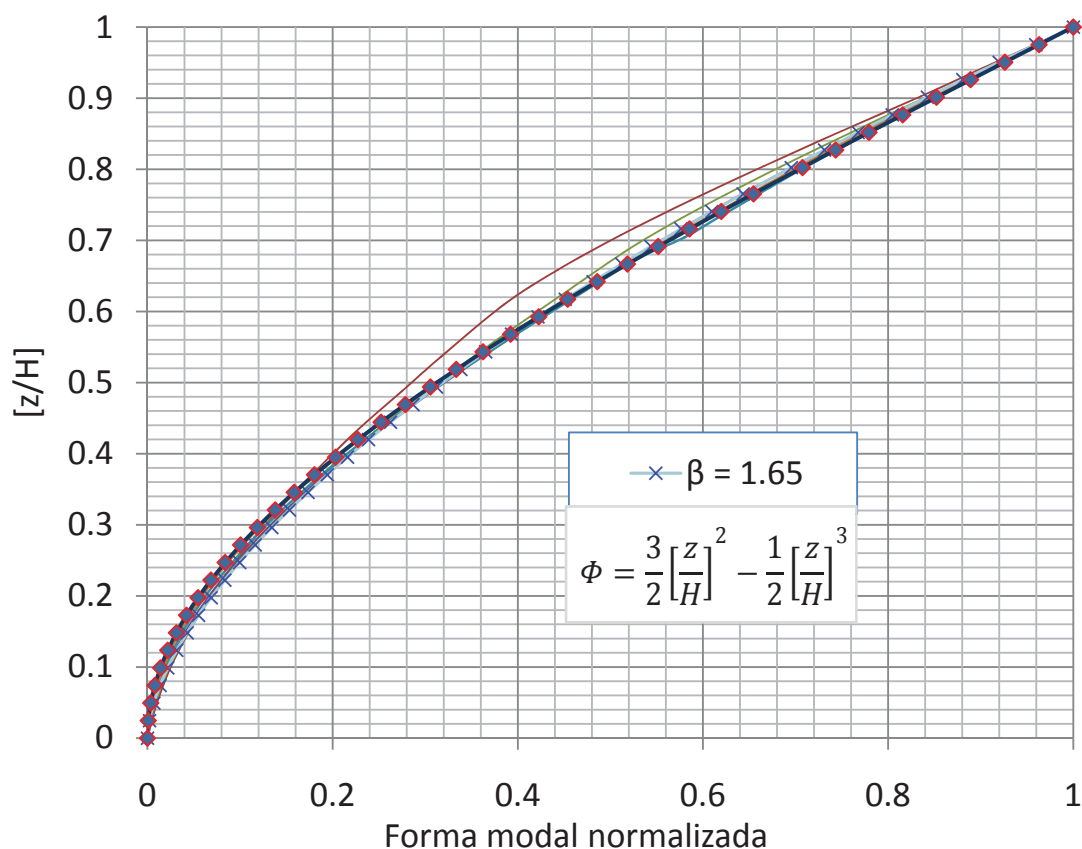


Figura 3.5.5 Forma modal normalizada de las torres tipo 3, modeladas

La forma modal de las torres tipo 3 no difiere radicalmente entre sí, esto se debe a que los modelos de las torres tienen perfiles estructurales similares en las piernas, en la cuerdas horizontales y en las diagonales.

Para obtener el valor de  $\beta$  para las torres Tipo 3, debido a que la relación  $w_t/w_b$  es constante, no se obtuvo una ecuación análoga a la ecuación 3.3.7

Para las torres tipo 3 no se determinaron expresiones para la distribución de masas ya que son torres tipo y con sección transversal constante.

### 3.6 PROPIEDADES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS DE LAS TORRES TIPO 4

De la base de datos formada por 214 planos de torres construidas en México, 26 se clasificaron como Tipo 4 (Figura 3.6.1), éstas tienen alturas desde 19 m hasta 50 m y la altura con mayor frecuencia es de 30 m con 6 torres, el número de torres con altura igual o mayor a 30 m es 21, mientras que las torres con altura menor a 30 m es 5.

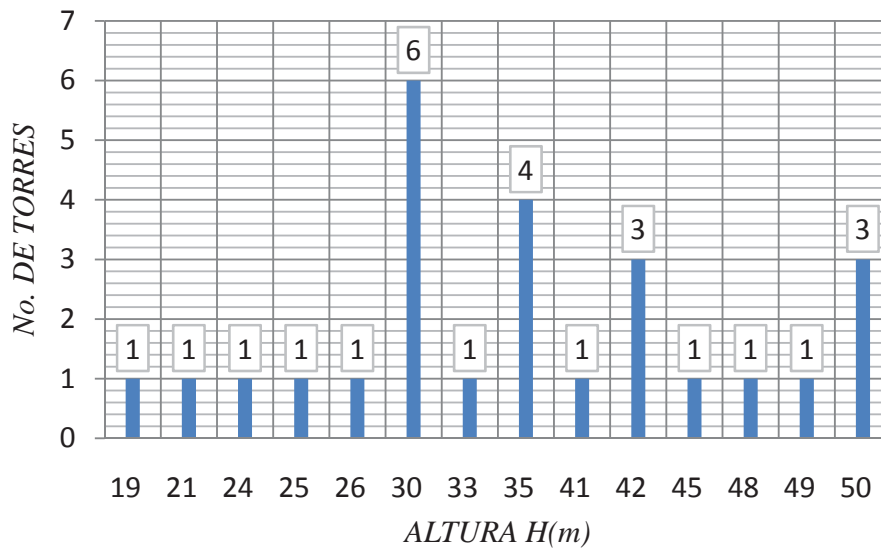


Figura 3.6.1 Relación número de torres –altura, Tipo 4

Las torres clasificadas como Tipo 4 (Figura 3.6.2) tienen sección transversal triangular (Figura 2.4.2c) constante con la altura (Figura 2.4.1b), con elementos estructurales OC en las piernas y perfiles LI en las cuerdas horizontales y diagonales. La forma de la celosía es en zigzag doble (Figura 2.4.3a).

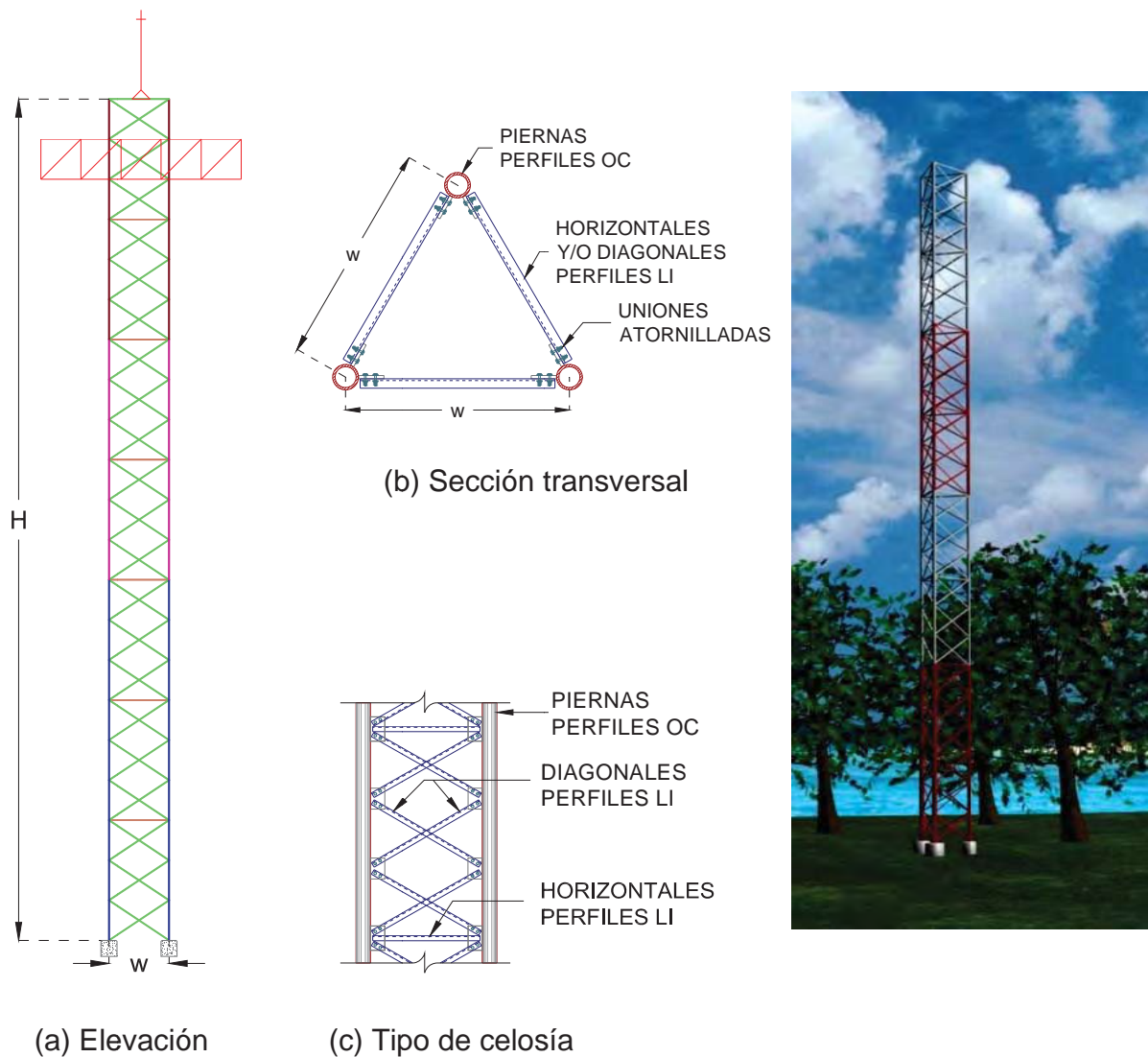
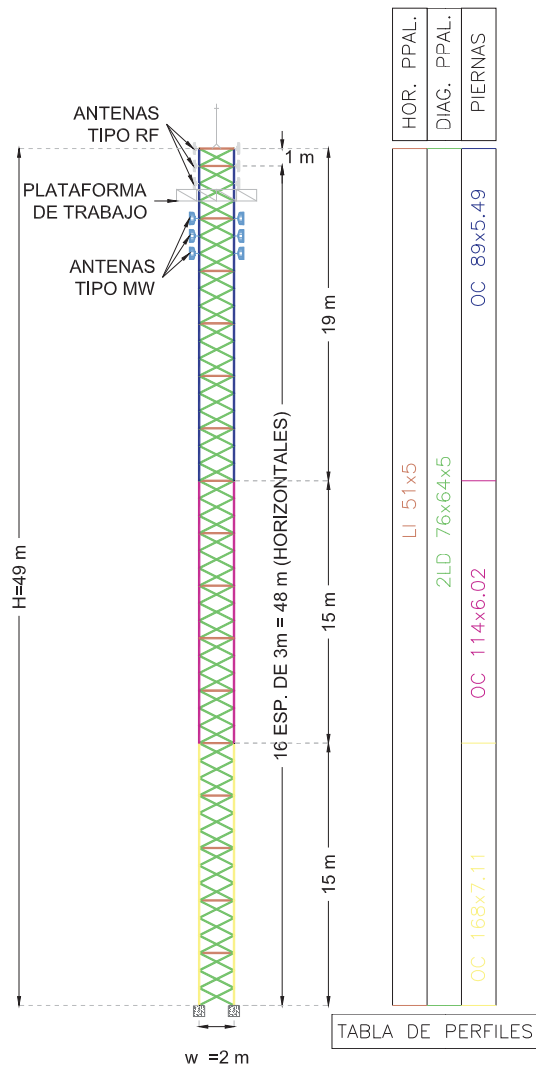


Figura 3.6.2 Torres clasificadas como Tipo 4

En las memorias de cálculo que forma la base de datos se muestra que las torres Tipo 4, tienen ubicadas en su parte superior la plataforma de trabajo y las antenas tipo Rf y MW; además cuentan con una cama guía y las líneas de conducción de cables, que van de la parte baja de la torre (caseta) hasta la parte superior (Figura 3.6.3)

De las torres clasificadas como Tipo 4 se analizaron 10, cada una con diferente altura representativa de la base de datos. Los datos geométricos de los modelos analizados se presenta en la Tabla 3.6.1, en donde  $H$  (m) es la altura total de la torre,  $w$  (m) es al ancho (Figura 3.6.3c), en la Figura 3.6.3 se muestra la tipología de las torres tipo 2.



(c) Estructuración de la torre



(a) Panorámica de una torre



(b) Extremo superior de la torre

Figura 3.6.3 Torres de comunicación con sección transversal triangular (Tipo 4)

En el modelo numérico se consideraron instalados los accesorios de trabajo, es decir, 9 antenas del tipo RF con 40 kgf (392.28 N) cada una, colocadas en cada vértice y del extremo superior hacia abajo en cada nodo que delimita los paneles de la torre. Debajo de las antenas tipo RF se colocó la plataforma de trabajo y por debajo de ésta se ubicaron 9 antenas tipo MW de 70 kgf (686.49 N) colocadas una en cada vértice, y

hacia abajo en cada nodo que delimita los paneles de la torre. Se consideró esta distribución y número de antenas debido a que es común en la práctica profesional.

Tabla 3.6.1 Datos de las torre tipo 4 modeladas

<i>NOMBRE</i>	<i>H (m)</i>	<i>w (m)</i>
trc-19	19.00	1.50
trc-21	21.00	1.50
trc-24	24.00	1.50
trc-25	25.00	1.50
trc-26	26.00	1.50
trc-30	30.00	1.50
trc-35	35.00	2.00
trc-45	45.00	2.00
trc-49	49.00	2.00
trc-50	50.00	2.00
Máximos	50.00	2.00
Mínimos	19.00	1.50
Promedio	32.40	1.70

Las líneas de conducción y control de señal que comunican a las antenas con la caseta de control se sostienen mediante una cama guía instalada a todo lo alto de la torre por una de sus caras, con un peso de 29.63 kgf/m (290.58 N/m) y en cada vértice, de una de las caras de la torre, se consideró colocada una antena con peso de 14.81 kgf/m (145.29 N/m).

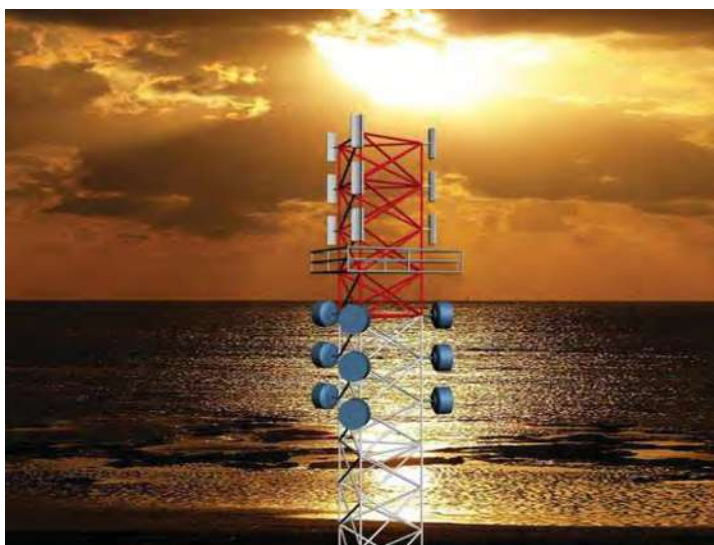


Figura 3.6.4 Antenas y plataforma de trabajo en las torres tipo 4



En la Tabla 3.6.2 se registran los periodos de vibrar,  $T_s$  (s), de las torres sin considerar los accesorios, del primero al cuarto modo y la relación entre ellos.

Tabla 3.6.2 Periodos de los modos superiores de las torres, (sin considerar accesorios)

Torre	$T1_s$ (s)	$T2_s$ (s)	$T3_s$ (s)	$T4_s$ (s)	$T2_s/T1_s$	$T3_s/T2_s$	$T4_s/T3_s$
trc-19	0.28	0.11	0.07	0.04	0.39	0.64	0.57
trc-21	0.34	0.12	0.08	0.05	0.35	0.67	0.63
trc-24	0.44	0.14	0.1	0.05	0.32	0.71	0.50
trc-25	0.49	0.15	0.11	0.05	0.31	0.73	0.45
trc-26	0.53	0.15	0.11	0.06	0.28	0.73	0.55
trc-30	0.64	0.18	0.14	0.07	0.28	0.78	0.50
trc-35	0.71	0.22	0.16	0.08	0.31	0.73	0.50
trc-45	1.15	0.28	0.24	0.11	0.24	0.86	0.46
trc-49	1.39	0.31	0.29	0.12	0.22	0.94	0.41
trc-50	1.45	0.32	0.3	0.13	0.22	0.94	0.43
Máximos	1.45	0.32	0.30	0.13	0.39	0.94	0.63
Mínimos	0.28	0.11	0.07	0.04	0.22	0.64	0.41
Promedio	0.74	0.20	0.16	0.08	0.29	0.77	0.50

En la Tabla 3.6.3 se registran los periodos de vibrar de las torres,  $T_c$  (s), del primero al cuarto modo considerando la existencia de accesorios, además se muestra la relación entre ellos. De los resultados mostrados se concluyen las siguientes relaciones,

$$\begin{aligned}
 T2_c &= 0.248 T1_c \\
 T3_c &= 0.171 T1_c \\
 T4_c &= 0.076 T1_c
 \end{aligned}
 \tag{3.6.1}$$

Tabla 3.6.3 Periodos de los modos superiores de las torres, (considerando accesorios).

Torre	$T1_c$ (s)	$T2_c$ (s)	$T3_c$ (s)	$T4_c$ (s)	$T2_c/T1_c$	$T3_c/T2_c$	$T4_c/T3_c$
trc-19	0.44	0.17	0.08	0.05	0.39	0.47	0.63
trc-21	0.53	0.18	0.09	0.05	0.34	0.50	0.56
trc-24	0.69	0.20	0.11	0.06	0.29	0.55	0.55
trc-25	0.75	0.20	0.12	0.06	0.27	0.60	0.50
trc-26	0.81	0.21	0.13	0.06	0.26	0.62	0.46
trc-30	0.95	0.23	0.16	0.08	0.24	0.70	0.50
trc-35	1.00	0.28	0.18	0.09	0.28	0.64	0.50
trc-45	1.56	0.35	0.27	0.12	0.22	0.77	0.44
trc-49	1.86	0.38	0.32	0.13	0.20	0.84	0.41
trc-50	1.93	0.38	0.33	0.13	0.20	0.87	0.39
Máximos	1.93	0.38	0.33	0.13	0.39	0.87	0.63
Mínimos	0.44	0.17	0.08	0.05	0.20	0.47	0.39
Promedio	1.05	0.26	0.18	0.08	0.27	0.66	0.49

De los resultados mostrados en las Tablas 3.4.3 y 3.4.2 se deduce la siguiente relación:

$$T_{1c} = 1.4189 T_{1s} \tag{3.6.2}$$

En la Tabla 3.6.4 se resumen los valores del periodo de vibrar fundamental de las torres con y sin accesorios. En dicha tabla,  $H(m)$  es la altura total de la torre,  $T_{1c} (s)$  es el periodo fundamental de la torre con accesorios y  $T_{1s} (s)$  es el periodo fundamental de la torre sin accesorios; y  $T_{1c} / T_{1s}$  es la relación entre ambos periodos.

Tabla 3.6.4 Características dinámicas de las torres modeladas

NOMBRE	$H (m)$	$T_{1c} (s)$	$T_{1s} (s)$	$T_{1c}/T_{1s}$	$\beta$
MX844	19.00	0.44	0.28	1.57	1.65
MX-21	21.00	0.53	0.34	1.56	1.7
MX-24	24.00	0.69	0.44	1.57	1.7
MX876	25.00	0.75	0.49	1.53	1.75
MX267	26.00	0.81	0.53	1.53	1.75
MX039	30.00	0.95	0.64	1.48	1.65
MX084	35.00	1.00	0.71	1.41	1.7
MX835	45.00	1.56	1.15	1.36	1.7
MX820	49.00	1.86	1.39	1.34	1.7
MX-50	50.00	1.93	1.45	1.33	1.7
Máximos	50.00	1.93	1.45	1.57	1.75
Mínimos	19.00	0.44	0.28	1.33	1.65
Promedio	32.40	1.05	0.74	1.47	1.70

En la Tabla 3.6.4 se observa que para las torres con accesorios el periodo más corto es de 0.44 s, mientras que el más largo es de 1.93 s, y el periodo promedio es 1.05 s. Para las torres sin considerar los accesorios el periodo más corto es de 0.28 s y el más largo es de 1.45 s, el promedio es de 0.74 s. El incremento en el periodo debido a la presencia de accesorios varía de un 33% hasta un 57%, la variación promedio es del 47%.

En la Figura 3.6.5 se grafican los valores del periodo fundamental de la torre con accesorios  $T_{1c}$  y los valores del periodo fundamental de la torre sin accesorios  $T_{1s}$  en función de la altura; además líneas de tendencia para los periodos de las torres en función de la altura. La línea de color rojo es la línea de tendencia para los periodos de las torres sin accesorios, la línea de color azul es la línea de tendencia para los periodos de las torres con accesorios.

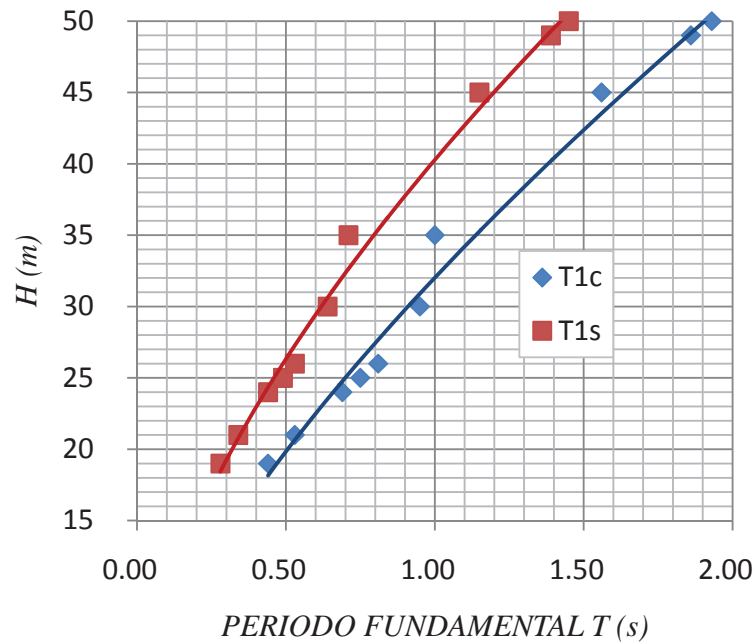


Figura 3.6.5 Relación del periodo con la altura con y sin accesorios

La ecuación de la línea de tendencia del periodo en función de la altura, para las torres considerando accesorios es:

$$T1c = \left( \frac{H}{32.01} \right)^{1.45} \tag{3.6.3}$$

Y sin considerar los accesorios es,

$$T1s = \left( \frac{H}{40.26} \right)^{1.63} \tag{3.6.4}$$

en donde,  $T1_c$  es el periodo fundamental de la torre con accesorios y  $H$  es la altura total de la torre en metros,  $T1_s$  es el periodo fundamental de la torre sin accesorios.

La variación de la forma modal de las torres con la altura tiene una configuración como la que se muestra en la Figura 3.6.6. Si se considera que la variación de la forma modal con la altura es exponencial, definida por,

$$\Phi = \left[ \frac{z}{H} \right]^\beta \tag{3.3.5}$$

donde  $\beta$  es el exponente de variación con la altura  $H(m)$  es la altura total de la torre,  $z(m)$  es la altura de referencia y  $\Phi$  es la forma modal normalizada. El valor de  $\beta$  que representa adecuadamente la curva es  $\beta=1.70$ .

Adicionalmente, en la Figura 3.4.6 se muestra la curva de ajuste considerando un polinomio de la forma:

$$\Phi = \frac{3}{2} \left[ \frac{z}{H} \right]^2 - \frac{1}{2} \left[ \frac{z}{H} \right]^3 \tag{3.6.5}$$

que se ajusta de mejor a los datos obtenidos.

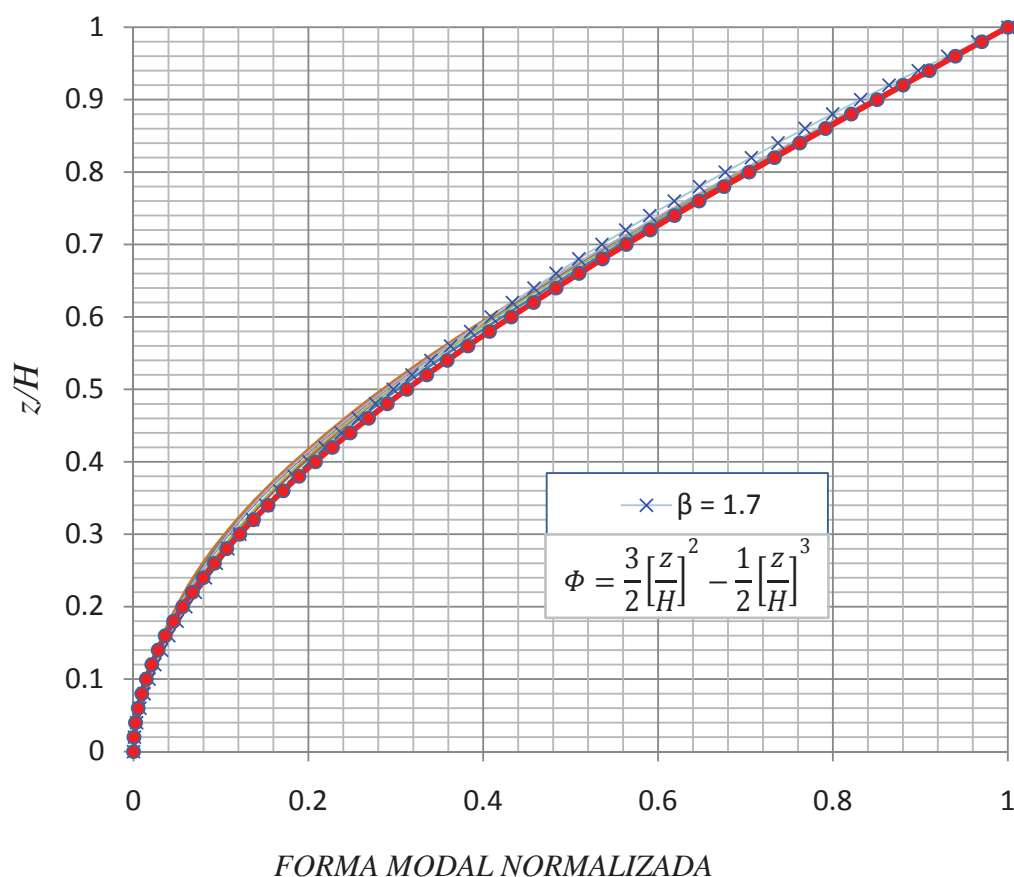


Figura 3.6.6 Forma modal normalizada de las torres tipo 4, analizadas

La forma modal de las torres tipo 4 no difiere radicalmente entre sí, esto se debe a que los modelos de las torres tienen perfiles estructurales similares en las piernas, en la cuerdas horizontales y en las diagonales.

Para obtener el valor de  $\beta$  para las torres tipo 4, no se obtuvo una ecuación análoga a la ecuación 3.3.7 debido a que la relación  $w_f/w_b$  es constante.

Para las torres tipo 4 no se determinaron expresiones para la distribución de masas ya que son torres con sección transversal constante.

### 3.7 PROPIEDADES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS DE LAS TORRES TIPO 5

De la base de datos formada por 214 planos de torres construidas en México, 70 se clasificaron como Tipo 5 (Figura 3.7.1), éstas tienen alturas que van desde los 19 m hasta 60 m: La altura de 35 m es la que se presenta con mayor frecuencia (16 de las 70 totales), de la base de datos 50 son las torres con altura igual o mayor a 35 m, mientras que las torres con altura menor a 35 m son 20.

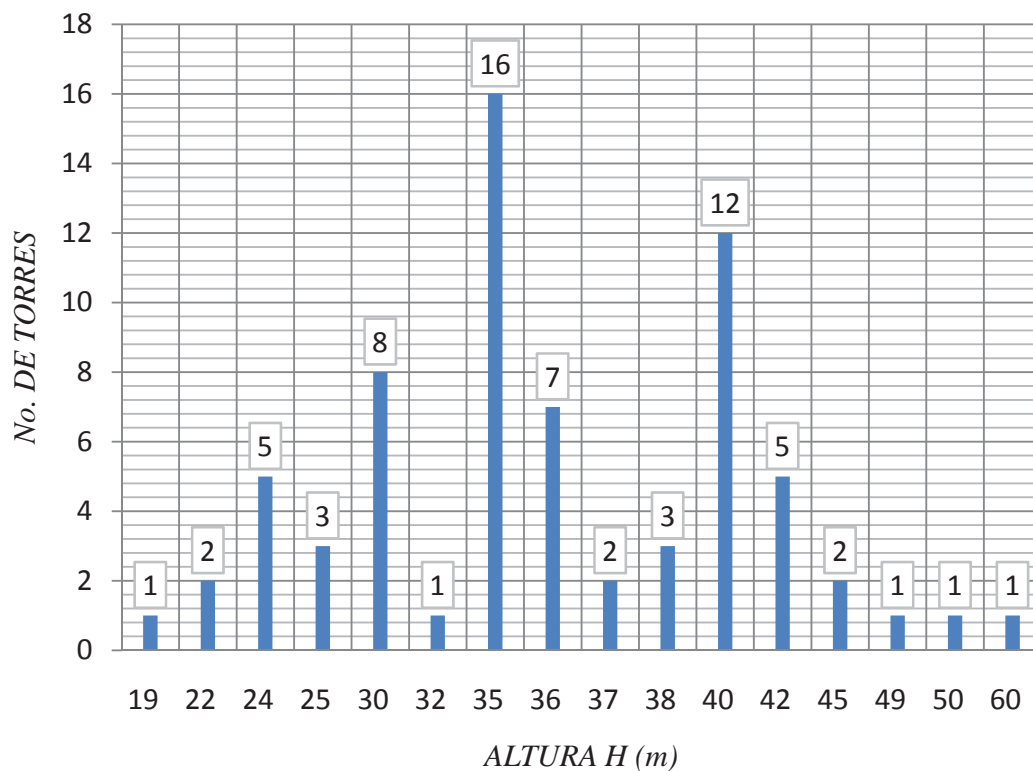


Figura 3.7.1 Relación número de torres –altura, Tipo 5

En la Figura 3.7.2 se muestra la configuración de las torres clasificadas como Tipo 5. La forma de la sección transversal es triangular con elementos estructurales OC en las piernas y perfiles LI en las cuerdas horizontales y diagonales (Figura 2.4.2c). La

configuración geométrica en elevación corresponde a la Figura 2.4.1c, caracterizada por tener dos zonas diferentes en la altura, la primera tiene una altura  $H1$  con sección transversal variable con celosía en forma de cruz con horizontales (Figura 2.4.4a), y una zona con sección transversal constante con altura  $H2$  la celosía se compone de diagonales y horizontales (Figura 2.4.3c).

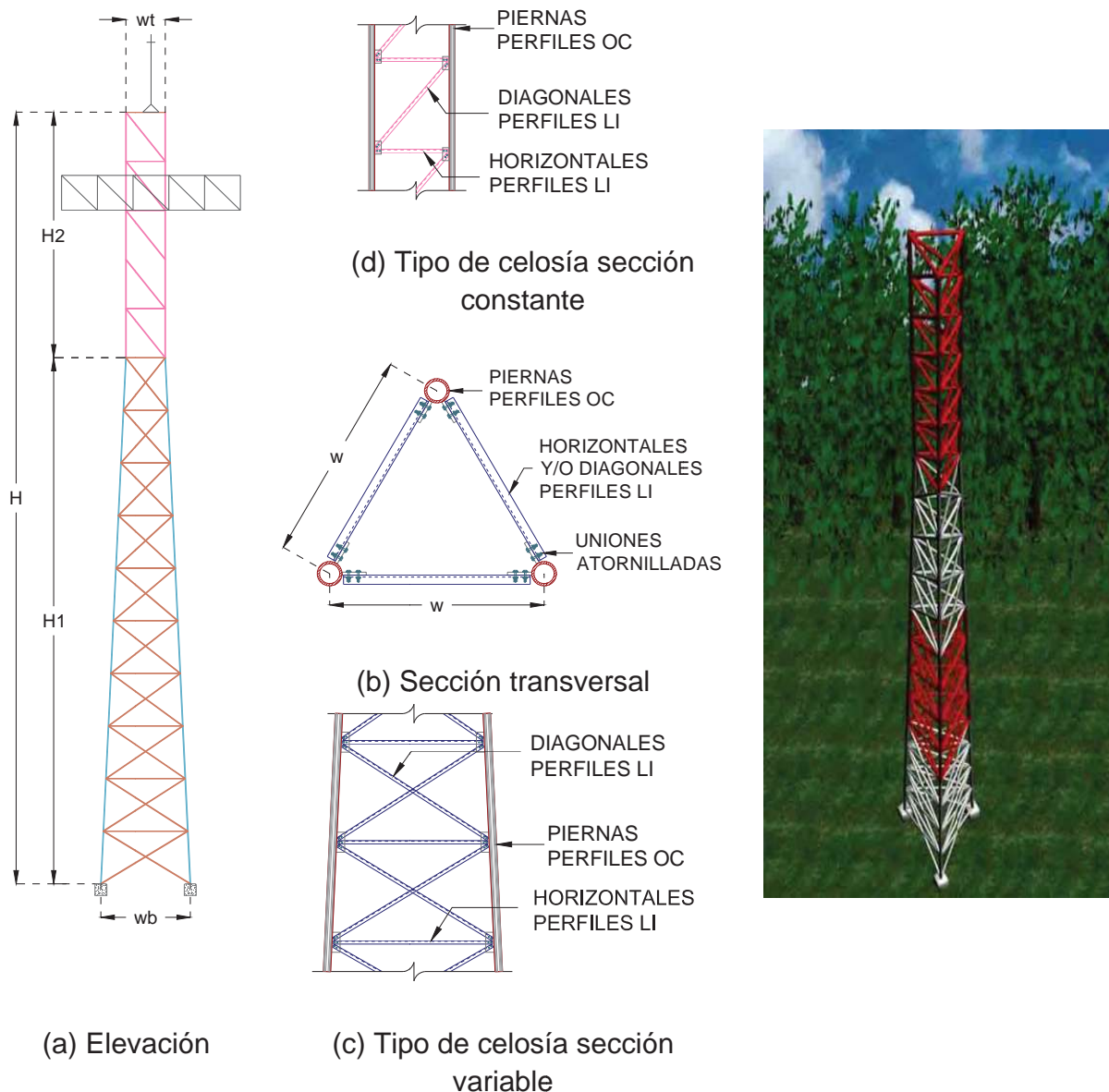
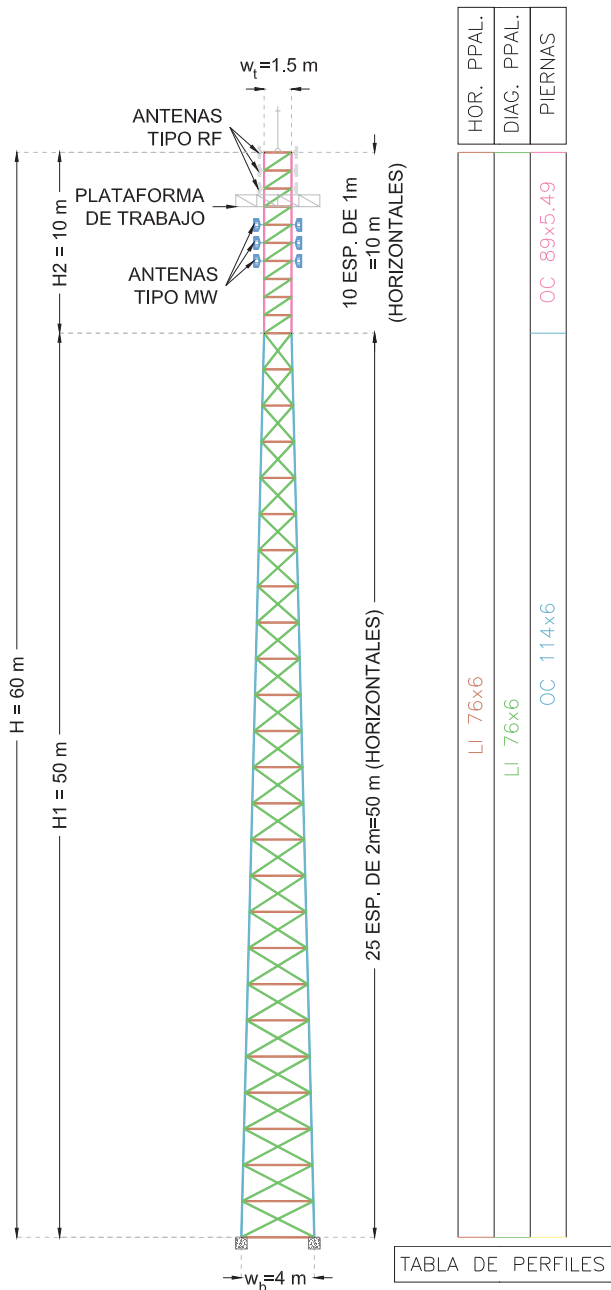


Figura 3.7.2 Torres clasificadas como Tipo 5

En la práctica profesional es común considerar instalados accesorios en forma similar que las torres tipo 4, por lo que en este trabajo se considerando instaladas 9 antenas tipo RF, 1 plataforma de trabajo y 9 antenas tipo MW.

De las torres clasificadas como Tipo 5 se realizó el modelo numérico de 15, cada una con diferente altura obtenida de la base de datos. Los datos geométricos de los modelos analizados se presenta en la Tabla 3.7.1, en donde  $H$  (m) es la altura total de la torre,  $H1$  (m) es la altura de la sección variable,  $w_b$  (m) es al ancho en la base de la torre y  $w_t$  (m) es el ancho de la torre en la parte superior (Figura 3.7.3c), en la Figura 3.7.3 se muestra la tipología de las torres tipo 5.



(c) Estructuración de la torre



(a) Panorámica de una torre



(b) Extremo superior de la torre

Figura 3.7.3 Torres de comunicación con sección transversal triangular (Tipo 5)

En el modelo numérico se consideraron instalados los accesorios de trabajo, es decir: 9 antenas del tipo RF de 40 kgf (392.28 N) cada una, colocadas en cada vértice y del extremo superior hacia abajo, en cada nodo que delimita los paneles de la torre. Abajo de las antenas tipo RF se colocó la plataforma de trabajo y por debajo de ésta se ubicaron 9 antenas tipo MW de 70 kgf (686.49 N) colocadas una en cada vértice, y hacia abajo en cada nodo que delimita los paneles de la torre. Se consideró esta distribución y número de antenas debido a que es como se utilizan comúnmente en la práctica de telefonía móvil.

Tabla 3.7.1 Datos de las torre tipo 5 analizadas

<i>NOMBRE</i>	<i>H</i> (m)	<i>Hl</i> (m)	$w_b$ (m)	$w_t$ (m)
trv-22	22.00	15.00	2.50	1.10
trv-24	24.00	18.00	2.50	1.10
trv-25	25.00	18.00	3.00	1.50
trv-30	30.00	20.00	3.00	1.50
trv-32	32.00	20.00	3.00	1.50
trv-35	35.00	25.00	3.00	1.50
trv-36	36.00	25.00	3.00	1.50
trv-37	37.00	25.00	3.00	1.50
trv-38	38.00	30.00	4.00	1.50
trv-40	40.00	30.00	4.00	1.50
trv-42	42.00	34.00	4.00	1.50
trv-45	45.00	34.00	4.00	1.50
trv-49	49.00	40.00	4.00	1.50
trv-50	50.00	40.00	4.00	1.50
trv-60	60.00	50.00	4.00	1.50

Las líneas de conducción y control de señal que comunican a las antenas con la caseta de control se sostienen mediante una cama guía instalada a todo lo alto de la torre por una de sus caras, con un peso de 29.63 kgf/m (290.58 N/m) y en cada vértice de una de las caras de la torre, se colocó un antena con peso de 14.81 kgf/m (145.29 N/m).





Figura 3.7.4 Antenas y plataforma de trabajo en las torres tipo 5

En la Tabla 3.7.2 se registran los periodos de vibrar,  $T_s$  (s), de las torres sin considerar los accesorios de trabajo, del primero al cuarto modo y la relación entre ellos.

Tabla 3.7.2 Periodos de los modos superiores de las torres, (sin considerar accesorios)

Torre	$T1_s$ (s)	$T2_s$ (s)	$T3_s$ (s)	$T4_s$ (s)	$T2_s/T1_s$	$T3_s/T2_s$	$T4_s/T3_s$
trv-22	0.330	0.090	0.080	0.050	0.27	0.89	0.63
trv-24	0.410	0.100	0.090	0.050	0.24	0.90	0.56
trv-25	0.370	0.100	0.090	0.050	0.27	0.90	0.56
trv-30	0.540	0.130	0.120	0.070	0.24	0.92	0.58
trv-32	0.610	0.150	0.130	0.070	0.25	0.87	0.54
trv-35	0.700	0.160	0.130	0.070	0.23	0.81	0.54
trv-36	0.730	0.170	0.140	0.080	0.23	0.82	0.57
trv-37	0.770	0.180	0.140	0.080	0.23	0.78	0.57
trv-38	0.670	0.160	0.130	0.080	0.24	0.81	0.62
trv-40	0.750	0.190	0.140	0.090	0.25	0.74	0.64
trv-42	0.820	0.190	0.140	0.090	0.23	0.74	0.64
trv-45	0.950	0.230	0.160	0.100	0.24	0.70	0.63
trv-49	1.110	0.260	0.250	0.170	0.23	0.96	0.68
trv-50	1.150	0.270	0.170	0.120	0.23	0.63	0.71
trv-60	1.650	0.370	0.200	0.160	0.22	0.54	0.80
Máximos	1.65	0.37	0.25	0.17	0.27	0.96	0.80
Mínimos	0.33	0.09	0.08	0.05	0.22	0.54	0.54
Promedio	0.77	0.18	0.14	0.09	0.24	0.80	0.62

En la Tabla 3.7.3 se registran los periodos de vibrar de las torres,  $T_c$  (s), del primero al cuarto modo considerando la existencia de accesorios, además se muestra la relación entre ellos. De los resultados se concluyen las siguientes relaciones,

$$\begin{aligned} T2_c &= 0.238 T1_c \\ T3_c &= 0.183 T1_c \\ T4_c &= 0.115 T1_c \end{aligned} \quad (3.7.1)$$

Tabla 3.7.3 Periodos de los modos superiores de las torres, (considerando accesorios).

Torre	$T1_c$ (s)	$T2_c$ (s)	$T3_c$ (s)	$T4_c$ (s)	$T2_c/T1_c$	$T3_c/T2_c$	$T4_c/T3_c$
trv-22	0.48	0.11	0.06	0.05	0.23	0.55	0.83
trv-24	0.60	0.12	0.06	0.05	0.20	0.50	0.83
trv-25	0.52	0.13	0.10	0.06	0.25	0.77	0.60
trv-30	0.77	0.17	0.14	0.07	0.22	0.82	0.50
trv-32	0.85	0.18	0.16	0.08	0.21	0.89	0.50
trv-35	0.96	0.18	0.08	0.06	0.19	0.44	0.75
trv-36	1.00	0.19	0.18	0.09	0.19	0.95	0.50
trv-37	1.04	0.20	0.19	0.09	0.19	0.95	0.47
trv-38	0.92	0.18	0.16	0.09	0.20	0.89	0.56
trv-40	1.02	0.21	0.18	0.10	0.21	0.86	0.56
trv-42	1.09	0.22	0.18	0.10	0.20	0.82	0.56
trv-45	1.27	0.26	0.20	0.11	0.20	0.77	0.55
trv-49	1.44	0.29	0.20	0.12	0.20	0.69	0.60
trv-50	1.51	1.50	0.30	0.21	0.99	0.20	0.70
trv-60	2.08	0.42	0.23	0.17	0.20	0.55	0.74
Máximos	2.08	1.50	0.30	0.21	0.99	0.95	0.83
Mínimos	0.48	0.11	0.06	0.05	0.19	0.20	0.47
Promedio	1.04	0.29	0.16	0.10	0.26	0.71	0.62

De los resultados mostrados en las Tablas 3.7.3 y 3.7.2 se deduce la siguiente relación entre periodos de vibrar:

$$T1_c = 1.345 T1_s \quad (3.7.2)$$

En la Tabla 3.7.4 se resumen los valores del periodo de vibrar fundamental de las torres con y sin accesorios. En dicha tabla,  $H(m)$  es la altura total de la torre,  $T1_c$  (s) es el periodo fundamental de la torre con accesorios y  $T1_s$  (s) es el periodo fundamental de la torre sin accesorios; y  $T1_c/T1_s$  es la relación entre ambos periodos.

Tabla 3.7.4 Características dinámicas de las torres analizadas

NOMBRE	$H$ (m)	$Tl_c$ (s)	$Tl_s$ (s)	$Tl_c/Tl_s$	$\beta$
trv-22	22.00	0.480	0.330	1.45	1.85
trv-24	24.00	0.600	0.410	1.46	1.85
trv-25	25.00	0.520	0.370	1.41	1.85
trv-30	30.00	0.770	0.540	1.43	1.85
trv-32	32.00	0.850	0.610	1.39	1.88
trv-35	35.00	0.960	0.700	1.37	1.85
trv-36	36.00	1.000	0.730	1.37	1.85
trv-37	37.00	1.040	0.770	1.35	1.85
trv-38	38.00	0.920	0.670	1.37	1.85
trv-40	40.00	1.020	0.750	1.36	1.9
trv-42	42.00	1.090	0.820	1.33	1.85
trv-45	45.00	1.270	0.950	1.34	1.9
trv-49	49.00	1.440	1.110	1.30	1.85
trv-50	50.00	1.510	1.150	1.31	1.85
trv-60	60.00	2.080	1.650	1.26	1.85
Máximos	60.00	2.08	1.65	1.46	1.90
Mínimos	22.00	0.48	0.33	1.26	1.85
Promedio	37.67	1.04	0.77	1.37	1.86

En la Tabla 3.7.4 se observa que para las torres con accesorios, el periodo más corto es de 0.48 s, mientras que el más largo es de 2.08 s, y el periodo promedio es 1.04 s. Para las torres sin considerar los accesorios el periodo más corto es de 0.33 s y el más largo es de 1.65 s, el promedio es de 0.77 s. El incremento en el periodo debido a la presencia de accesorios varía de un 26% hasta un 46%, la variación promedio es del 37%.

En la Figura 3.7.5 se graficaron los valores del periodo fundamental de la torre con accesorios  $Tl_c$  y los valores del periodo fundamental de la torre sin accesorios  $Tl_s$  en función de la altura. Además se muestran líneas de tendencia de ajuste para los periodos de las torres en función de la altura, la línea de color rojo es la línea de tendencia para los periodos de las torres sin accesorios y la línea de color azul es la línea de tendencia para los periodos de las torres con accesorios.

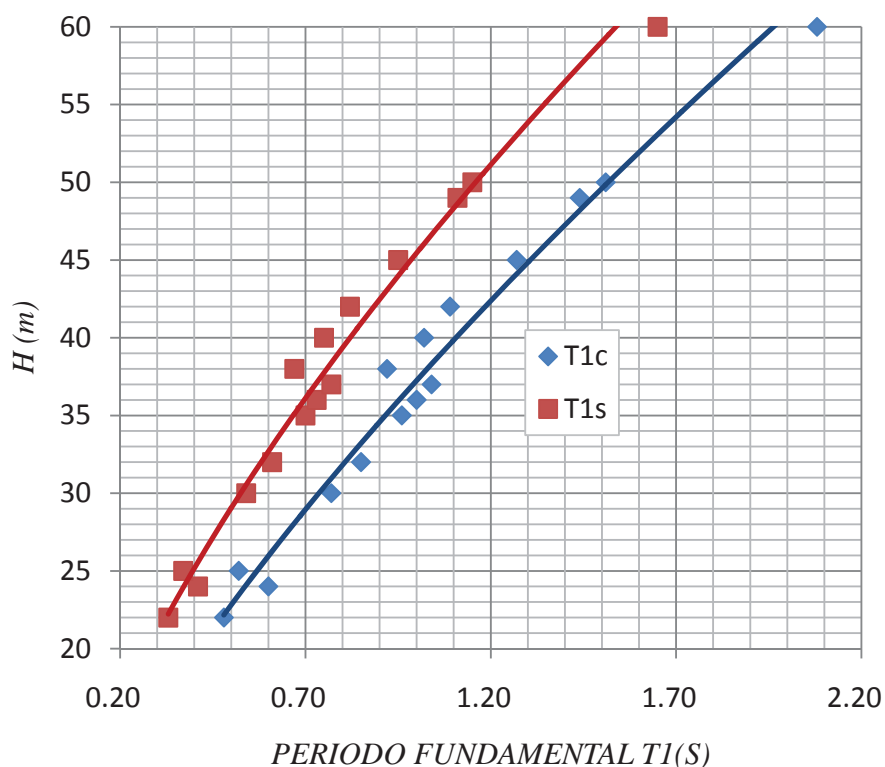


Figura 3.7.5 Relación del periodo con la altura con y sin accesorios

La ecuación de la línea de tendencia del periodo en función de la altura, para las torres considerando accesorios es:

$$T1c = \left( \frac{H}{37.25} \right)^{1.41} \tag{3.7.3}$$

Y sin considerar los accesorios es,

$$T1s = \left( \frac{H}{45.45} \right)^{1.41} \tag{3.7.4}$$

en donde,  $T1c$  es el periodo fundamental de la torre con accesorios y  $H$  es la altura total de la torre en metros,  $T1s$  es el periodo fundamental de la torre sin accesorios.

La variación de la forma modal de las torres con la altura tiene una configuración como la que se muestra en la Figura 3.7.6. Si se considera que la variación de la forma modal con la altura es exponencial, definida por la ecuación (3.3.5) mostrada en el capítulo 3.3,

$$\Phi = \left[ \frac{z}{H} \right]^\beta \tag{3.3.5}$$

donde  $\beta$  es el exponente de variación con la altura,  $H(m)$  es la altura total de la torre,  $z(m)$  es la altura de referencia y  $\Phi$  es la forma modal normalizada. El valor de  $\beta$  que mejor se ajusta a la tendencia de los datos es  $\beta=1.85$ .

Adicionalmente, en la Figura 3.7.6 se muestra la curva de ajuste considerando un polinomio de la forma:

$$\Phi = \frac{4}{3} \left[ \frac{z}{H} \right]^2 - \frac{1}{3} \left[ \frac{z}{H} \right]^3 \tag{3.7.5}$$

que representa de mejor manera que la ecuación (3.3.5) el ajuste de los datos.

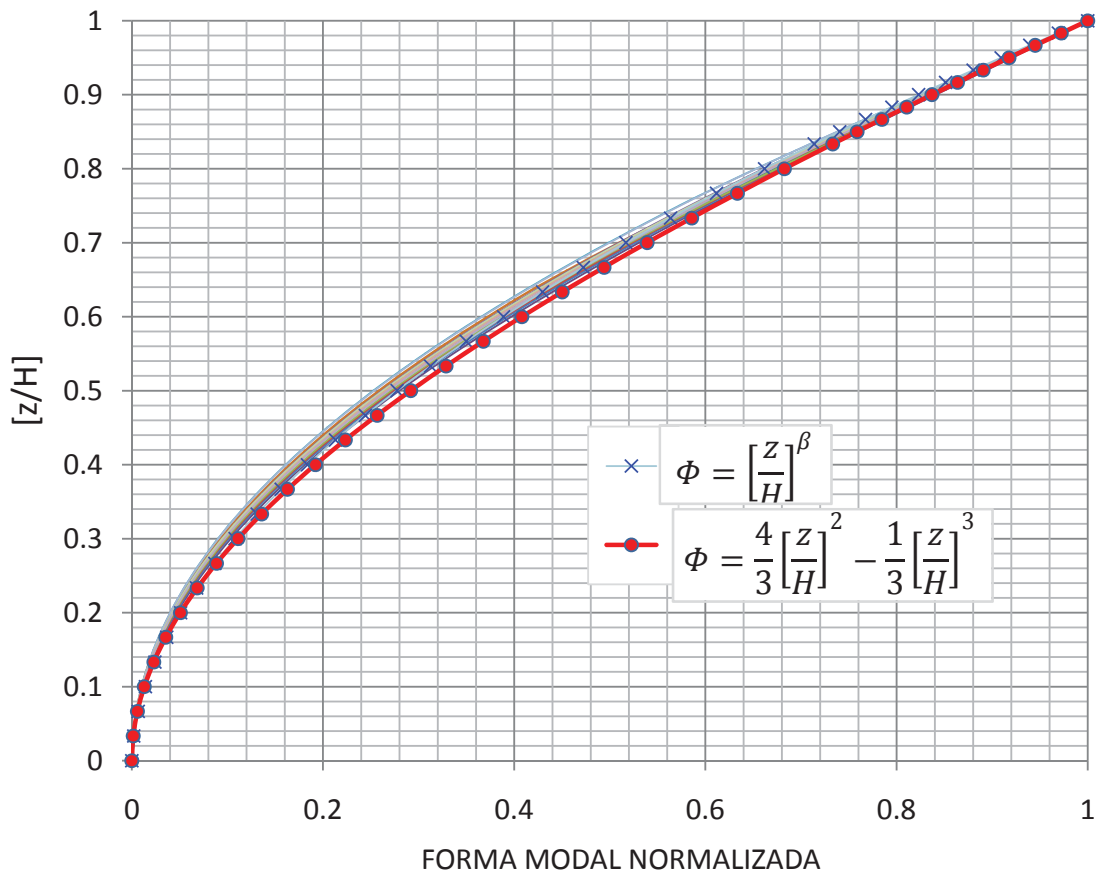


Figura 3.7.6 Forma modal normalizada de las torres tipo 5

La forma modal de las torres tipo 5 no difiere radicalmente entre sí, esto se debe a que los modelos de las torres tienen perfiles estructurales similares en las piernas, en la cuerdas horizontales y en las diagonales.

Para las torres tipo 5 se obtuvo la Ecuación (3.7.6), análoga a la ecuación (3.3.7) propuesta por Holmes (año), para calcular el valor del exponente  $\beta$ .

$$\beta = \frac{1.9}{\left[1 + 0.05 \left(\frac{w_t}{w_b}\right)\right]} \quad (3.7.6)$$

la cual difiere de la ecuación (3.3.7) por el valor de 1.9 en el numerador en lugar de 4.

En la Tabla 3.7.5 se comparan los valores de  $\beta$  obtenidos numéricamente con el programa SAP-2000 (Habibullah A., ver. 11), con los valores obtenidos con la ecuación (3.7.6). Se verifica la exactitud de la ecuación propuesta en este trabajo.

Tabla 3.7.5 Comparación de los valores de  $\beta$  (Ecuación (3.7.6))

NOMBRE	$H$ (m)	$w_b$ (m)	$w_t$ (m)	$\beta$ <i>real</i>	$w_t/w_b$	$\beta$ <i>calc.</i>	$\beta$ (DIFERENCIA)
trv-22	22.00	2.50	1.10	1.85	0.440	1.86	0.01
trv-24	24.00	2.50	1.10	1.85	0.440	1.86	0.01
trv-25	25.00	3.00	1.50	1.85	0.500	1.85	0.00
trv-30	30.00	3.00	1.50	1.85	0.500	1.85	0.00
trv-32	32.00	3.00	1.50	1.88	0.500	1.85	-0.03
trv-35	35.00	3.00	1.50	1.85	0.500	1.85	0.00
trv-36	36.00	3.00	1.50	1.85	0.500	1.85	0.00
trv-37	37.00	3.00	1.50	1.85	0.500	1.85	0.00
trv-38	38.00	4.00	1.50	1.85	0.375	1.85	0.00
trv-40	40.00	4.00	1.50	1.9	0.375	1.86	-0.04
trv-42	42.00	4.00	1.50	1.85	0.375	1.86	0.01
trv-45	45.00	4.00	1.50	1.9	0.375	1.86	-0.04
trv-49	49.00	4.00	1.50	1.85	0.375	1.86	0.01
trv-50	50.00	4.00	1.50	1.85	0.375	1.86	0.01
trv-60	60.00	4.00	1.50	1.85	0.375	1.86	0.01
Máximos	60.00	4.00	1.50	1.90	0.500	2.12	0.01
Mínimos	22.00	2.50	1.10	1.85	0.375	1.71	-0.04
Promedio	37.67	3.40	1.45	1.86	0.434	1.93	0.00

De los modelos numéricos se determinó la distribución de la masa con la altura de cada torre, esta distribución se representa gráficamente con puntos negros en la Figura 3.4.7, para una torre de 60 metros de altura. Para la misma torre de 60 metros de altura, en la Figura 3.4.7 se muestra en color azul la distribución de masas obtenida con las Ecuaciones 3.3.9 y 3.3.10 (Holmes,1996).

$$m_{(z)} = m_0 \left[ 1 - k \left( \frac{z}{H} \right)^y \right] \tag{3.3.9}$$

$$k = 1 - \frac{w_t}{w_b} \tag{3.3.10}$$

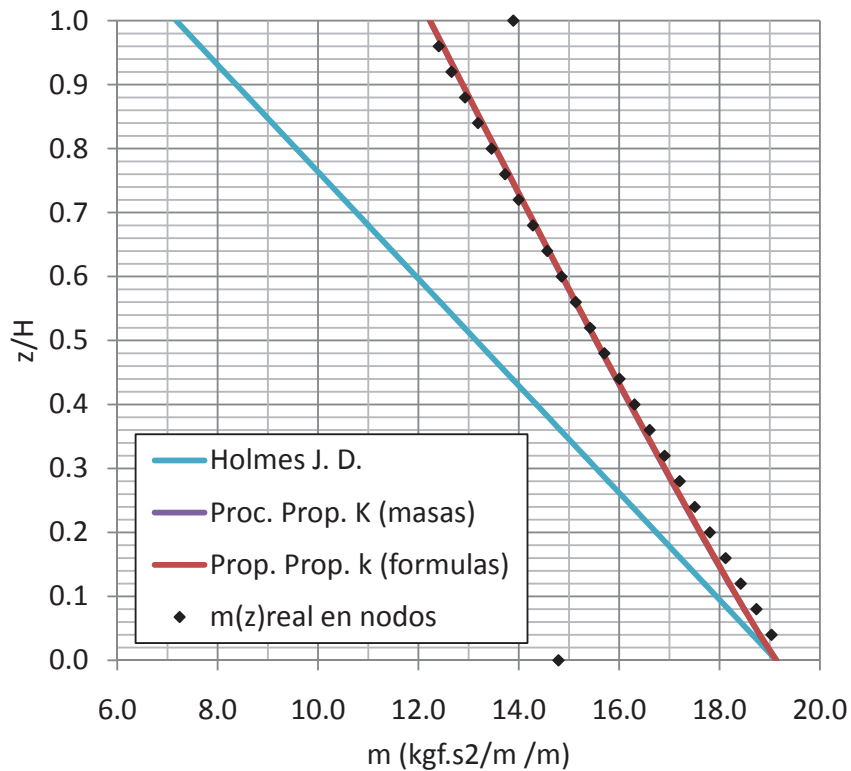


Figura 3.7.7 Distribución de masas en la altura, torre de 60 m

Para la torre de 60m de altura en la Figura 3.4.7 en línea magenta se muestra la distribución de masas obtenida con las Ecuaciones 3.3.9 y 3.3.11.

$$k = 1 - \frac{m_t}{m_b} \tag{3.3.11}$$

Tabla 3.7.6 valores de  $k$  y  $\gamma$  para las torres analizadas modeladas

( 1 )	( 2 )	( 3 )	( 4 )	( 5 )	( 6 )	( 7 )	( 8 )	( 9 )
NOMBRE	$H$ (m)	$H_1$ (m)	$w_b$ (m)	$w_t$ (m)	$w_t/w_b$	$m_t/m_b$	$k$ $=1-(6)$	$\gamma$
trv-22	22.00	15.00	2.50	1.10	0.440	0.722	0.278	0.950
trv-24	24.00	18.00	2.50	1.10	0.440	0.718	0.282	0.950
trv-25	25.00	18.00	3.00	1.50	0.500	0.769	0.231	0.960
trv-30	30.00	20.00	3.00	1.50	0.500	0.767	0.233	0.950
trv-32	32.00	20.00	3.00	1.50	0.500	0.767	0.233	0.950
trv-35	35.00	25.00	3.00	1.50	0.500	0.770	0.230	0.932
trv-36	36.00	25.00	3.00	1.50	0.500	0.770	0.230	0.932
trv-37	37.00	25.00	3.00	1.50	0.500	0.770	0.230	0.932
trv-38	38.00	30.00	4.00	1.50	0.375	0.646	0.354	0.945
trv-40	40.00	30.00	4.00	1.50	0.375	0.646	0.354	0.945
trv-42	42.00	34.00	4.00	1.50	0.375	0.644	0.356	0.943
trv-45	45.00	34.00	4.00	1.50	0.375	0.644	0.356	0.943
trv-49	49.00	40.00	4.00	1.50	0.375	0.642	0.358	0.941
trv-50	50.00	40.00	4.00	1.50	0.375	0.642	0.358	0.941
trv-60	60.00	50.00	4.00	1.50	0.375	0.639	0.361	0.939

Los valores de  $k$  y  $\gamma$  obtenidos con las ecuaciones 3.3.9 y 3.3.11 para las torres modeladas se presentan en la Tabla 3.7.6.

De manera análoga que para las torres tipo 1, para obtener los valores de  $k$  y  $\gamma$  en función de la geometría de la torre se propone,

$$k = 1 - 1.186 \left( \frac{w_t}{w_b} \right)^{0.63} \quad (3.7.7)$$

$$\gamma = 0.98H^{-0.01} = \frac{0.98}{H^{0.01}} \quad (3.7.8)$$

Con procedimiento propuesto y aplicando la Ecuación 3.3.7 se obtuvo la distribución de masas para cada torre. En la Figura 3.7.7 en línea guinda se muestra la gráfica para la torre de 60 metros de altura.

En la Figura 3.7.7 se compara la distribución de masas obtenida con el procedimiento propuesto por Holmes (año), y la distribución obtenida aplicando la Ecuación 3.3.11 para determinar el factor  $k$ . De los resultados se observa que:



- (1) la distribución de masas obtenida aplicando la ecuación 3.3.11 para el factor  $k$  representa mejor la distribución real que la distribución obtenida con el método propuesto por Holmes (año)
- (2) la distribución de masas obtenida con el procedimiento propuesto representa adecuadamente la distribución real de masas.

Para cada una de las torres modeladas, en la Tabla 3.7.7 se muestran los valores de  $k$  y  $\gamma$  calculados con el procedimiento propuesto En la columna 8 se muestra la masa total obtenida, en la columna 9 se muestra la masa total real y en 10 la diferencia entre ellas. Se concluye que el procedimiento propuesto en este trabajo produce resultados razonables.

Tabla 3.7.7 valores de  $k$  ,  $\gamma$   $M$  obtenidos con el procedimiento propuesto

( 1 )	( 2 )	( 3 )	( 4 )	( 5 )	( 6 )	( 7 )	( 8 )	( 9 )	( 10 )	( 11 )
<i>NOMBR</i> <i>E</i>	<i>H</i> ( <i>m</i> )	<i>H<sub>l</sub></i> ( <i>m</i> )	<i>w<sub>b</sub></i> ( <i>m</i> )	<i>w<sub>t</sub></i> ( <i>m</i> )	<i>w<sub>t</sub>/w<sub>b</sub></i>	<i>k</i> <i>calc.</i>	<i>γ</i> <i>calc.</i>	<i>M</i> <i>REAL</i>	<i>M</i> <i>CALC.</i>	<i>ERROR</i> %
trv-22	22.00	15.00	2.50	1.10	0.440	0.293	0.954	217.55	217.55	0.0
trv-24	24.00	18.00	2.50	1.10	0.440	0.293	0.952	261.39	261.39	0.0
trv-25	25.00	18.00	3.00	1.50	0.500	0.234	0.952	253.49	253.49	0.0
trv-30	30.00	20.00	3.00	1.50	0.500	0.234	0.951	281.65	281.65	0.0
trv-32	32.00	20.00	3.00	1.50	0.500	0.234	0.951	281.65	281.65	0.0
trv-35	35.00	25.00	3.00	1.50	0.500	0.234	0.949	346.46	346.38	0.0
trv-36	36.00	25.00	3.00	1.50	0.500	0.234	0.949	346.46	346.38	0.0
trv-37	37.00	25.00	3.00	1.50	0.500	0.234	0.949	346.46	346.38	0.0
trv-38	38.00	30.00	4.00	1.50	0.375	0.361	0.947	466.26	466.26	0.0
trv-40	40.00	30.00	4.00	1.50	0.375	0.361	0.947	466.26	466.26	0.0
trv-42	42.00	34.00	4.00	1.50	0.375	0.361	0.946	528.71	528.71	0.0
trv-45	45.00	34.00	4.00	1.50	0.375	0.361	0.946	528.71	528.71	0.0
trv-49	49.00	40.00	4.00	1.50	0.375	0.361	0.945	622.41	622.41	0.0
trv-50	50.00	40.00	4.00	1.50	0.375	0.361	0.945	622.41	622.41	0.0
trv-60	60.00	50.00	4.00	1.50	0.375	0.361	0.942	778.59	778.59	0.0
MÁXIMO										0.0
MÍNIMO										0.0
PROMEDIO										0.0

De la geometría de las torres analizadas se propone,

$$\frac{w_t}{w_b} = \frac{2.581}{(H1)^{0.546}} \tag{3.7.9}$$

en donde se relaciona el ancho en la parte superior de la torre  $w_t$ , el ancho en la parte inferior de la torre  $w_b$  y la altura  $H1$ .

Tabla 3.7.8 valores de  $w_t/w_b$  reales y obtenidos con la Ecuación (3.7.9)

( 1 )	( 2 )	( 3 )	( 3 )	( 4 )	( 5 )	( 6 )	( 7 )
NOMBRE	H (m)	H <sub>1</sub> (m)	w <sub>b</sub> (m)	w <sub>t</sub> (m)	w <sub>t</sub> /w <sub>b</sub>	w <sub>t</sub> /w <sub>b</sub> calc	Diferencia %
trv-22	22.00	15.00	2.50	1.10	0.44	0.59	33.72
trv-24	24.00	18.00	2.50	1.10	0.44	0.53	21.05
trv-25	25.00	18.00	3.00	1.50	0.50	0.53	6.52
trv-30	30.00	20.00	3.00	1.50	0.50	0.50	0.57
trv-32	32.00	20.00	3.00	1.50	0.50	0.50	0.57
trv-35	35.00	25.00	3.00	1.50	0.50	0.45	-10.97
trv-36	36.00	25.00	3.00	1.50	0.50	0.45	-10.97
trv-37	37.00	25.00	3.00	1.50	0.50	0.45	-10.97
trv-38	38.00	30.00	4.00	1.50	0.38	0.40	7.46
trv-40	40.00	30.00	4.00	1.50	0.38	0.40	7.46
trv-42	42.00	34.00	4.00	1.50	0.38	0.38	0.36
trv-45	45.00	34.00	4.00	1.50	0.38	0.38	0.36
trv-49	49.00	40.00	4.00	1.50	0.38	0.34	-8.16
trv-50	50.00	40.00	4.00	1.50	0.38	0.34	-8.16
trv-60	60.00	50.00	4.00	1.50	0.38	0.30	-18.69
					MÁXIMO		33.7
					MÍNIMO		-18.7
					PROMEDIO		0.7

En la Tabla 3.7.8 se comparan los valores de  $w_t/w_b$  reales con los valores obtenidos con la ecuación (3.7.9). En dicha Tabla se observa que las diferencias obtenidas se encuentran en un intervalo de  $\pm 33\%$ , el cual es un margen de error muy amplio por lo que se sugiere utilizar sólo como una aproximación la ecuación (3.7.9).

### 3.8 PROPIEDADES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS DE LAS TORRES TIPO 6

De la base de datos formada por 214 planos de torres construidas en México, 39 se clasificaron como Tipo 6 (Figura 3.8.1), éstas tienen alturas desde 19 m hasta 64 m, las torres que se construyen con mayor frecuencia tienen una altura de 42 m, el número de torres con altura igual o mayor a 42 m es 12, mientras que el número de torres con altura menor a 42 m es 27.

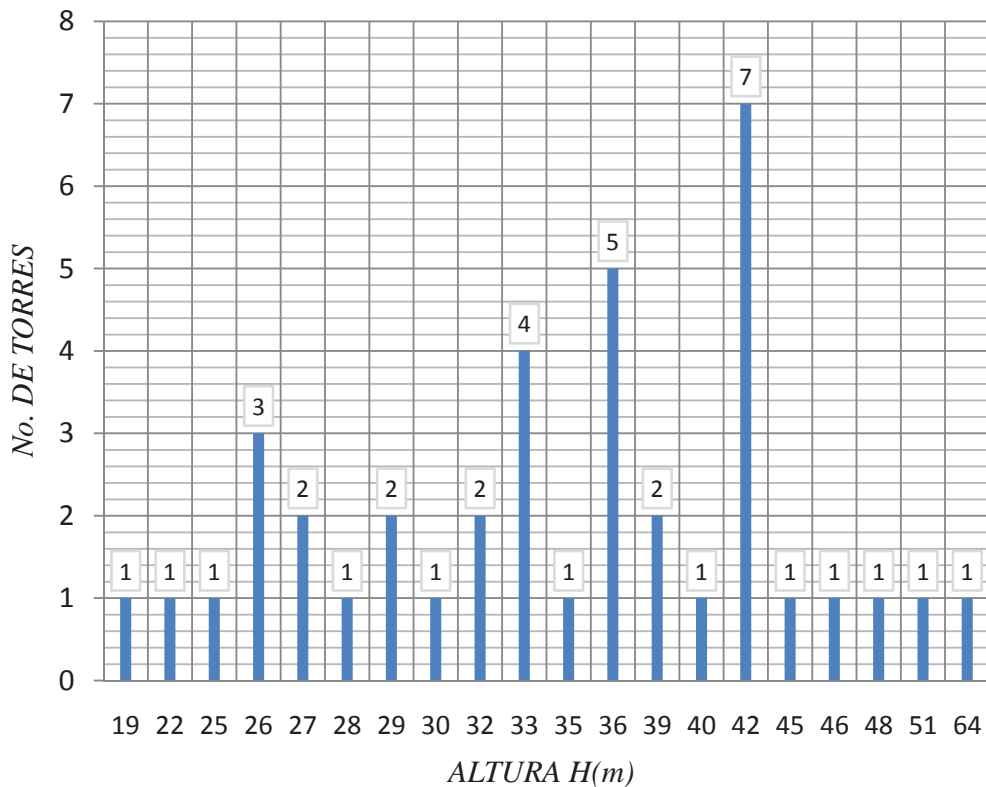


Figura 3.8.1 Relación número de torres –altura, Tipo 6

En la Figura 3.8.2 se muestra la configuración de las torres clasificadas como Tipo 6. La forma de la sección transversal es triangular con elementos estructurales OC en las piernas y perfiles LI en las cuerdas horizontales y diagonales (Figura 2.4.2c).

La configuración geométrica en elevación corresponde a la Figura 2.4.1c, caracterizada por tener dos zonas diferentes en la altura, la primera tiene una altura  $H1$  y con sección transversal variable, en esta zona la celosía puede ser en forma de cruz con horizontales en cada extremo de las diagonales o alternando algunos extremos con horizontales y otros no (Figura 2.4.4a y b), y una zona con sección transversal constante con altura  $H2$  con celosía formada por diagonales y horizontales (Figura 2.4.3c).

Las torres Tipo 6 son muy similares en geometría a las torres Tipo 5, lamentablemente la base de datos adquirida registra una irregularidad en la estructuración en este tipo de torres, ya que algunos planos presentan a cierta altura perfiles menores que otras, con alturas inferiores a las primeras. Esta aparente irregularidad se debe a que la base de datos está formada por planos elaborados por diferentes despachos y con diferentes criterios de estructuración.

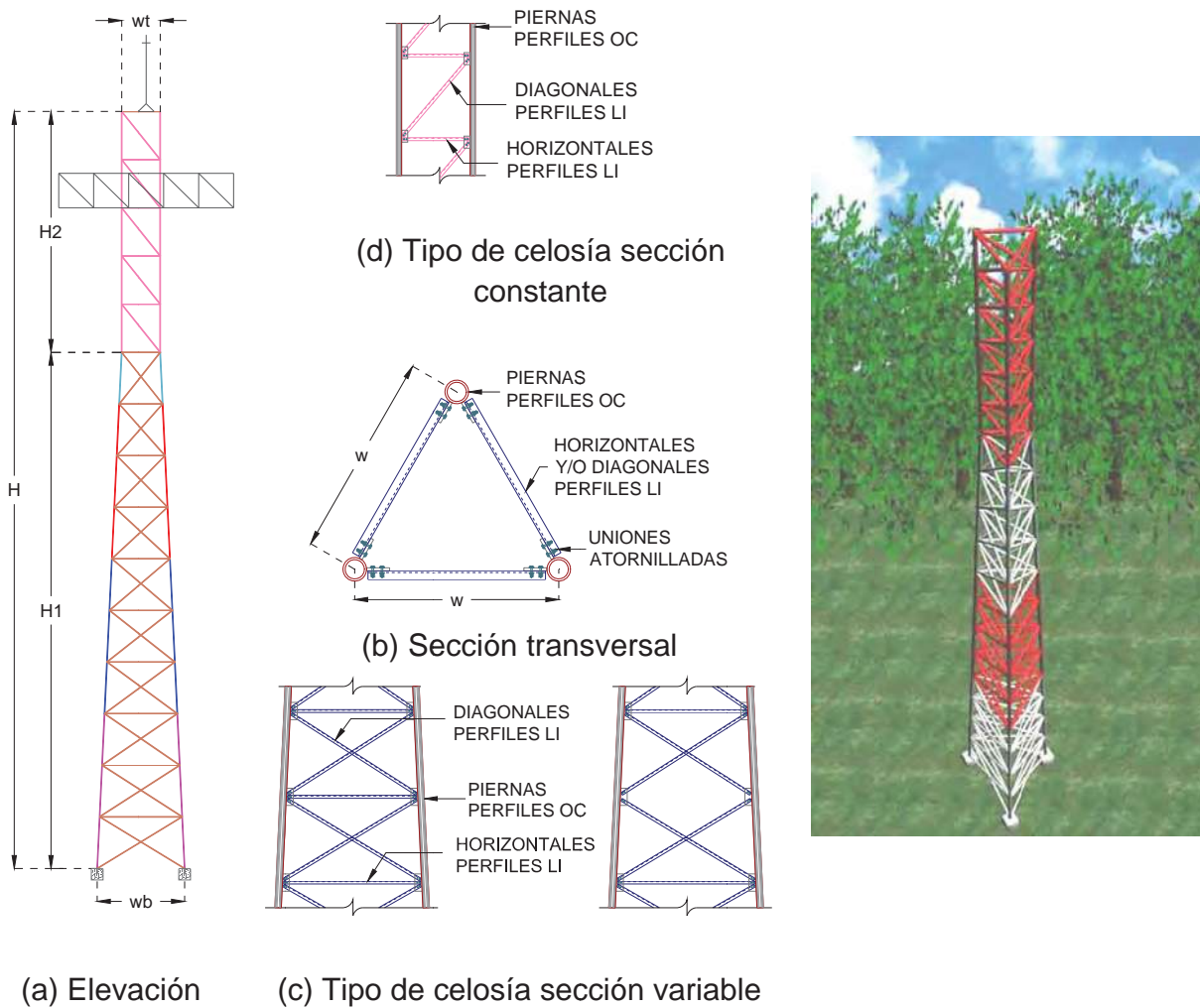
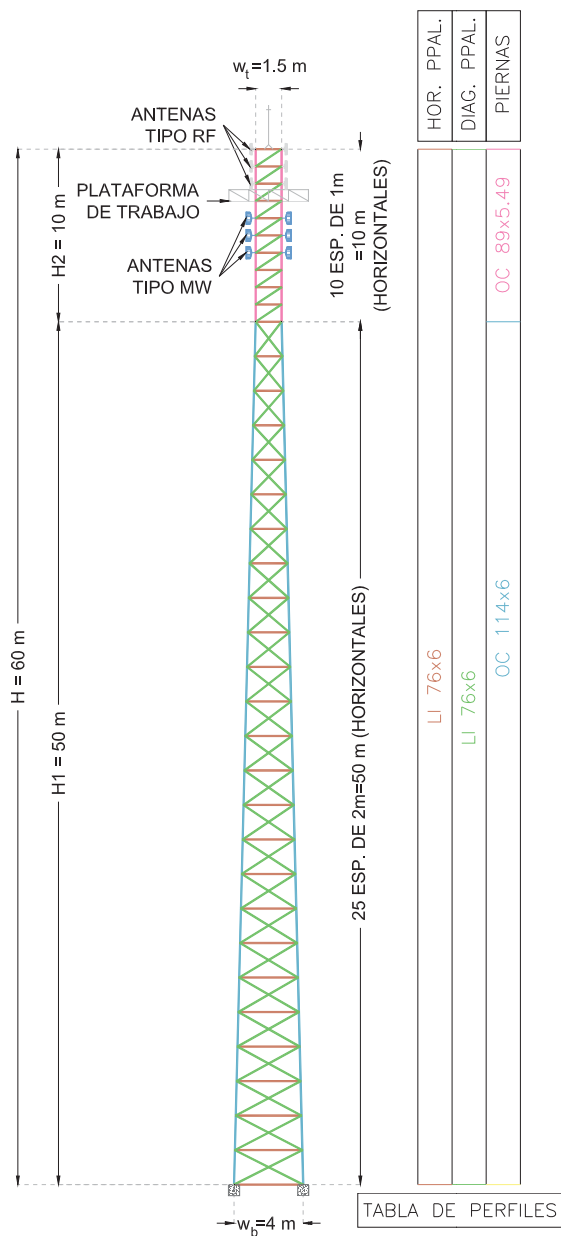


Figura 3.8.2 Torres clasificadas como Tipo 6

En las memorias de cálculo que forman la base de datos se consideran instalados accesorios en forma similar que las torres tipo 4, de los cuales 9 son antenas tipo RF, una plataforma de trabajo y 9 antenas tipo MW.

De las torres clasificadas como Tipo 6 se realizó el modelo numérico de 16 de ellas. Los datos geométricos de los modelos analizados se presenta en la Tabla 3.8.1, en donde  $H$  (m) es la altura total de la torre,  $w_b$  (m) es el ancho en la base de la torre y  $w_t$  (m) es el ancho de la torre en la parte superior (Figura 3.8.3c), en la Figura 3.8.3 se muestra la tipología de las torres tipo 2.



(c) Estructuración de la torre



(a) Panorámica de una torre



(b) Extremo superior de la torre

Figura 3.8.3 Torres de comunicación con sección transversal triangular (Tipo 2)

En los modelos numéricos realizados se consideraron instalados los accesorios de trabajo, es decir, 9 antenas del tipo RF de 40 kgf (392.28 N) cada una, colocadas en cada vértice y del extremo superior hacia abajo en cada nodo que delimita los paneles de la torre. Abajo de las antenas tipo RF se colocó la plataforma de trabajo y por debajo de ésta se ubicaron 9 antenas tipo MW de 70 kgf (686.49 N) colocadas una en cada vértice y hacia abajo en cada nodo que delimita los paneles de la torre. Se consideró esta distribución y número de antenas debido a que es común en la práctica profesional.

Tabla 3.8.1 Datos de las torre tipo 6 analizadas

<i>NOMBRE</i>	<i>H</i> ( <i>m</i> )	<i>H1</i> ( <i>m</i> )	<i>W<sub>b</sub></i> ( <i>m</i> )	<i>W<sub>t</sub></i> ( <i>m</i> )
Xocoyohualco	19	6	1.90	1.20
San Nicolas	22	19	3.30	0.60
Peña pobre	26	19	3.30	1.20
DF0448_PLAZA AVIACION	27	24	1.72	1.00
SI1951-Caña	30	24	2.50	1.30
Zona Industrial	32	25	4.00	1.20
HI1285_TEC DE MTY. PACHUCA	33	24	1.90	1.30
Estado de Mexico_Bosque Real	33	30	2.10	1.20
Atlacomulco	35	18	3.85	2.00
Toluca de los encinos	36	24	3.55	1.00
Mexico D.F._Constitucion	36	33	2.00	1.00
Monterrey_Los Altos	39	36	2.09	1.01
Guadalajara_Oriente	42	30	4.00	1.50
Las Querendas	42	36	5.50	1.00
Yahualica	45	42	4.30	1.20
Morelos_Jiutepec	46	42	2.30	1.01

Las líneas de conducción y control de señal que comunican a las antenas con la caseta de control se sostienen mediante una cama guía instalada a todo lo alto de la torre por una de sus caras con un peso de 29.63 kgf/m (290.58 N/m), y en cada vértice de una de las caras de la torre se colocó un antena con peso de 14.81 kgf/m (145.29 N/m).

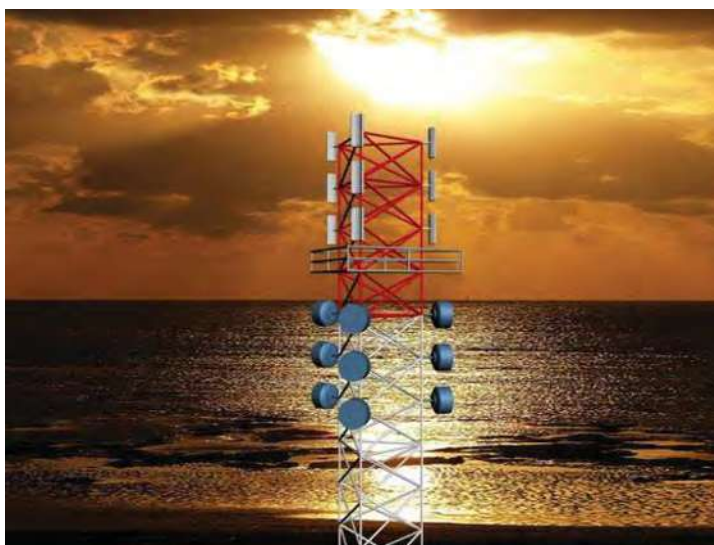


Figura 3.8.4 Antenas y plataforma de trabajo en las torres tipo 6



En la Tabla 3.8.2 se resumen los valores del periodo de vibrar fundamental de las torres con y sin accesorios. En dicha tabla,  $H(m)$  es la altura total de la torre,  $Tl_c (s)$  es el periodo fundamental de la torre con accesorios y  $Tl_s (s)$  es el periodo fundamental de la torre sin accesorios; y  $Tl_c / Tl_s$  es la relación entre ambos periodos.

Tabla 3.8.2 Características dinámicas de las torres analizadas

NOMBRE	H (m)	Hl (m)	Tl <sub>c</sub> (s)	Tl <sub>s</sub> (s)	Tl <sub>c</sub> /Tl <sub>s</sub>	β
Xocoyohualco	19.00	6.34	0.66	0.42	1.57	1.90
San Nicolas	22.00	19.00	0.27	0.20	1.35	1.80
Peña pobre	26.00	19.00	0.51	0.33	1.55	1.90
DF0448_PLAZA AVIACION	27.00	24.00	1.17	0.70	1.67	1.85
SI1951-Caña	30.00	24.00	0.52	0.41	1.27	1.85
Zona Industrial	32.00	25.36	0.83	0.71	1.17	1.65
HI1285_TEC DE MTY. PACHUCA	33.00	24.00	1.32	0.85	1.55	1.85
Estado de Mexico_Bosque Real	33.00	30.00	1.15	0.77	1.49	1.80
Atlacomulco	35.00	18.45	0.74	0.49	1.51	1.90
Toluca de los encinos	36.00	24.00	0.61	0.49	1.24	2.10
Mexico D.F._Constitucion	36.00	33.00	1.57	0.99	1.59	2.00
Monterrey_Los Altos	39.00	36.00	1.55	1.02	1.52	1.90
Guadalajara_Oriente	42.00	30.00	0.64	0.50	1.28	2.00
Las Querendas	42.00	36.00	0.54	0.43	1.26	2.00
Yahualica	45.00	42.00	0.62	0.47	1.32	2.25
Morelos_Jiutepec	46.00	42.00	2.19	1.56	1.40	1.80
Máximos:	46.00	42.00	2.19	1.56	1.67	2.25
Mínimos	19.00	6.34	0.27	0.20	1.17	1.65
Promedio	33.94	27.07	0.93	0.65	1.42	1.91

En la Tabla 3.8.2 se observa que para las torres con accesorios, el periodo más corto es de 0.27 s, mientras que el más largo es de 2.19 s, y el periodo promedio es 0.93 s. Para las torres sin considerar los accesorios el periodo más corto es de 0.20 s y el más largo es de 1.56 s, el promedio es de 0.65 s. El incremento en el periodo debido a la presencia de accesorios varía de un 17% hasta un 67%, la variación promedio es del 42%.

En la Figura 3.8.5 se graficaron los valores del periodo fundamental de la torre con accesorios  $Tl_c$  y los valores del periodo fundamental de la torre sin accesorios  $Tl_s$  (columna 4 de la Tabla 3.8.2) en función de la altura.

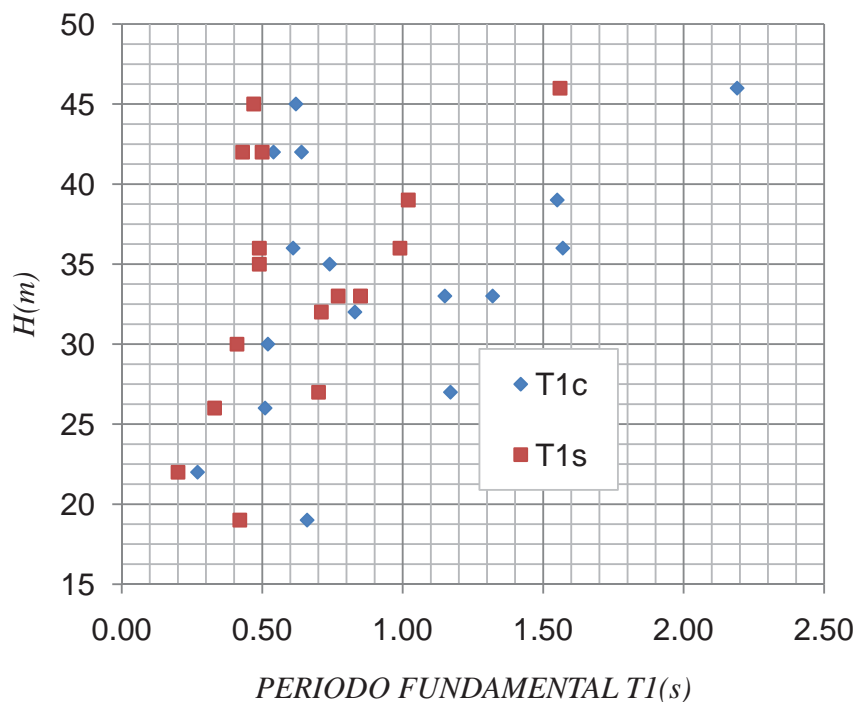


Figura 3.8.5 Relación del periodo con la altura con y sin accesorios

En la Figura 3.8.5 se muestra la irregularidad en la relación periodo fundamental ( $T1$ ) – altura ( $H$ ) esta irregularidad es originada por la forma en que están estructuradas las torres que integran esta base de datos. Por lo anterior no fue posible establecer modelos matemáticos que representen las características dinámicas de este tipo de torres.

### 3.9 PROPIEDADES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS DE LAS TORRES TIPO 7

De la base de datos formada por 214 planos de torres construidas en México, 30 se clasificaron como Tipo 7 (Figura 3.9.1), éstas tienen alturas que van desde 30 m hasta 75 m, las torres que se construyen con más frecuencia tienen una altura de 36 m, el número de torres con altura igual o mayor a 36 m es 25, mientras que el número de torres con altura menor a 36 m es 5.



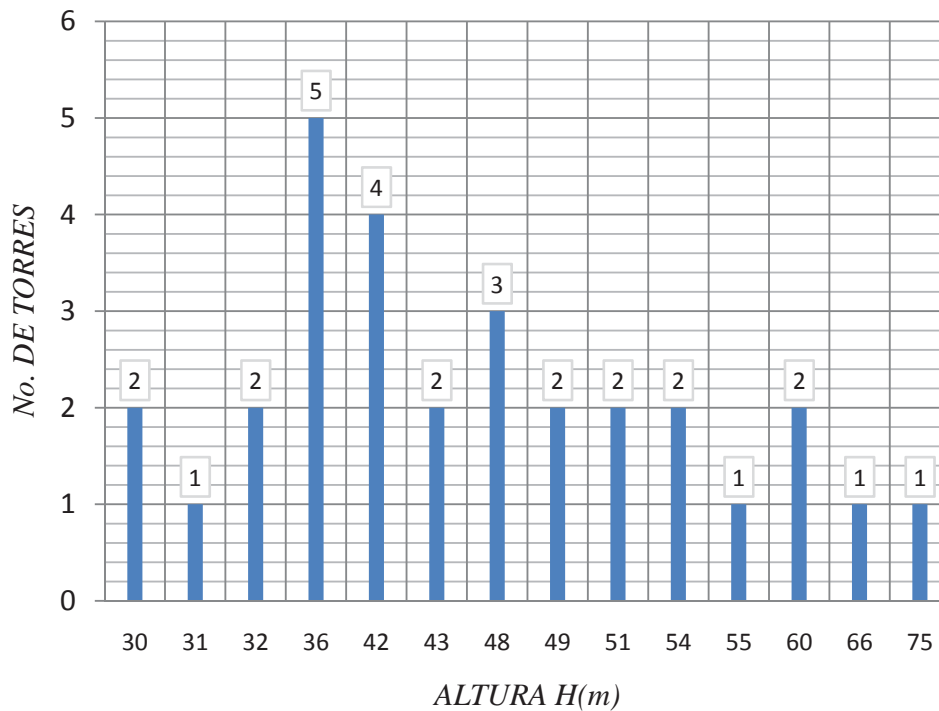


Figura 3.9.1 Relación número de torres –altura, Tipo 7

En la Figura 3.9.2 se muestra la geometría de las torres clasificadas como Tipo 7. La forma de la sección transversal es triangular con elementos estructurales OC en las piernas y perfiles LI en las cuerdas horizontales y diagonales (Figura 2.4.2c). La configuración geométrica en elevación corresponde a la Figura 2.4.1c, caracterizada por tener dos zonas diferentes en la altura, la primera tiene una altura  $H1$  y con sección transversal variable, en esta zona la celosía es en forma de rombo integrada por elementos principales y secundarios (Figura 2.4.4c), y una zona con sección transversal constante con altura  $H2$  con celosía en forma de cruz (Figura 2.4.3a).

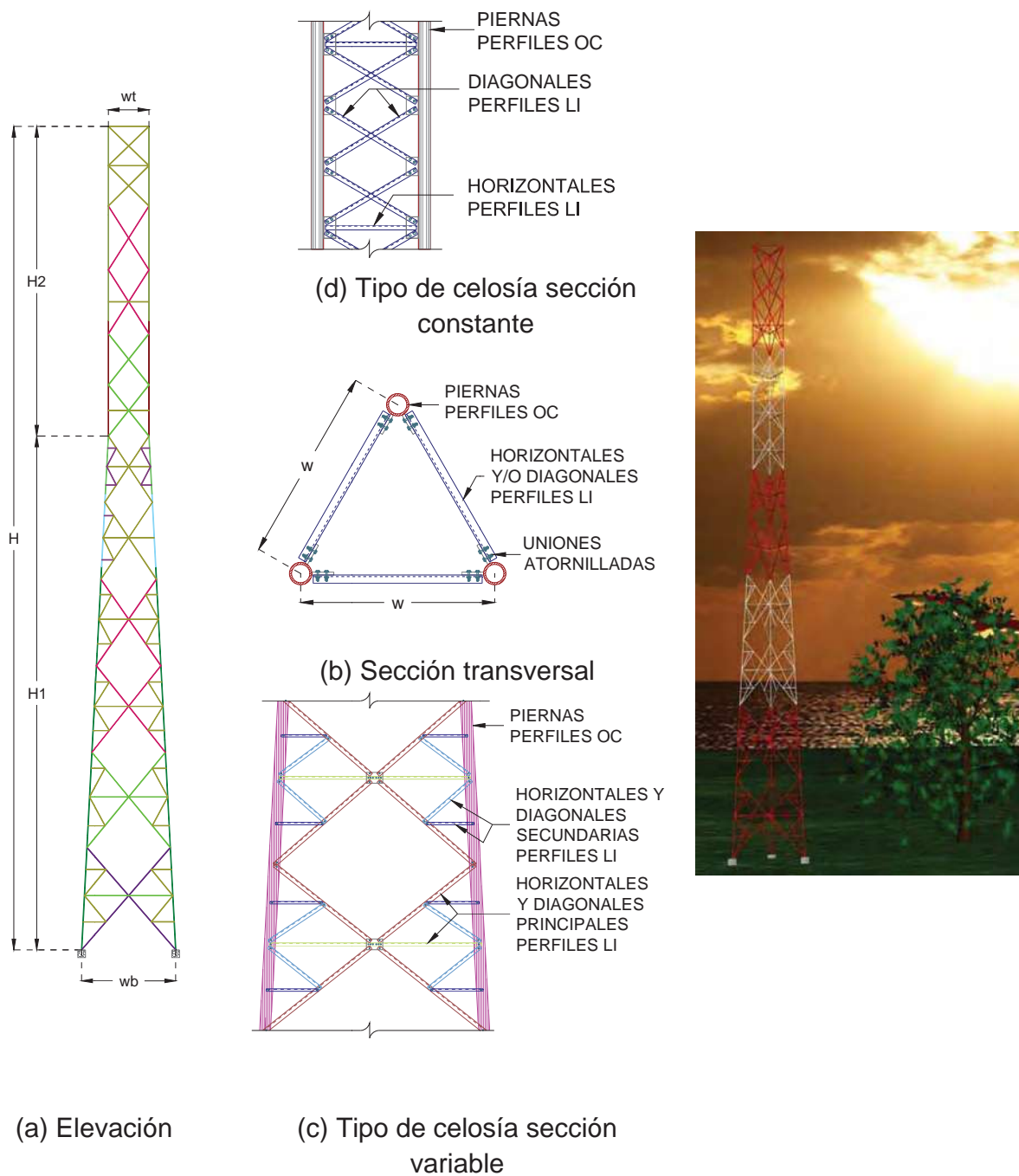
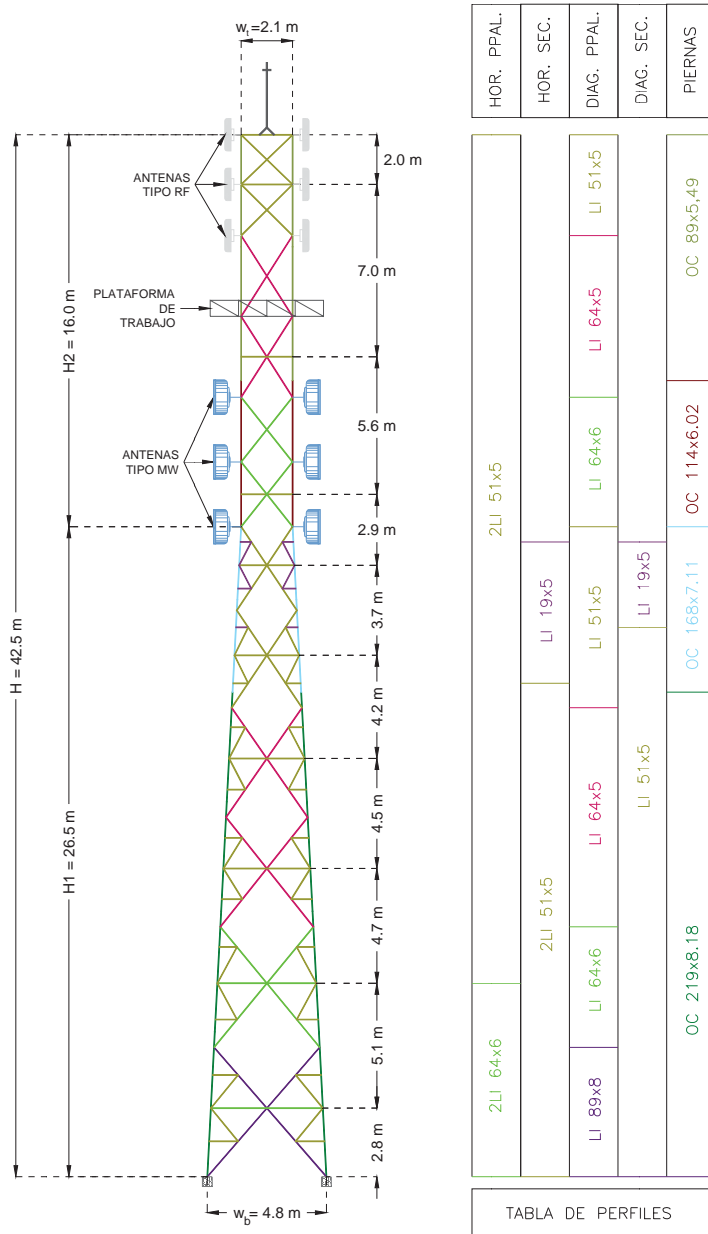


Figura 3.9.2 Torres clasificadas como Tipo 7

En las memorias de cálculo que forman la base de datos se consideran instalados accesorios en forma similar que las torres tipo 4, de estos 9 son antenas tipo RF, una plataforma de trabajo y 9 antenas tipo MW.

De las torres clasificadas como Tipo 7 se realizó el modelo numérico de 12 de ellas. Los datos geométricos de los modelos analizados se presenta en la Tabla 3.9.1,

en donde  $H$  (m) es la altura total de la torre,  $w_b$  (m) es al ancho en la base de la torre y  $w_t$  (m) es el ancho de la torre en la parte superior (Figura 3.9.3c).



(c) Estructuración de la torre



(a) Panorámica de una torre



(b) Extremo superior de la torre

Figura 3.9.3 Torres de comunicación con sección transversal triangular (Tipo 7)

En los modelos numéricos realizados se consideraron instalados los accesorios de trabajo, es decir: 9 antenas del tipo RF de 40 kgf (392.28 N) cada una, colocadas en cada vértice y del extremo superior hacia abajo en cada nodo que delimita los paneles

de la torre. Abajo de las antenas tipo RF se colocó la plataforma de trabajo y por debajo de ésta se ubicaron 9 antenas tipo MW de 70 kgf (686.49 N) colocadas una en cada vértice y hacia abajo en cada nodo que delimita los paneles de la torre. Se consideró esta distribución y número de antenas debido a que es común en la práctica profesional.

Tabla 3.9.1 Datos de las torre tipo analizadas

<i>NOMBRE</i>	<i>H</i> (m)	<i>H1</i> (m)	<i>W<sub>b</sub></i> (m)	<i>W<sub>t</sub></i> (m)
Veintiocho	30	24.00	2.55	1.30
Maravatio_Mich_Cerro_de_Enmedio	31	24.00	4.00	1.50
Atlas	32	2.67	3.30	1.20
Michoacan_Las Cabras	32	24.00	4.00	1.50
Edo de Mexico_Jardines de Mty	36	24.00	4.85	1.80
Las Gardenias	43	6.34	4.77	1.00
Saltillo_Coahuila_Calle Mexico	49	42.00	5.70	1.50
Chamapal	51	42.00	1.75	0.65
HIHI_HUICHAPAN	54	48.00	7.60	1.80
Huitzuco	60	54.00	8.50	1.80
Guadalajara_Canada	66	66.00	9.15	2.00
QRXC_XCARET	75	72.00	10.75	1.60

Las líneas de conducción y control de señal que comunican a las antenas con la caseta de control se sostienen mediante una cama guía instalada a todo lo alto de la torre por una de sus caras con un peso de 29.63 kgf/m (290.58 N/m) y en cada vértice de una de las caras de la torre se colocó un antena con peso de 14.81 kgf/m (145.29 N/m).

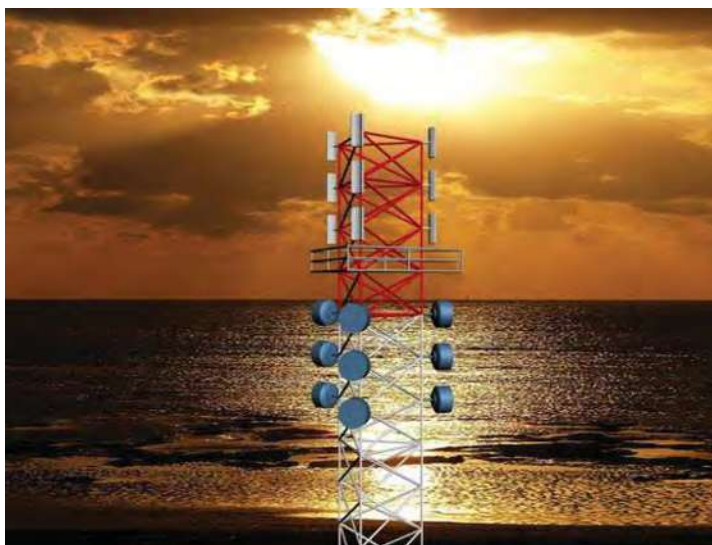


Figura 3.9.4 Antenas y plataforma de trabajo en las torres tipo 7

En la Tabla 3.9.2 se resumen los valores del periodo de vibrar fundamental de las torres con y sin accesorios de trabajo. En dicha tabla,  $H(m)$  es la altura total de la torre,  $T_{1c}$  (s) es el periodo fundamental de la torre con accesorios y  $T_{1s}$  (s) es el periodo fundamental de la torre sin accesorios; y  $T_{1c}/T_{1s}$  (es la relación entre ambos periodos.

Tabla 3.9.2 Características dinámicas de las torres analizadas

NOMBRE	$H$ (m)	$H_I$ (m)	$T_{1c}$ (s)	$T_{1s}$ (s)	$T_{1c}/T_{1s}$ (s)	$\beta$
Veintiocho	30.00	24.00	0.49	0.38	1.29	1.94
Maravatio_Mich_Cerro_de_Enmedio	31.00	24.00	0.62	0.38	1.63	2.20
Atlas	32.00	2.67	0.79	0.55	1.44	2.00
Michoacan_Las Cabras	32.00	24.00	0.56	0.45	1.24	2.20
Edo de Mexico_Jardines de Mty	36.00	24.00	0.72	0.50	1.44	2.20
Las Gardenias	43.00	6.34	0.63	0.45	1.40	2.20
Saltillo_Coahuila_Calle Mexico	49.00	42.00	0.61	0.49	1.24	2.05
Chamapal	51.00	42.00	0.97	0.78	1.24	2.00
HIHI_HUICHAPAN	54.00	48.00	0.67	0.52	1.29	2.30
Huitzuco	60.00	54.00	0.76	0.56	1.36	2.00
Guadalajara_Canada	66.00	66.00	0.86	0.69	1.25	2.05
QRXC_XCARET	75.00	72.00	0.91	0.77	1.18	2.30
Máximos:	75.00	72.00	0.97	0.78	1.63	2.30
Mínimos	30.00	2.67	0.49	0.38	1.18	1.94
Promedio	46.58	35.75	0.72	0.54	1.33	2.12

En la Tabla 3.9.2 se observa que para las torres con accesorios el periodo más corto es de 0.49 s, mientras que el más largo es de 0.97 s, y el periodo promedio es 0.72 s. Para las torres sin considerar los accesorios el periodo más corto es de 0.38 s y el más largo es de 0.78 s, el promedio es de 0.54 s. El incremento en el periodo debido a la presencia de accesorios varía de un 18% hasta un 63%, la variación promedio es del 33%.

En la Figura 3.9.5 se graficaron los valores del periodo fundamental de la torre con accesorios  $T_{1c}$  y los valores del periodo fundamental de la torre sin accesorios  $T_{1s}$  en función de la altura.

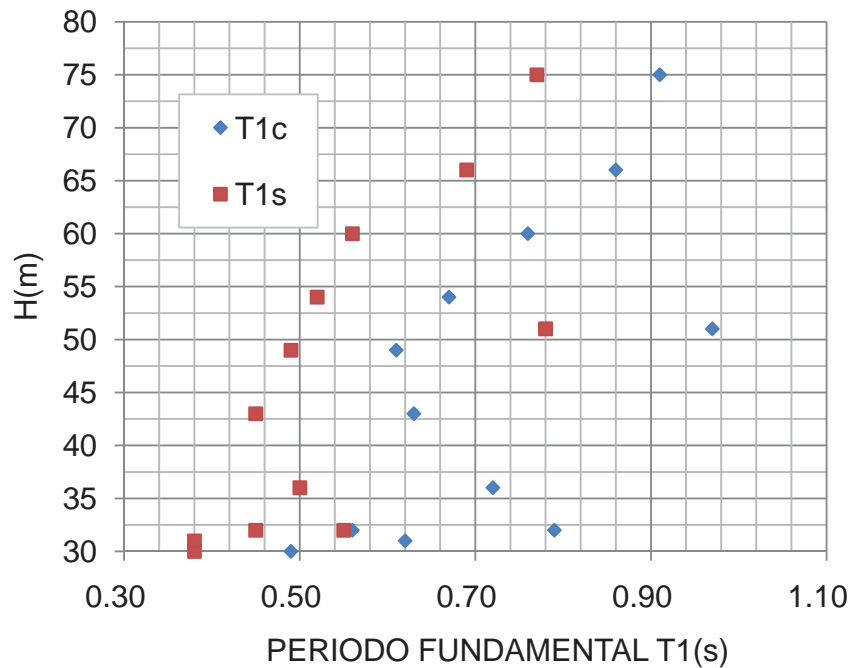


Figura 3.9.5 Relación del periodo con la altura con y sin accesorios

En la Figura 3.9.5 se observa una cierta irregularidad en la relación periodo fundamental ( $T1$ ) – altura ( $H$ ), esta irregularidad es originada por la forma en que están estructuradas las torres que integran esta base de datos. Por lo anterior no fue posible establecer modelos matemáticos que representen las características dinámicas de este tipo de torres.

### 3.10 PROPIEDADES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS DE LAS TORRES TIPO 8

De la base de datos formada por 214 planos de torres construidas en México, 7 se clasificaron como Tipo 8 (Figura 3.10.1), éstas tienen alturas desde 30 m hasta 61 m, las torres que se construyen con mayor frecuencia tienen 42 m de alto, el número de torres con altura igual o mayor a 42 m es 5, mientras que el número de torres con altura menor a 42 m es 2.

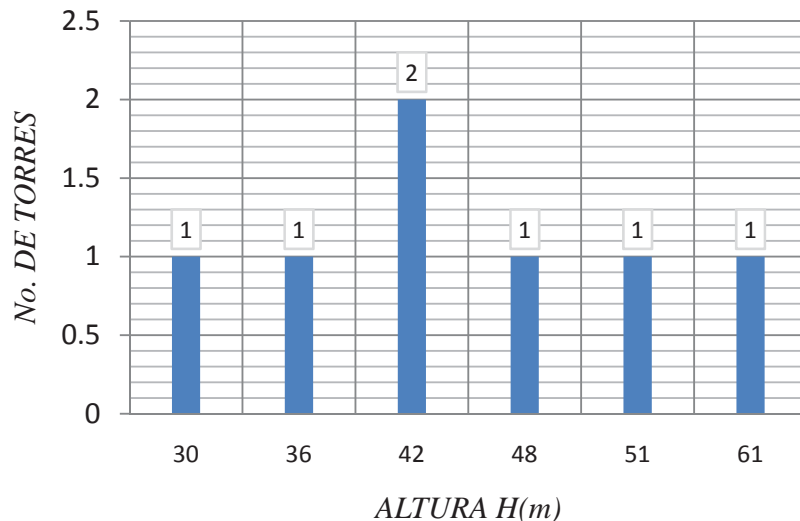


Figura 3.10.1 Relación número de torres –altura, Tipo 8

En la figura 3.10.2 se muestra la geometría de las torres clasificadas como tipo 8, las cuales tienen sección transversal variable a todo lo largo de su altura (Figura 2.4.1c), su sección transversal es triangular (Figura 2.4.2c) con perfiles estructurales OC en las piernas y en las cuerdas horizontales y diagonales perfiles son LI. La celosía es en zigzag doble en forma de cruz y horizontales conteniendo más de una cruz (Figura 2.4.4b).



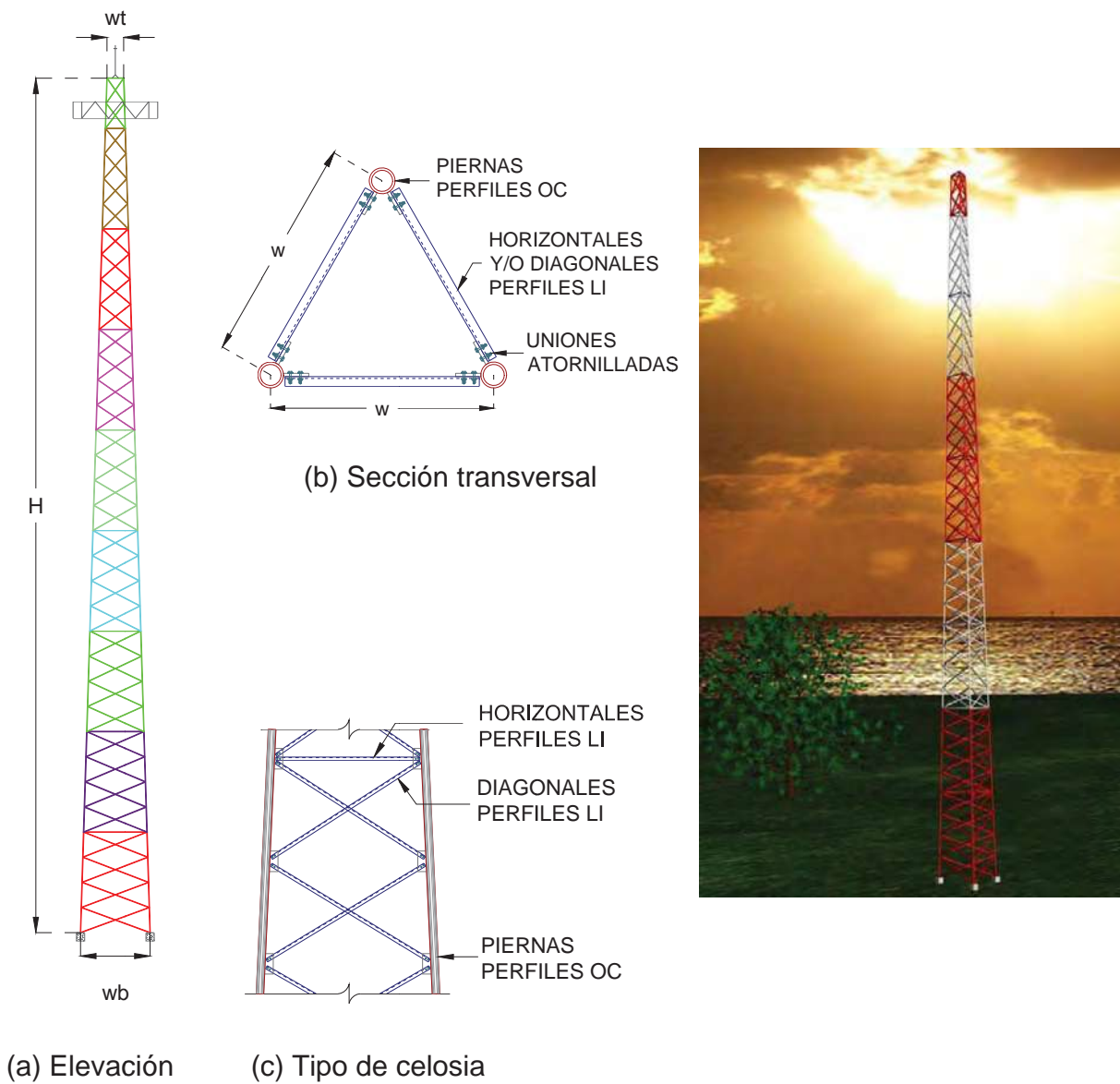
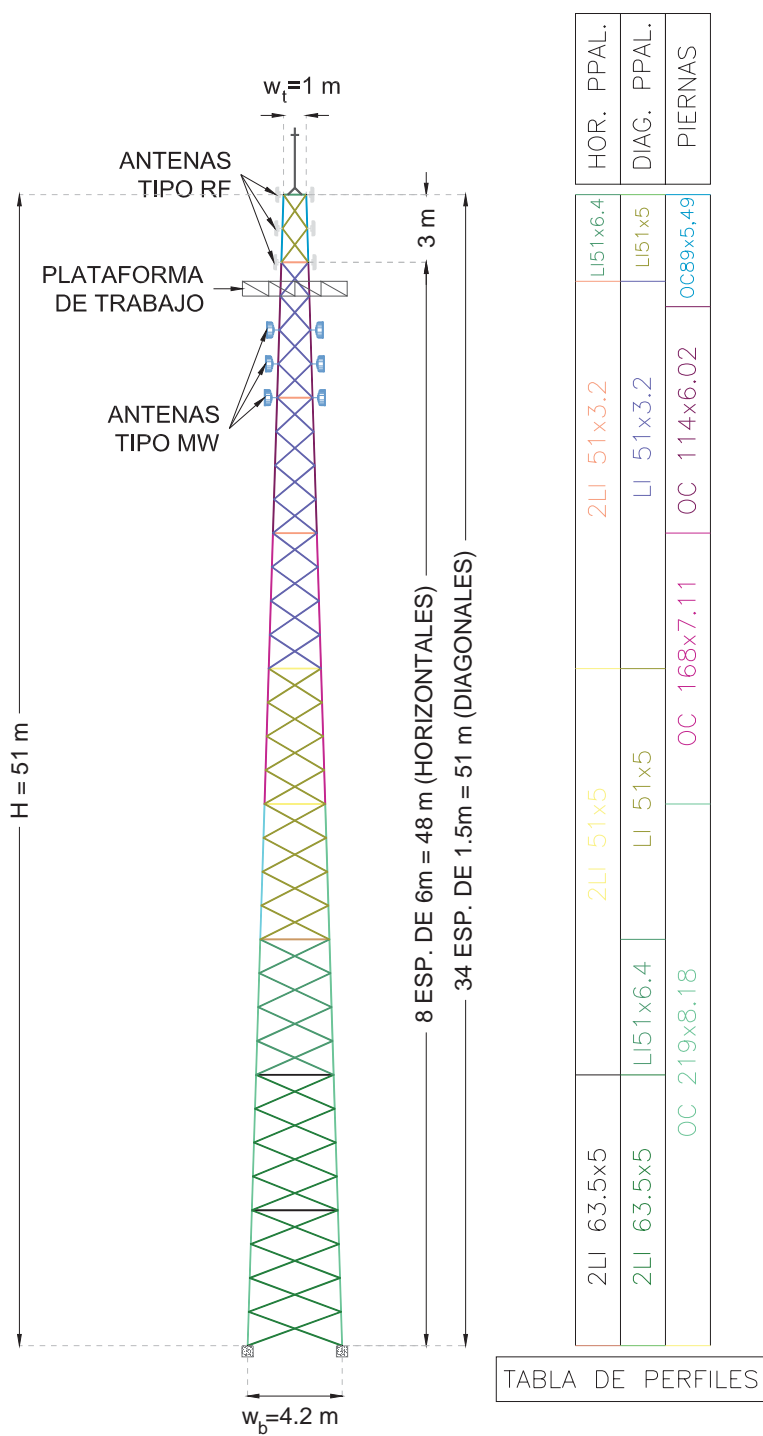


Figura 3.10.2 Torres clasificadas como Tipo 8

En las memorias de cálculo de la base de datos se consideran instalados accesorios en forma similar que las torres tipo 4, de estos 9 son antenas tipo RF, una plataforma de trabajo y 9 son antenas tipo MW.

De las torres clasificadas como Tipo 8 se realizó el modelo numérico de las 7 existentes en la base de datos. Los datos geométricos de los modelos analizados se presenta en la Tabla 3.10.1, en donde  $H$  (m) es la altura total de la torre,  $w_t$  (m) es el ancho en la parte superior de la torre y  $w_b$  (m) es el ancho de la torre en la parte inferior (Figura 3.10.3c).

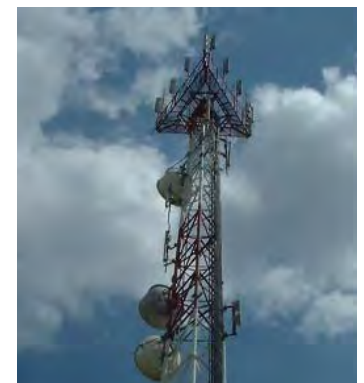




(c) Estructuración de la torre



(a) Panorámica de una torre



(b) Extremo superior de la torre

Figura 3.10.3 Torres de comunicación con sección transversal triangular (Tipo 8)

En los modelos numéricos realizados se consideraron instalados los accesorios de trabajo, es decir, 9 antenas del tipo RF con 40 kgf (392.28 N) cada una, colocadas

en cada vértice y del extremo superior hacia abajo en cada nodo que delimita los paneles de la torre. Abajo de las antenas tipo RF se colocó la plataforma de trabajo y por debajo de ésta se ubicaron 9 antenas tipo MW de 70 kgf (686.49 N) colocadas una en cada vértice y hacia abajo en cada nodo que delimita los paneles de la torre.

Tabla 3.10.1 Datos de las torre tipo analizadas

<i>NOMBRE</i>	<i>H</i> ( <i>m</i> )	<i>w<sub>b</sub></i> ( <i>m</i> )	<i>w<sub>t</sub></i> ( <i>m</i> )
Los riscos	30.00	2.60	1.30
Poza verde	36.00	2.90	0.65
SI1941_Cano	42.00	4.30	1.20
San Luis Potosi_Alamitos	42.00	5.70	1.57
Alchichica	48.00	4.68	0.84
SI6135_Corerepe	51.00	4.15	1.00
Veracruz_Tinajas	60.65	7.45	1.20

Las líneas de conducción y control de señal que comunican a las antenas con la caseta de control se sostienen mediante una cama guía instalada a todo lo alto de la torre por una de sus caras con un peso de 29.63 kgf/m (290.58 N/m), y en cada vértice de una de las caras de la torre se colocó un antena con peso de 14.81 kgf/m (145.29 N/m).

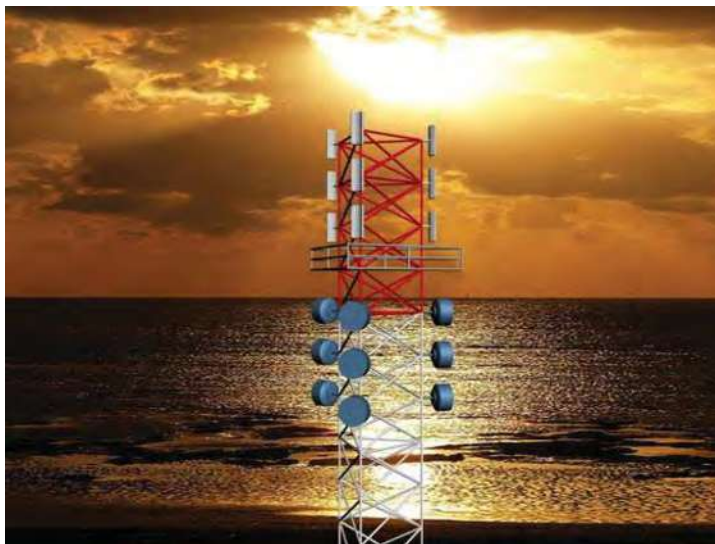


Figura 3.10.4 Antenas y plataforma de trabajo en las torres Tipo 8

En la Tabla 3.10.2 se resumen los valores del periodo de vibrar fundamental de las torres con y sin accesorios. En dicha tabla,  $H(m)$  es la altura total de la torre,  $T_{1c} (s)$  es el periodo fundamental de la torre con accesorios y  $T_{1s} (s)$  es el periodo fundamental de la torre sin accesorios; y  $T_{1c}/T_{1s}$  es la relación entre ambos periodos.

Tabla 3.10.2 Características dinámicas de las torres modeladas

NOMBRE	H (m)	T1c (s)	T1s (s)	T1c/T1s (s)	$\beta$
Los riscos	30.00	0.43	0.32	1.34	1.85
Poza verde	36.00	0.58	0.46	1.26	1.9
SI1941_Cano	42.00	1.17	0.78	1.50	2
San Luis Potosi_Alamitos	42.00	0.49	0.41	1.20	1.95
Alchichica	48.00	1.05	0.74	1.42	2.2
SI6135_Corerepe	51.00	0.90	0.67	1.34	2
Veracruz_Tinajas	60.65	0.62	0.53	1.17	1.95
Máximos:	60.65	1.17	0.78	1.50	2.20
Mínimos	30.00	0.43	0.32	1.17	1.85
Promedio	44.24	0.75	0.56	1.32	1.98

En la Tabla 3.10.2 se observa que para las torres con accesorios el periodo más corto es de 0.43 s, mientras que el más largo es de 1.17 s, y el periodo promedio es 0.75 s. Para las torres sin considerar los accesorios el periodo más corto es de 0.32 s y el más largo es de 0.78 s, el promedio es de 0.56 s. El incremento en el periodo debido a la presencia de accesorios varía de un 17% hasta un 50%, la variación promedio es del 32%.

En la Figura 3.10.5 se graficaron los valores del periodo fundamental de la torre con accesorios  $T1_c$  y los valores del periodo fundamental de la torre sin accesorios  $T1_s$ , ambos en función de la altura de la torre

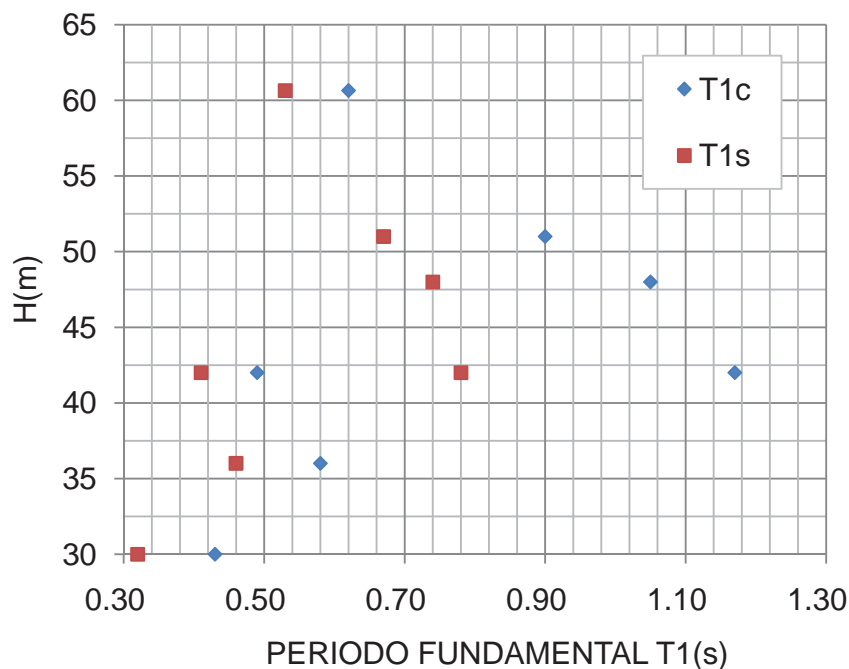


Figura 3.10.5 Relación del periodo con la altura con y sin accesorios

En la Figura 3.10.5 se observa cierta irregularidad en la relación periodo fundamental ( $T_1$ ) – altura ( $H$ ), esta irregularidad es originada por la forma en que están estructuradas las torres que integran esta base de datos. Por lo anterior no fue posible establecer modelos matemáticos que representen las características dinámicas de este tipo de torres.

**CAPÍTULO 4**

**RESPUESTA DINÁMICA DE TORRES AUTOSOPORTADAS DE  
CELOSÍA**

## 4.1. INTRODUCCIÓN

En el diseño estructural es importante considerar las fuerzas que el viento ejerce sobre las estructuras, para determinar esas fuerzas, en diferentes partes del mundo se han desarrollado códigos de diseño, en la República Mexicana, particularmente en la Comisión Federal de Electricidad en el Manual de Diseño de Obras Civiles de 1993 (MDOC-1993), se plantea un método para determinar las fuerzas por viento para las que se deberán de diseñar diferentes tipos de estructuras, la determinación de las fuerzas de diseño por viento son función de características físicas y climatológicas del sitio de desplante y de características propias de la estructura, en el tema 4.2 se describe el procedimiento planteado en el MDOC-1993 para determinar las fuerzas por viento para las que se deben diseñar las torres autosoportadas de celosía.

## 4.2. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE LA CFE MDOC-1993

Se proponen tres procedimientos de análisis para evaluar sobre las estructuras las fuerzas por la acción del viento.

El primero llamado análisis estático, que se aplica a estructuras o elementos estructurales suficientemente rígidos, que no sean sensibles a los efectos dinámicos del viento.

El segundo llamado Análisis Dinámico, se aplica a estructuras que por su geometría y estructuración son sensibles a los efectos dinámicos del viento originados por la interacción con la estructura.

Un tercer procedimiento para evaluar la acción del viento sobre las construcciones consiste en llevar a cabo pruebas experimentales de modelos en túnel de viento. Se aplica a estructuras con geometría marcadamente diferente de las formas comunes.

En la figura 4.2.1 se muestra un diagrama de flujo de los pasos a seguir para evaluar las cargas ocasionadas por la acción del viento y que deberán considerarse en el diseño de estructuras resistentes a dicha acción.

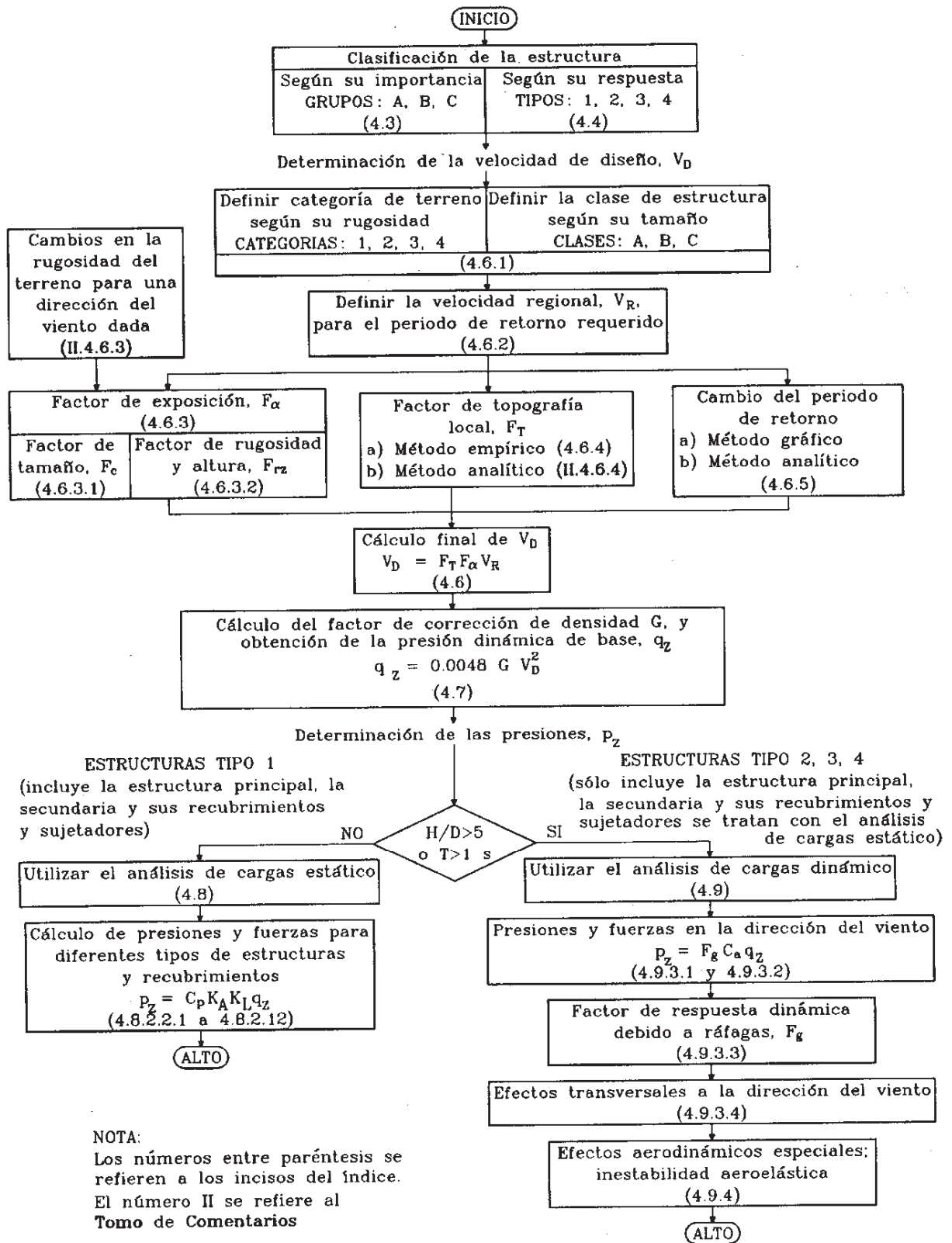


Figura 4.2.1 Diagrama de flujo del procedimiento para obtener las cargas por viento

### 4.3. CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU IMPORTANCIA

Las estructuras se clasifican grupos según su importancia en:

- Grupo A ) Estructuras con un grado de seguridad elevado. Estructuras cuya falla: genere una pérdida elevada de vidas, genere pérdidas económicas importantes, estructuras que almacenen sustancias peligrosas, estructuras cuyo funcionamiento sea imprescindible antes y después de tormentas fuertes de viento.
- Grupo B ) Estructuras con un grado de seguridad moderado. Estructuras que representa un riesgo bajo de pérdida de vidas y que generen daños materiales moderados, como plantas industriales, bodegas, casas, multifamiliares, hoteles, salas de reuniones ó de espectáculos.
- Grupo C ) Estructuras con grado de seguridad bajo. La falla de estas no implica consecuencias graves, y no implica daños en estructuras del grupo A o B, por ejemplo, bodegas provisionales, carteles, muros aislados, cancelería y elementos estructurales de fachadas que no sean de riesgo para la pérdida de vidas humanas.

Las torres de celosía autoportadas para la transmisión de telecomunicación se clasifican dentro del grupo A, ya que es importante que ante una tormenta (cyclón, huracán o tornado) sigan funcionando, para poder coordinar las tareas de reacción ante contingencias para auxiliar a la población.

### 4.4. CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU RESPUESTA ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO

De acuerdo a la respuesta ante los efectos del viento, las estructuras se clasifican en:

- Tipo 1) Estructuras poco sensibles a los efectos del viento. Estas estructuras tienen una relación de aspecto ( $\gamma = \text{altura} / \text{menor dimensión}$ ),  $\gamma \leq 5$ , tienen un periodo de vibrar menor o igual a 1 segundo.
- Tipo 2) Estructuras que por su alta relación de aspecto ( $\gamma \geq 5$ ) son sensibles a ráfagas de corta duración (entre 1 y 5 segundos), por su largo periodo de vibrar ( $T \geq 1$  s.), favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes en la dirección del v.
- Tipo 3) Son estructuras que además de tener las características de las tipo 2, presentan oscilaciones importantes, transversales a la dirección del viento provocada por la aparición de vórtices o remolinos con ejes paralelos a la dirección del viento.
- Tipo 4) Estructuras que por su largo periodo de vibrar presentan problemas aerodinámicos especiales.



Las torres de celosía autoportadas para la transmisión de telecomunicación se clasifican dentro de las tipo 2, ya que varias de ellas tienen una relación de aspecto mayor que 5, y periodos iguales o mayores que un segundo, lo que las hace sensibles a la acción del viento.

#### 4.5. CATEGORÍAS DE TERRENOS Y CLASE DE ESTRUCTURAS

En los dos procedimientos de análisis eólico intervienen factores que son función de la topografía, de las condiciones de exposición locales del sitio de desplante, y del tamaño de la estructura

En la tabla 4.5.1 se consignan cuatro categorías de terrenos atendiendo al grado de rugosidad que se presenta alrededor de la zona de desplante.

Tabla 4.5.1 categoría del terreno según su rugosidad

CAT.	DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS	LIMITACIONES
1	Terreno abierto, prácticamente plano y sin obstrucciones	Franjas costeras planas, zonas de pantanos, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivo sin setos o bardas alrededor, superficies nevadas planas.	La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m ó 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, árboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones tienen alturas de 1.5 a 10 m, en una longitud mínima de 1500 m.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las casas y viviendas.	Las obstrucciones presentan alturas de 3 a 5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m ó 10 veces la altura de la construcción, la que sea mayor.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50% de los edificios tiene una altura mayor que 20 m. Las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser la mayor entre 400 m y 10 veces la altura de la construcción.

La tabla 4.5.2 clasifica a las estructuras de acuerdo con su tamaño y a los elementos que forman parte de ellas en tres clases.

En la dirección del viento que se esté analizando, el terreno inmediato a la estructura deberá presentar la misma rugosidad (categoría), cuando menos en una distancia denominada longitud mínima de desarrollo, la cual se describe en la tabla 4.5.1 para cada categoría de terreno. Cuando no exista esta longitud mínima, el factor de exposición  $F_{\alpha}$ , definido en el tema 4.6, deberá modificarse para tomar en cuenta este hecho. En este caso, el diseñador podrá seleccionar entre las categorías de los terrenos que se encuentren en una dirección de análisis dada, la que provoque los efectos más desfavorables y determinar el factor de exposición para tal categoría, o seguir un procedimiento analítico más refinado.

Tabla 4.5.2 clase de estructura según su tamaño

CLASE	DESCRIPCIÓN
A	Todo elemento de recubrimiento de fachadas, de ventanerías y de techumbres y sus respectivos sujetadores. Todo elemento estructural aislado, expuesto directamente a la acción del viento. Asimismo, todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea menor que 20 metros.
B	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, varíe entre 20 y 50 metros.
C	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea mayor que 50 metros.

#### 4.6. DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE DISEÑO $V_D$

La velocidad de diseño se determina con la ecuación:

$$V_D = F_T F_{\alpha} V_R \quad (4.6.1)$$

en donde  $F_T$  es el factor de topografía,  $F_{\alpha}$  es función del efecto combinado de las características de exposición y  $V_R$  es la velocidad regional.

La velocidad regional  $V_R$ , es la máxima velocidad media probable de presentarse con cierto periodo de recurrencia en una determinada región del país, su determinación consideró condiciones homogéneas que corresponden a una altura de 10 m sobre la superficie del suelo en terreno categoría 2 de acuerdo a la tabla 4.5.1 y se asocia a un tiempo de promediación de ráfaga de 3 segundos. En las Figuras 4.6.1, 4.6.2 y 4.6.3 se muestran los mapas de Isotacas para periodos de retorno de 200, 50 y 10 años. Para determinar las velocidades regionales se realizaron análisis estadísticos de los registros de velocidades que se tienen en las estaciones meteorológicas del país.

En la tabla 4.6.1 se especifica el periodo de retorno de diseño de las estructuras dependiendo de su importancia, los mapas de isotacas de las Figuras 4.6.1, 4.6.2 y 4.6.3 fueron graficados para las relaciones mostradas en esta tabla.

Tabla 4.6.1 periodo de retorno  $T_r$

GRUPO	GRADO DE SEGURIDAD	RIESGO DE PERDIDA DE VIDAS	$T_R$
A	Alto	Alto	200
B	Moderado	Bajo	50
C	Bajo	No hay riesgo	10

Las velocidades regionales se ven afectadas por condiciones de topografía y factores de rugosidad con la altura.

El factor de exposición  $F_\alpha$  refleja la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura, considera también el tamaño de la construcción, los elementos de recubrimiento y las características de exposición, se calcula con:

$$F_\alpha = F_C F_{rz} \quad (4.6.2)$$

en donde  $F_C$  es el factor de tamaño y se obtiene de la Tabla 4.6.2.

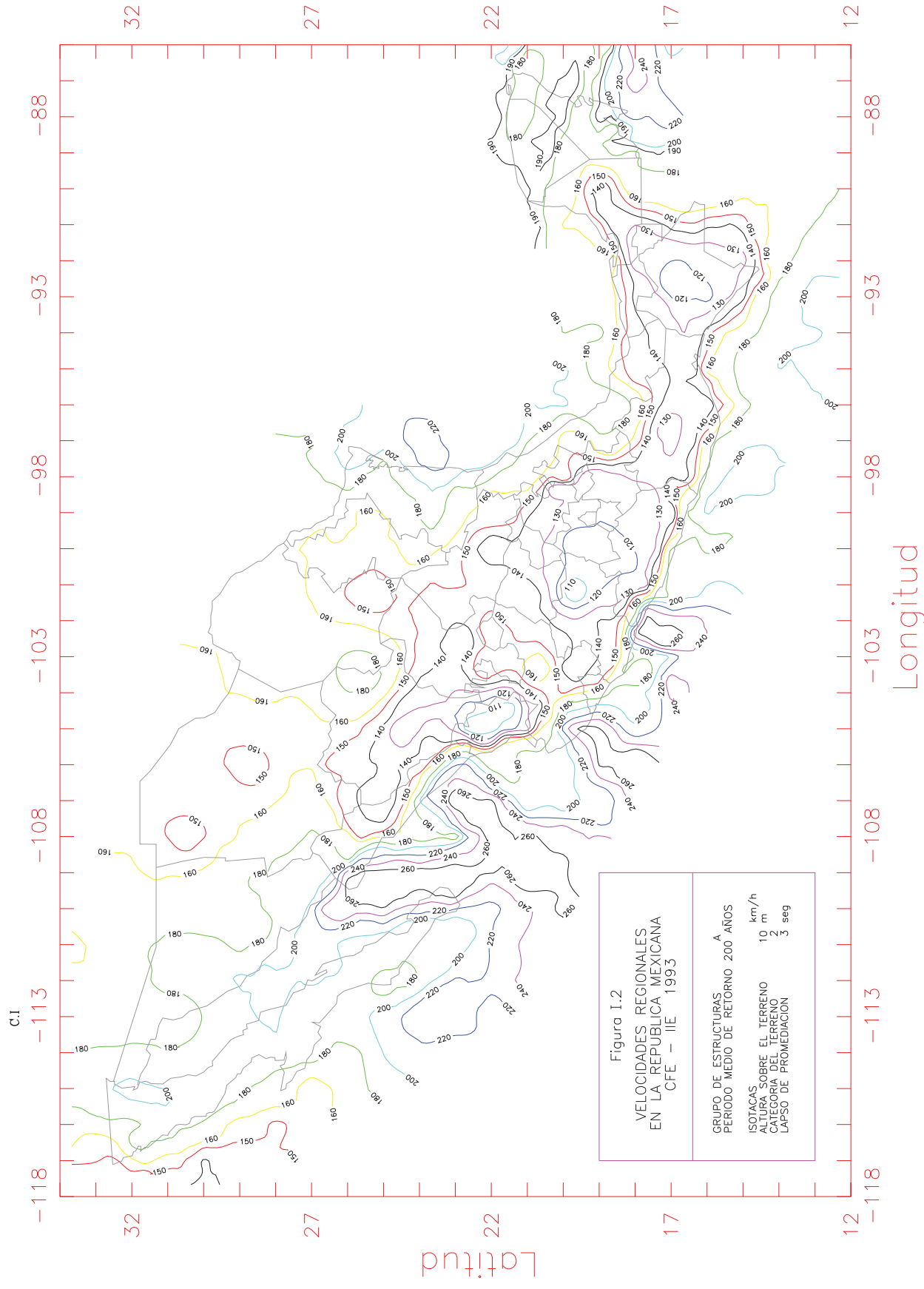


Figura 4.6.1 Velocidades regionales en la República Mexicana CFE-IIE 1993, grupo de estructuras A

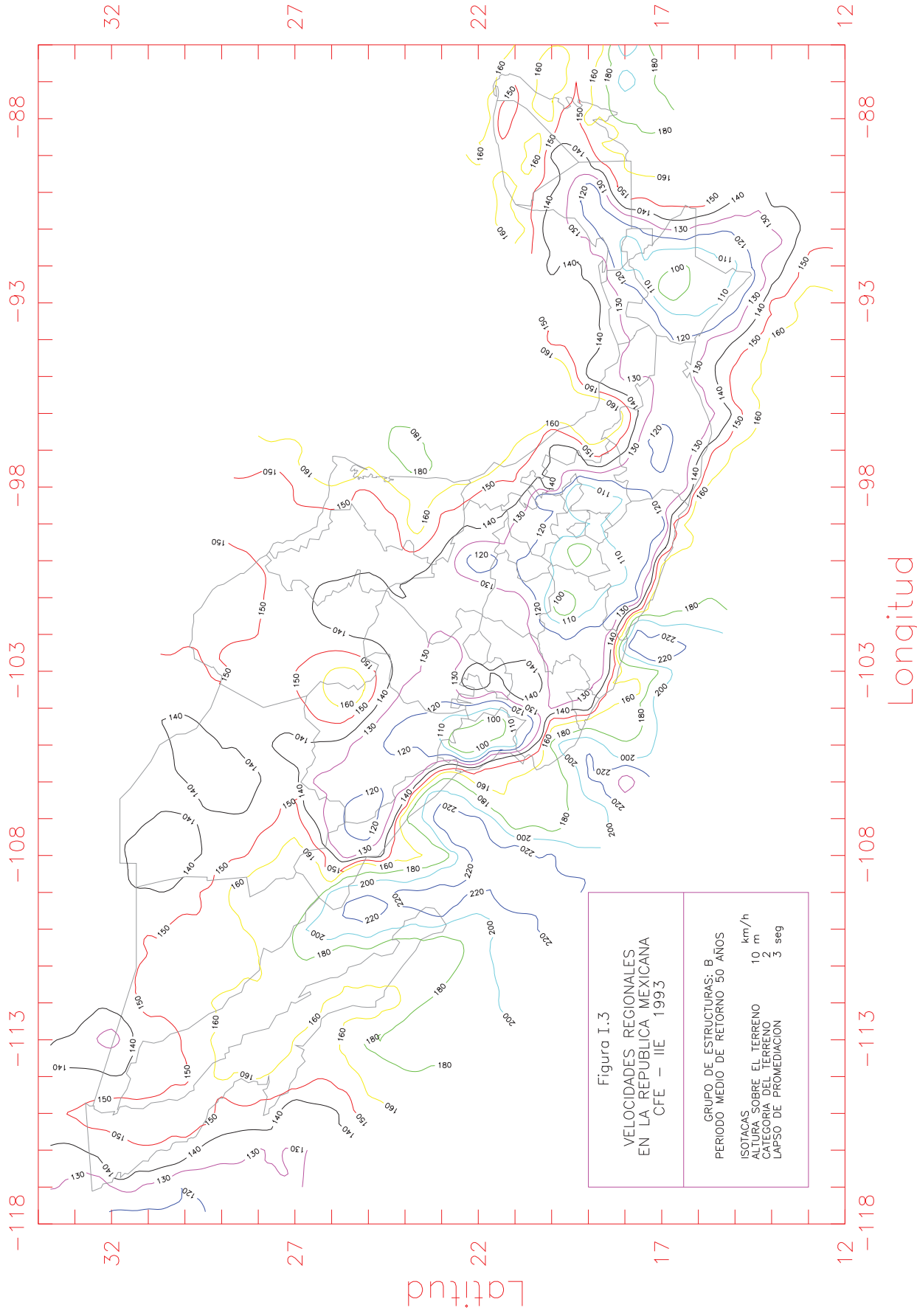


Figura 4.6.2 Velocidades regionales en la República Mexicana CFE-IIE 1993, grupo de estructuras B

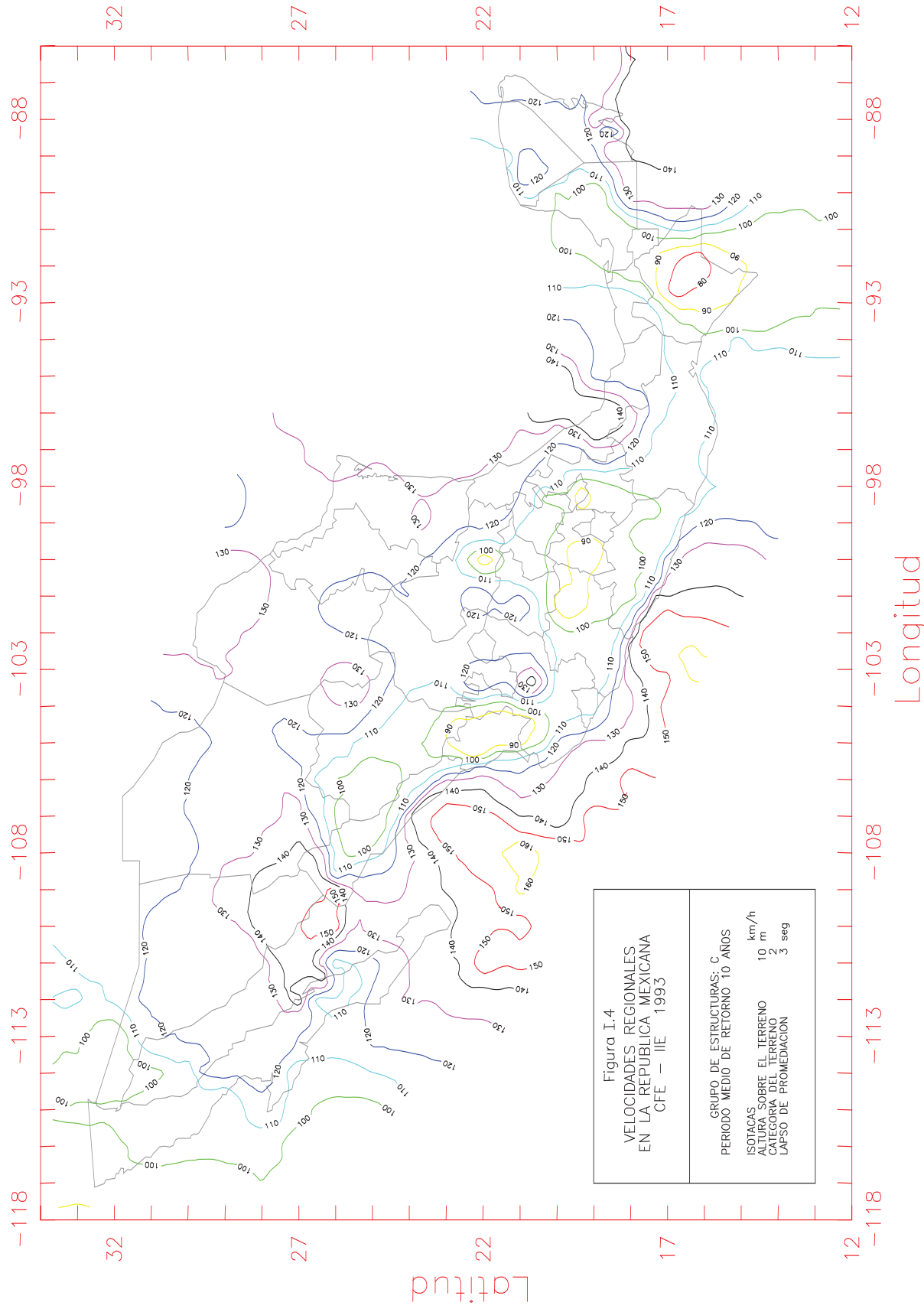


Figura 4.6.3 Velocidades regionales en la República Mexicana CFE-IIE 1993, grupo de estructuras C

Tabla 4.6.2 factor de tamaño,  $F_C$

Clase de estructura	$F_C$
A	1.00
B	0.95
C	0.90

$F_{rz}$ , es el factor de rugosidad y altura y se determina de acuerdo a:

$$F_{rz} = 1.56 \left[ \frac{10}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{si } z \leq 10 \quad (4.6.3)$$

$$F_{rz} = 1.56 \left[ \frac{z}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{si } 10 < z < \delta \quad (4.6.4)$$

$$F_{rz} = 1.56 \quad \text{si } z \geq \delta \quad (4.6.5)$$

en donde  $z$  es la altura a la que se determina la velocidad de diseño y se mide a partir del nivel del suelo en que se desplanta la estructura,  $\delta$  es la altura gradiente, medida a partir del nivel del suelo y por encima de ella la variación de la velocidad no es importante y se puede considerar constante;  $\alpha$  es el exponente (adimensional) que determina la forma en que varia la velocidad del viento con la altura.

Los coeficiente  $\delta$  y  $\alpha$  se toman de la Tabla 4.6.3

Tabla 4.6.3 valores de  $\alpha$  y  $\delta$

Categoría de terreno	$\alpha$			$\delta$ (m)
	Clase de estructura			
	A	B	C	
1	0.099	0.101	0.105	245
2	0.128	0.131	0.138	315
3	0.156	0.160	0.171	390
4	0.170	0.177	0.193	455

El factor de topografía  $F_T$  considera las condiciones topográficas del sitio de desplante de la estructura y se determina de acuerdo a la Tabla 4.6.4

Tabla 4.6.4 factor de topografía local,  $F_T$

Sitios	Topografía	$F_T$
Protegidos	Base de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento.	0.8
	Valles cerrados.	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes con pendientes menores que 5%.	1.0
Expuestos	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10%, valles abiertos y litorales planos.	1.1
	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores que 10%, cañadas cerradas y valles que formen un embudo o cañón, islas.	1.2

#### 4.7. PRESIÓN DINÁMICA DE BASE $q_z$

La presión que el viento ejerce sobre una superficie plana perpendicular al flujo se le denomina presión dinámica de base y se determina con:

$$q_z = \left(\frac{1}{2}\rho\right)GV_D^2 \tag{4.7.1}$$

$q_z$  es la presión dinámica de base a una altura  $z$ ,  $\rho$  es la densidad del aire a nivel del mar y a 15°C ( $\rho=1.2255 \text{ kg}_m/\text{m}^3$ ),  $G$  es el factor de corrección por temperatura y altura respecto al nivel del mar (adimensional),  $V_D$  es la velocidad de diseño.

Para convertir  $\rho$  a  $\text{kg}_f$  dividimos entre  $9.81\text{m/s}^2$ , como la velocidad de diseño  $V_D$ , está en  $\text{km/h}$ , necesitamos convertirla a  $\text{m/s}$  para ser consistente con las unidades, entonces se realiza la siguiente operación:

$$q_z = \left(\frac{1}{2}1.2255 \frac{\text{kg}_m}{\text{m}^3} \frac{1}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}\right) \left(\frac{1000^2}{3600^2} \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2}\right) GV_D^2$$

$$q_z = 0.0048 GV_D^2 \tag{4.7.2}$$



en donde  $G$  es adimensional,  $V_D$  en  $km/h$ , y  $q_z$  en  $\frac{kg_f}{m^2}$

El valor del factor de corrección  $G$  se determina con,

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau} \quad (4.7.3)$$

en donde  $\Omega$  es la presión barométrica, en mm de  $H_g$  y  $\tau$  es la temperatura ambiental en grados centígrados, la presión barométrica es función de la altura sobre el nivel del mar y se puede tomar de la Tabla 4.7.1

Tabla 4.7.1 relación entre la altitud y la presión barométrica

Altitud (msnm)	Presión barométrica (mm de $H_g$ )
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

#### 4.8. ANÁLISIS ESTÁTICO

Los empujes medios que se evalúan con este procedimiento son aplicables a estructuras Tipo 1 (Capítulo 4.2) poco sensibles a la acción turbulenta del viento con una relación de aspecto ( $\gamma$ =altura / menor dimensión)  $\gamma \leq 5$ , con un periodo de vibrar menor o igual a 1 segundo.

Para torres de celosía que por sus características geométricas y dinámicas se clasifiquen como estructuras Tipo 1, las fuerzas para las que se deberán diseñar se calculan con:

$$F_a = C_a A_z q_z \quad (4.8.1)$$

en donde:

- $F_a$  es la fuerza de arrastre en kg, que actúa paralela a la dirección del viento y es variable con la altura
- $C_a$  es el coeficiente de arrastre en la dirección del flujo del viento, adimensional, y se obtiene de las Tablas 4.8.1, 2 y 3.
- $A_z$  área en  $m^2$ , de los elementos de la cara frontal a una altura  $z(m)$ , proyectada perpendicularmente a la dirección del viento.
- $q_z$  presión dinámica de base en  $kg/m^2$ , del viento a la altura  $z(m)$ , determinada de acuerdo a la sección 4.7.

Para torres de sección transversal triangular equilátera, con elementos de lados planos se considera que el coeficiente de arrastre es constante para cualquier inclinación del viento.

Para torres de sección transversal cuadrada con elementos de lados planos, el coeficiente de arrastre para el viento actuando por una de las esquinas de la torre, se tomará como 1.2 veces el coeficiente de arrastre obtenido para cuando el viento actúa sobre una de las caras.

Tabla 4.8.1,  $C_a$  para torres con sección transversal cuadrada o triangular equilátera con miembros de lados planos

Solidez de la cara frontal ( $\phi$ )	Coeficiente de arrastre ( $C_a$ )	
	Torres de sección cuadrada	Torres de sección triangular equilátera
0.1	3.5	3.1
0.2	2.8	2.7
0.3	2.5	2.3
0.4	2.1	2.1
$\geq 0.5$	1.8	1.9

En las Tablas 4.8.1, 2 y 3:

- $\Phi$  es la relación de solidez definida como el cociente entre el área sólida y el área total encerrada en el panel de la cara frontal. La representación gráfica del área sólida y el área total que intervienen en la relación de solidez para una torre de celosía autosoportada, se muestra en la Figura 4.8.1.
- $b$  es el diámetro promedio de los elementos de sección circular, en metros.
- $V_D$  es la velocidad de diseño del viento en  $m/s$ .

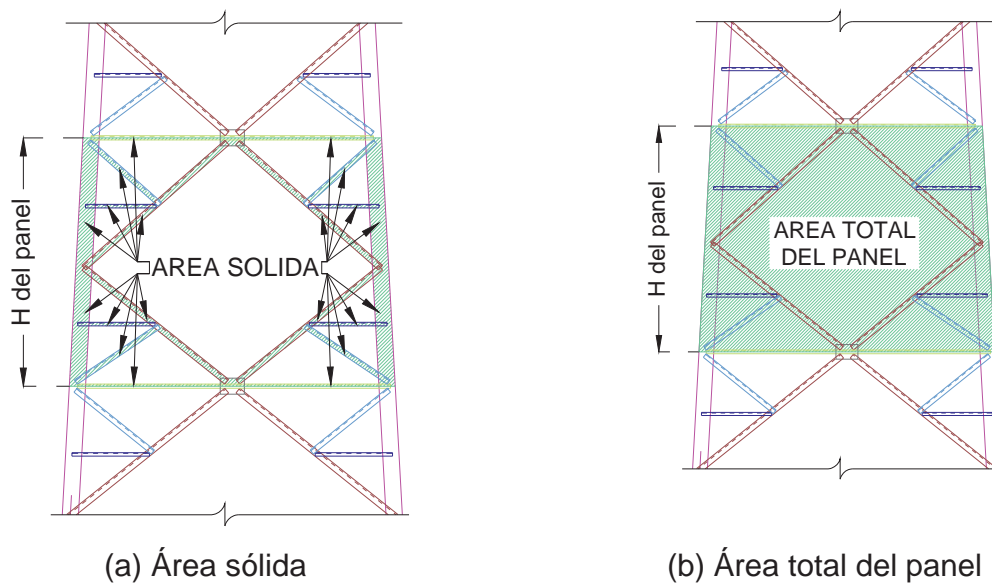
Para los valores intermedios de  $bV_D$  se permite la interpolación lineal.

Tabla 4.8.2,  $C_a$  para torres con sección transversal cuadrada con miembros de sección transversal circular

Solidez de la cara frontal ( $\phi$ )	Coeficiente de arrastre ( $C_a$ )			
	Partes de la torre dentro del flujo subcrítico $bV_D < 3 \text{ m}^2/\text{s}$		Partes de la torre dentro del flujo supercrítico $bV_D \geq 6 \text{ m}^2/\text{s}$	
	Viento sobre una cara	Viento sobre una esquina	Viento sobre una cara	Viento sobre una esquina
0.05	2.4	2.5	1.4	1.2
0.1	2.2	2.3	1.4	1.3
0.2	1.9	2.1	1.4	1.6
0.3	1.7	1.9	1.4	1.6
0.4	1.6	1.9	1.4	1.6
$\geq 0.5$	1.4	1.9	1.4	1.6

Tabla 4.8.3,  $C_a$  para torres con sección transversal triangular equilátera con miembros de sección transversal circular

Solidez de la cara frontal ( $\phi$ )	Coeficiente de arrastre ( $C_a$ )	
	Partes de la torre dentro del flujo subcrítico $bV_D < 3 \text{ m}^2/\text{s}$ (cualquier dirección de viento)	Partes de la torre dentro del flujo supercrítico $bV_D \geq 6 \text{ m}^2/\text{s}$ (cualquier dirección de viento)
0.05	1.8	1.1
0.1	1.7	1.1
0.2	1.6	1.1
0.3	1.5	1.1
0.4	1.5	1.1
$\geq 0.5$	1.4	1.2

Figura 4.8.1 Relación de solidez  $\Phi$ 

#### 4.9. ANÁLISIS DINÁMICO

El procedimiento de análisis dinámico permite evaluar los empujes ocasionados por la interacción entre el flujo del viento y las estructuras (principalmente las estructuras tipo 2 y 3), se utiliza para calcular las cargas por viento sobre estructuras prismáticas sensibles a los efectos dinámicos producidos por la turbulencia del viento. Este procedimiento se aplica en el diseño de estructuras en que la relación de aspecto ( $\gamma$ =altura/menor dimensión en planta)  $\gamma > 5$  y con un periodo de vibrar mayor a 1 segundo.

Para determinar la velocidad  $V_D$ , de diseño se emplea la ecuación 4.3.1, el factor de exposición  $F_a$ , se determina con la ecuación 4.3.2, el factor de tamaño  $F_T$ , necesario para determinar el factor de exposición se toma igual a 1.

Para determinar las presiones y fuerzas de diseño cuando el viento actúa en una dirección dada, se determina por separado para dos direcciones ortogonales; una de ellas será en la que el viento actúa, y la otra transversal a la anterior.

Para calcular las fuerzas de diseño en la dirección del viento, para las estructuras tipo 2 y 3 se consideran 2 componentes: uno medio debido a la acción media del viento asociada a un lapso de promediación de 3 segundos y uno dinámico caracterizado por el valor pico de la acción del viento. Estos dos componentes son considerados implícitamente en el factor de respuesta dinámica debida a ráfagas.

La presión en la dirección del viento se calcula con,

$$p_z = F_g C_a q_z \quad (4.9.1)$$

en donde  $F_g$  es el factor de respuesta dinámica debida a ráfagas (adimensional) y se determina con,

$$F_g = \frac{1}{g^2} [1 + g_p(\sigma/\mu)] \tag{4.9.2}$$

en donde:

$g$  es el factor de ráfaga, variable con la altura  $z$ .

$g_p$  es el factor pico o de efecto máximo de la carga por viento

$\sigma/\mu$  es la relación entre la desviación estándar (raíz cuadrada del valor cuadrático medio) de la carga por viento y el valor medio de la carga por viento.

El factor de ráfaga se calcula de acuerdo a,

$$g = \kappa' \left[ \frac{10}{\delta} \right]^\eta \quad \text{si } z \leq 10 \tag{4.9.3}$$

$$g = \kappa' \left[ \frac{z}{\delta} \right]^\eta \quad \text{si } 10 < z < \delta \tag{4.9.4}$$

$$g = \kappa' \quad \text{si } z \geq \delta \tag{4.9.5}$$

$\kappa'$  y  $\eta$  (adimensionales) dependen de la rugosidad del sitio de desplante,  $\delta$  es la altura gradiente en m, estas variables se obtienen de la Tabla 4.9.1.

Tabla 4.9.1 factores  $\kappa'$ ,  $\eta$ ,  $\delta$ ,  $k_r$  y  $\alpha'$

Categoría	1	2	3	4
$\kappa'$	1.224	1.288	1.369	1.457
$\eta$	-0.032	-0.054	-0.096	-0.151
$\delta$	245	315	390	455
$k_r$	0.06	0.08	0.10	0.14
$\alpha'$	0.13	0.18	0.245	0.31

$\sigma/\mu$  Representa la variación de la carga debida a la turbulencia del viento y se calcula con,

$$\frac{\sigma}{\mu} = \sqrt{\frac{k_r}{C_{\alpha'}} \left[ B + \frac{S E}{\zeta} \right]} \quad (4.9.6)$$

$K_r$  es un factor relacionado con la rugosidad del terreno y se obtiene de la tabla 4.9.1.

El factor  $C_{\alpha'}$  se calcula con,

$$C_{\alpha'} = 3.46(F_T)^2 \left[ \frac{10}{\delta} \right]^{2\alpha'} \quad \text{si } H \leq 10 \quad (4.9.7)$$

$$C_{\alpha'} = 3.46(F_T)^2 \left[ \frac{H}{\delta} \right]^{2\alpha'} \quad \text{si } 10 < H < \delta \quad (4.9.8)$$

$$C_{\alpha'} = 3.46(F_T)^2 \quad \text{si } H \geq \delta \quad (4.9.9)$$

$\alpha'$  se obtiene de la tabla 4.9.1.

$\zeta$  es el coeficiente de amortiguamiento crítico, su valor para construcciones formadas por marcos de acero es igual a 0.01, y para las formadas por marcos de concreto es 0.02.

$B$ , es el factor de excitación de fondo y se calcula con,

$$B = \frac{4}{3} \int_0^{9.14/H} \left( \frac{1}{1 + \frac{xH}{452}} \right) \left( \frac{1}{1 + \frac{xb}{122}} \right) \left( \frac{1}{(1 + x^2)^{\frac{4}{3}}} \right) dx \quad (4.9.10)$$

en donde  $b$  es el ancho de la estructura del lado de barlovento,  $x$  es la frecuencia reducida,  $S$  es el factor de reducción por tamaño y se calcula con,

$$S = \frac{\pi}{3} \left[ \frac{1}{1 + \frac{28.8n_0H}{3V_H'}} \right] \left[ \frac{1}{1 + \frac{36n_0b}{V_H'}} \right] \quad (4.9.11)$$

$E$ , es el factor que representa la relación de la energía de ráfaga con la frecuencia natural de la estructura determinada por,

$$E = \frac{x_0^2}{(1 + x_0^2)^{4/3}} \quad (4.9.12)$$

En donde,

$$x_0 = \frac{4392 n_0}{V'_H} \quad (4.9.13)$$

en donde  $n_0$  es la frecuencia natural de vibración de la estructura en Hz y  $V'_H$  es la velocidad media de diseño del viento en  $km/h$  y se calcula con,

$$V'_H = \frac{1}{g_H} V_H \quad (4.9.14)$$

en donde  $g_H$  es el factor de ráfaga calculado para  $z=H$ ,  $V_H$  es la velocidad de diseño del viento en  $km/h$  calculada en  $z=H$ .

El factor de pico  $g_p$  se calcula con,

$$g_p = \sqrt{2 \ln(3600 \nu)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(3600 \nu)}} \quad (4.9.15)$$

en donde  $\nu$  es el coeficiente de la rapidez de fluctuación promedio, en Hz y se calcula con,

$$\nu = n_0 \sqrt{\frac{S E}{S E + \zeta B}} \quad (4.9.16)$$

El coeficiente de arrastre  $C_a$ , se determina de acuerdo a la sección 4.8

Finalmente las fuerzas sobre la estructura se calcula con,

$$F_a = P_z A_z \quad (4.9.17)$$

El valor de las variables  $B$ ,  $S$ ,  $E$ , y  $g_p$  se pueden determinar también de las gráficas de la Figura 4.9.1.

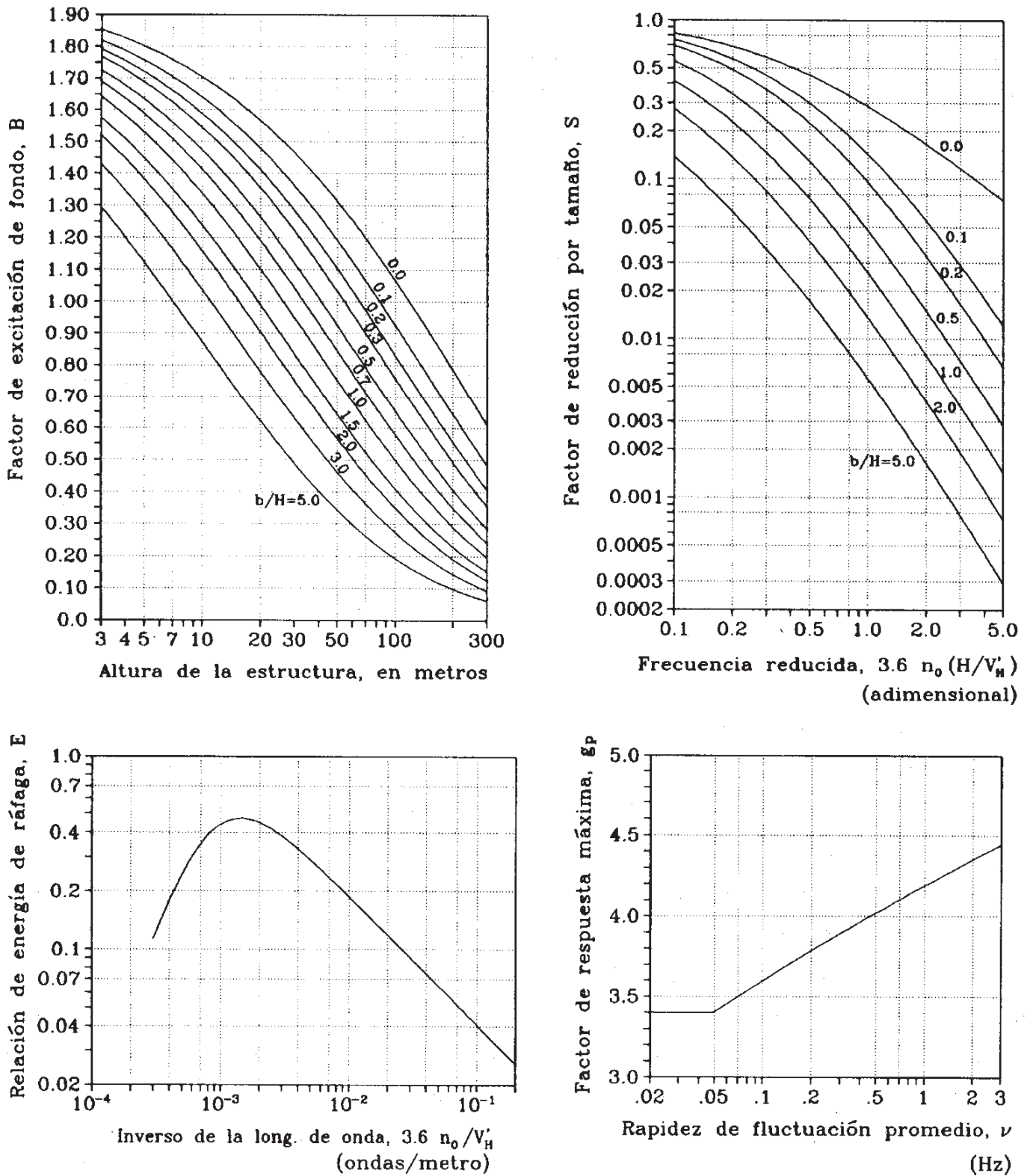


Figura 4.9.1 Parámetros para calcular el factor de respuesta dinámica



### 4.10. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Se considera una torre de sección transversal cuadrada, formada a base de ángulos de lados iguales (LI), la estructuración es la que se muestra en la Figura 4.10.1, la torre se clasifica como tipo 3 según el capítulo 2 y tiene una altura de 40 m.

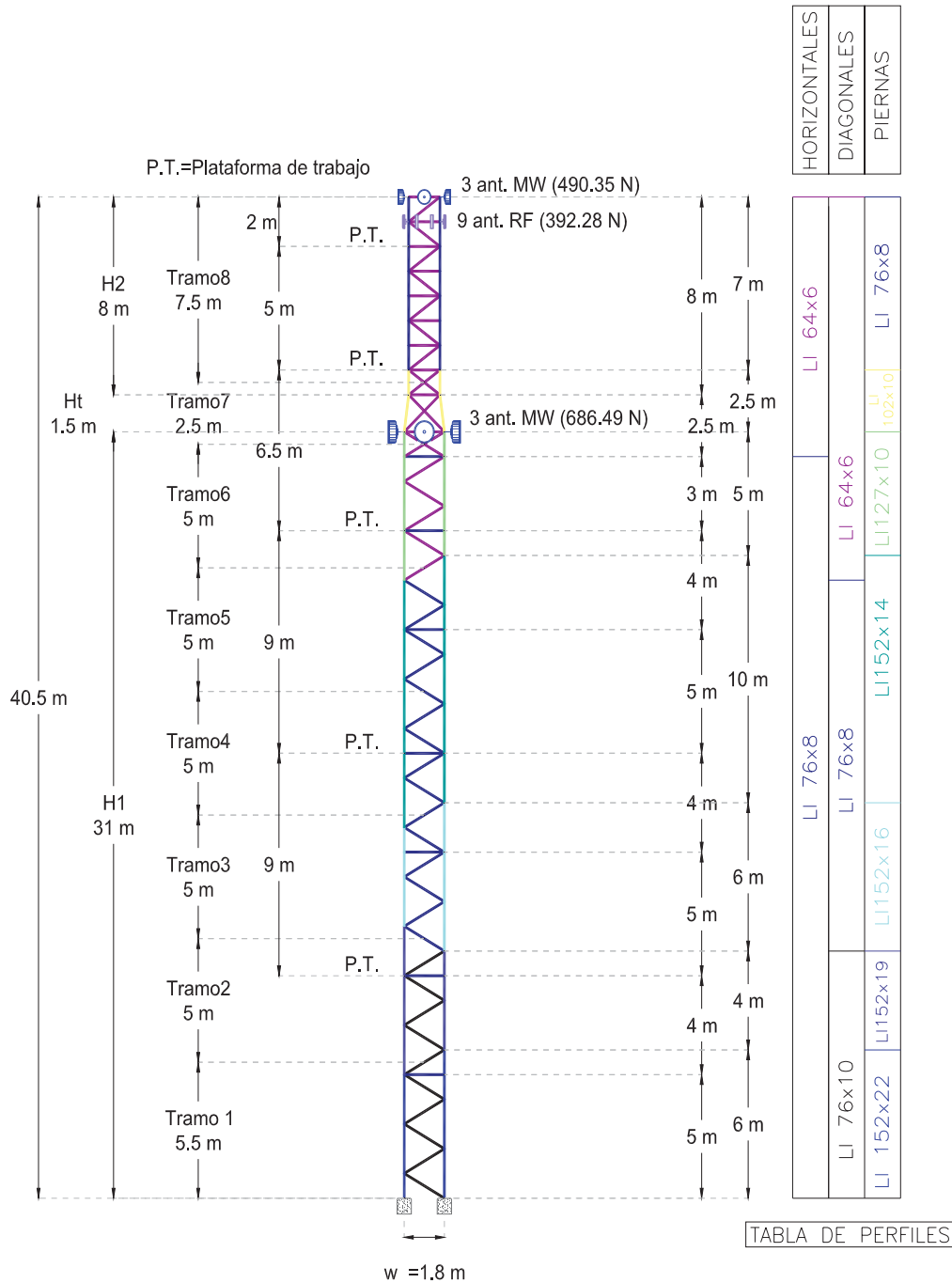


Figura 4.10.1 Torre tipo 3 de 40 m de altura (Estructuración)

#### 4.10.1. PARÁMETROS DE ANÁLISIS DE LA TORRE

Se determinaran las cargas en la cara de la torre.

Se consideran las condiciones más desfavorables para el análisis por viento de la torre, esta consideración determina los valores de las variables que intervienen en el análisis y que se muestran en la sección 4.10.5.

En la tabla 4.10.1 se muestra la información de las antenas instaladas en la torre

Tabla 4.10.1 Ubicación de antenas de la torre

Tipo de Antena	Dimensiones m	Altura m	Cantidad pzas.	Peso Unitario N
Microondas	φ 0.60	40	3	491
Microondas	φ 0.90	30	3	687
RF	1.2x0.2	39	9	392

La escalera que se considera tiene un ancho de 0.40 m, formada a base de ángulos LI 51x6 (perfil longitudinal) y redondos de ¾"

La Cama Guía de Ondas se ubica dentro de la torre y a ambos lados de la escalera, para lo cual se van a sujetar perfiles LI 51x5 @ 1.5 m en dirección perpendicular a la longitud de la escalera, se tiene un ancho de Guiaondas de 1.24 m, incluyendo la escalera.

Se considera expuestos 13 cables de 22.2 mm de diámetro, lo cual es equivalente a un ancho expuesto de 0.30 m, los cables están dispuestos en líneas de 3, por lo que se podrán colocar hasta 39 cables.

#### 4.10.2. ANÁLISIS DE CARGAS

Las cargas gravitacionales incluyen el peso propio de antenas, el peso propio de la torre (incluye escalera, cama guía ondas, soportes), y la carga viva se considera solo en las plataformas de trabajo y en condiciones de mantenimiento.

Peso de torre	80736 N
Peso de Plataformas (510 N c/u)	2040 N
Escalera + Guia de ondas (incluyendo cables)	11772 N
3 antenas de microondas de 60cm (491 N c/u)	1473 N
3 antenas de microondas de 90cm (687 N c/u)	2061 N
9 antenas de RF (392 N c/u)	3528 N
Carga Viva (en 2 plataf. De Trabajo)	5886 N
<b>TOTAL</b>	<b>107496 N</b>

El peso de plataformas y carga viva se divide en el número de nodos donde se coloca la plataforma. Para la aplicación de las Cargas de Escalera + Guía de Ondas en el programa de análisis, la carga se aplica de acuerdo a su peso por metro lineal y se aplica en los nodos de una de las caras de la torre y que delimiten los paneles en que está dividida la torre.

#### 4.10.3. DETERMINACIÓN DE FUERZAS DE VIENTO

Utilizando una tabla de cálculo de Microsoft Excel 2007 se determinaron las fuerzas del viento sobre la torre. Los valores que intervienen en el análisis por viento y que son función de considerar desplantada la torre un sitio con las condiciones más desfavorables, son,

H=	<b>40.00</b>	<b>m</b>
b=	<b>1.80</b>	<b>m</b>
Grupo =	<b>A</b>	
Tipo=	<b>2</b>	
Clase=	<b>B</b>	
Terreno=	<b>2</b>	
$n_0$ =	<b>1.27</b>	<b>Hz</b>
msnm=	<b>0.00</b>	<b>m</b>
$V_R$ =	<b>160</b>	<b>km/h</b>
FT=	<b>1.20</b>	
$\tau$ =	<b>24</b>	<b>°C</b>
$\zeta$ =	<b>0.01</b>	

FC=	<b>0.95</b>	
$\delta$ =	<b>315.00</b>	
$\alpha$ =	<b>0.131</b>	
$\Omega$ =	<b>760.00</b>	
G=	<b>1.00</b>	
$k_r$ =	<b>0.08</b>	
$\alpha'$ =	<b>0.18</b>	
$C\alpha'$ =	<b>2.37</b>	
b/H =	<b>0.05</b>	
B=	<b>1.34</b>	

$k'$ =	<b>1.288</b>	
$\eta$ =	<b>- 0.054</b>	
gH =	<b>1.44</b>	
VH=	<b>217.14</b>	
VH'=	<b>150.81</b>	
$(3.6n_0H)/V'_H$ =	<b>1.22</b>	
S=	<b>0.16</b>	
$(3.6n_0)/V'_H$ =	<b>0.03</b>	
E=	<b>0.09</b>	
$\sigma/\mu$ =	<b>0.31</b>	
v=	<b>0.92</b>	
gp=	<b>4.17</b>	
$1+gp(\sigma/\mu)$ =	<b>2.28</b>	

En la Tabla 4.10.2 se muestran los resultados del análisis por viento para las piernas de la torre, las unidades que se muestran son las que se plantean en el MDOC-93.

Tabla 4.10.2 resultados del análisis de las piernas de la torre

PANEL	ALTURA m	F <sub>tz</sub>	F <sub>α</sub>	V <sub>D</sub> Km/h	qz Kg/m <sup>2</sup>	Área m <sup>2</sup>		solidez	Ca	g	Fg	pz kg/m <sup>2</sup>	Fz kg
						efectiva	panel						
<b>1</b>	<b>2.5</b>	0.99	0.943	181.08	157.88	<b>1.52</b>	<b>9.00</b>	0.17	<b>2.63</b>	1.55	0.95	393	597
<b>2</b>	<b>7.5</b>	0.99	0.943	181.08	157.88	<b>1.52</b>	<b>9.00</b>	0.17	<b>2.63</b>	1.55	0.95	393	597
<b>3</b>	<b>12.5</b>	1.02	0.971	186.45	167.38	<b>1.52</b>	<b>9.00</b>	0.17	<b>2.63</b>	1.53	0.97	426	648
<b>4</b>	<b>17.5</b>	1.07	1.015	194.85	182.81	<b>1.52</b>	<b>9.00</b>	0.17	<b>2.63</b>	1.51	1.00	483	734
<b>5</b>	<b>22.5</b>	1.10	1.049	201.38	195.25	<b>1.52</b>	<b>9.00</b>	0.17	<b>2.63</b>	1.49	1.03	530	806
<b>6</b>	<b>27.5</b>	1.13	1.077	206.74	205.79	<b>1.27</b>	<b>9.00</b>	0.14	<b>2.70</b>	1.47	1.05	586	744
<b>7</b>	<b>31.25</b>	1.15	1.095	210.23	212.80	<b>0.51</b>	<b>4.25</b>	0.12	<b>2.65</b>	1.46	1.07	603	308
<b>8</b>	<b>36.25</b>	1.18	1.116	214.36	221.24	<b>1.14</b>	<b>10.50</b>	0.11	<b>2.65</b>	1.45	1.09	637	726

En la Tabla 4.10.3 se muestran los resultados del análisis por viento para la celosía (horizontales y diagonales) de la torre.

Tabla 4.10.3 resultados del análisis de la celosía de la torre

PANEL	ALTURA m	F <sub>tz</sub>	F <sub>α</sub>	V <sub>D</sub> Km/h	qz Kg/m <sup>2</sup>	Área m <sup>2</sup>		solidez	Ca	g	Fg	pz kg/m <sup>2</sup>	Fz kg
						efectiva	panel						
<b>1</b>	<b>2.5</b>	0.99	0.943	181.08	157.88	<b>0.75</b>	<b>9.00</b>	0.08	<b>2.63</b>	1.55	0.95	393	296
<b>2</b>	<b>7.5</b>	0.99	0.943	181.08	157.88	<b>0.75</b>	<b>9.00</b>	0.08	<b>2.63</b>	1.55	0.95	393	296
<b>3</b>	<b>12.5</b>	1.02	0.971	186.45	167.38	<b>0.75</b>	<b>9.00</b>	0.08	<b>2.63</b>	1.53	0.97	426	322
<b>4</b>	<b>17.5</b>	1.07	1.015	194.85	182.81	<b>0.75</b>	<b>9.00</b>	0.08	<b>2.63</b>	1.51	1.00	483	364
<b>5</b>	<b>22.5</b>	1.10	1.049	201.38	195.25	<b>0.75</b>	<b>9.00</b>	0.08	<b>2.63</b>	1.49	1.03	530	400
<b>6</b>	<b>27.5</b>	1.13	1.077	206.74	205.79	<b>0.64</b>	<b>9.00</b>	0.07	<b>2.70</b>	1.47	1.05	586	372
<b>7</b>	<b>31.25</b>	1.15	1.095	210.23	212.80	<b>0.54</b>	<b>4.25</b>	0.13	<b>2.65</b>	1.46	1.07	603	326
<b>8</b>	<b>36.25</b>	1.18	1.116	214.36	221.24	<b>1.30</b>	<b>10.50</b>	0.12	<b>2.65</b>	1.45	1.09	637	828

En la Tabla 4.10.4 se muestran los resultados del análisis por viento para la escalera de la torre.

Tabla 4.10.4 resultados del análisis de la escalera de la torre

PANEL	ALTUR A m	F <sub>tz</sub>	F $\alpha$	V <sub>D</sub> Km/h	qz Kg/m <sup>2</sup>	Área m <sup>2</sup>		solide z	Ca	g	Fg	pz kg/m <sup>2</sup>	Fz kg
						efectiva	panel						
1	2.5	0.99	0.943	181.08	157.88	0.25	9.00	0.03	3.50	1.55	0.95	522.50	130.63
2	7.5	0.99	0.943	181.08	157.88	0.25	9.00	0.03	3.50	1.55	0.95	522.50	130.63
3	12.5	1.02	0.971	186.45	167.38	0.25	9.00	0.03	3.50	1.53	0.97	567.47	141.87
4	17.5	1.07	1.015	194.85	182.81	0.25	9.00	0.03	3.50	1.51	1.00	642.71	160.68
5	22.5	1.10	1.049	201.38	195.25	0.25	9.00	0.03	3.50	1.49	1.03	705.34	176.33
6	27.5	1.13	1.077	206.74	205.79	0.25	9.00	0.03	3.50	1.47	1.05	759.70	189.93
7	31.25	1.15	1.095	210.23	212.80	0.125	4.25	0.03	3.50	1.46	1.07	796.50	99.56
8	36.25	1.18	1.116	214.36	221.24	0.375	10.50	0.04	3.50	1.45	1.09	841.46	315.55

En la Tabla 4.10.5 se muestran los resultados del análisis por viento para la Cama Guía Ondas de la torre.

Tabla 4.10.5 resultados del análisis de la cama guía ondas de la torre

PANE L	ALTUR A m	F <sub>tz</sub>	F $\alpha$	V <sub>D</sub> Km/h	qz Kg/m <sup>2</sup>	Área m <sup>2</sup>		b m	Ca	g	Fg	pz kg/m <sup>2</sup>	Fz kg
						efectiva	panel						
1	2.5	0.99	0.943	181.08	157.88	0.9	9.00	0.30	3.50	1.55	0.95	522.15	469.94
2	7.5	0.99	0.943	181.08	157.88	0.9	9.00	0.30	3.50	1.55	0.95	522.15	469.94
3	12.5	1.02	0.971	186.45	167.38	0.9	9.00	0.30	3.50	1.53	0.97	567.10	510.39
4	17.5	1.07	1.015	194.85	182.81	0.9	9.00	0.30	3.50	1.51	1.00	642.28	578.05
5	22.5	1.10	1.049	201.38	195.25	0.9	9.00	0.30	3.50	1.49	1.03	704.87	634.38
6	27.5	1.13	1.077	206.74	205.79	0.9	9.00	0.30	3.50	1.47	1.05	759.70	683.73
7	31.25	1.15	1.095	210.23	212.80	0.45	4.25	0.30	3.46	1.46	1.07	787.13	354.21
8	36.25	1.18	1.116	214.36	221.24	1.35	10.50	0.30	3.30	1.45	1.09	793.79	1071.61

Los resultados mostrados en las tablas 4.10.2, 3, 4 y 5, se compararon con los resultados obtenidos por los despachos que proporcionaron los datos de esta torre, coincidiendo en forma adecuada.

#### 4.11. PROGRAMA

Para realizar el análisis por viento de acuerdo al código del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, MDOC-1993, de una forma más eficiente se elaboro un programa en MATLAB R2007b, el cual determina las fuerzas de arrastre sobre los componentes de una torre de celosía autosoportada.

MATLAB (abreviatura de MATrix LABoratory,) es un software matemático que ofrece un entorno de desarrollo integrado con un lenguaje de programación propio (lenguaje M). Es un programa de cálculo numérico orientado a matrices. Por tanto, será más eficiente si se diseñan los algoritmos en términos de matrices y vectores. No se crea un archivo .exe para los programas hechos en MATLAB R2007b, si no que cuenta con su propia plataforma de editor de textos, en el que se desarrolla el algoritmo y se guarda el archivo con una extensión .m, luego para ejecutarlo MATLAB R2007b cuenta con una plataforma propia dentro de la cual se encuentra una ventana de comando (Command window), en ella se teclea el nombre del archivo y entonces se ejecuta. Para ejecutar un programa directamente desde la ventana Command window es necesario que la ruta de ubicación del programa esté dada de alta en el submenú Set path, del menú File del editor de MATLAB R2007b.

Para la ejecución del programa se requiere introducir los datos de la torre en un archivo de texto de la plataforma de MATLAB R2007b el cual tiene una extensión .m, en él como se indicara más adelante se almacenan los datos de la torre, al final de ese archivo (en la línea 50) se llama al archivo que tiene el código de análisis por viento del MDOC 1993.

El archivo que contiene el código del MDOC 1993 se llama "MDOC1993.m", este archivo se puede copiar o guardar en la carpeta "mis documentos\MATLAB" que es un directorio que MATLAB R2007b crea por de faul y en el que al momento de llamarlo lo ejecutará sin problema.

En el menú File>Set Path de MATLAB R2007b, el usuario puede adicionar una ruta alterna para la ubicación del programa "MDOC1993.m", en el caso de que prefiera almacenar el programa en un lugar distinto, al adicionar la ruta MATLAB R2007b, ejecutar el programa de análisis por viento sin problema.

La siguiente sección corresponde al editor de entrada de datos para analizar el efecto del viento sobre la torre del ejemplo (M4MAEX40), en el editor el texto en negro corresponde a nombres de variables o datos alfanuméricos, los datos de cadena de caracteres se muestran en color magenta, mientras en verde se muestran los comentarios que sirven para orientación del usuario, como se puede observar con esta

forma de introducción de datos prácticamente no es necesario el uso de un manual de usuario pues los comentarios van guiando paso a paso al usuario de la forma en que debe introducir los datos.

En la Figura 4.11.2 (a) hasta la línea 19 del editor de MATLAB R2007b se muestran las variables de un solo valor, para cada una de ellas se agrega un comentario describiendo la variable de que se trata.

Algunas variables tendrán valores alfanuméricos y otras tendrán una cadena de caracteres, por ejemplo en la línea 6 del editor de MATLAB R2007b a la variable “modelo” se le asigna el valor ‘M4MAEX40 CUADRADA CONSTANTE’, en la línea 7 del editor de MATLAB R2007b a la variable “H” se le asigna el valor alfanumérico 40.

```

1 - clear all
2 - %=====
3 - %***** DATOS QUE TIENE QUE DARLE EL USUARIO *****
4 - %=====
5 - %ESCRIBA POR FAVOR EL NOMBRE DEL MODELO ENTRE ' '\
6 - modelo='M4MAEX40 CUADRADA CONSTANTE';
7 - H=40;           %Altura de la estructura (Dato)
8 - anch=1.8;      %Ancho de la estructura (Dato)
9 - Seccion='cuadrada'; % (cuadrada o triangular) Sección transversal
10 - Incidencia='cara'; % (Cara o esquina) Incidencia del viento sobre la torre
11 - Grupo='A';    %Grupo de la estructura CI-4.3
12 - Clase='B';   %Clase de estructura CI-4.6.1 Tabla I.2
13 - terr=2;      %Categoría del terreno CI-4.6.1 Tabla I.1
14 - T=0.78;     %Período fundamental de la estructura (s)
15 - asnm=0;    %Altura sobre el nivel del mar del sitio (m)
16 - Vr=160;    %Velocidad Regional C.III 1.4.1
17 - FT=1.2;    %Factor de topografía tabla CI-4.6.4 Tabla I.4
18 - tau=24;    %Temperatura ambiente
19 - zt=0.01;   %zeta Coef.d amort. crit. (pag. CI-1.4.72 comentarios)

```

Figura 4.11.2 (a)

En la Figura 4.11.2 (b) de la línea 20 a la 46 se muestran los datos de variables de varios valores, estas se introducen en forma de matrices de un solo renglón y número de columnas de acuerdo al número de datos de la variable, de igual forma para cada una de ellas se agregan comentarios auxiliares alusivos a la variable en cuestión.

Por ejemplo la variable z, se refiere a la altura centroidal de cada panel de la torre, la línea 20 corresponde al comentario alusivo a la variable, la línea 20 corresponde a la introducción de la matriz de datos de la variable z.



```

20 %z Altura para la VD
21 - Z=[2.5 7.5 12.5 17.5 22.5 27.5 31.25 36.25];
22 %Area Total Panel
23 - AtP=[8.97 8.97 8.97 8.97 8.97 9.01 4.25 10.52];
24 %Area expuesta Piernas
25 - AeP=[1.52 1.52 1.52 1.52 1.52 1.27 0.51 1.14];
26 % (plano o circular) Sección transversal de los elementos
27 - ElemP='plano';
28 %b=diámetro promedio de elem. circulares
29 %bP=[];
30 %A expuesta Celosia (diagonales y horizontales)
31 - AeC=[0.754 0.754 0.754 0.754 0.754 0.635 0.541 1.3];
32 % (plano o circular)
33 - ElemC='plano';
34 %b=diámetro promedio de elem. circulares
35 %bC=[];
36 %A expuesta Escaleras
37 - AeE=[0.25 0.25 0.25 0.25 0.25 0.125 0.375];
38 - ElemE='plano';
39 %b=diámetro promedio de elem. circulares
40 %bE=[];
41 %Area expuesta CGO
42 - AeCGO=[0.9 0.9 0.9 0.9 0.9 0.45 1.35];
43 % (plano o circular)
44 - ElemCGO='plano';
45 %b=diámetro promedio de elem. circulares
46 %bCGO=[];
47
48 %*****
49 %NO MODIFICAR LA SIGUIENTE LINEA, ES LA QUE EJECUTA EL PROGRAMA DE AN
50 - MDOC1993
51 %*****

```

script Ln 35 Col 1 OVR ...

Figura 4. 11.2 (b)

En la línea 27 del editor se introduce la cadena de caracteres 'plano' correspondiente a la variable "ElemP" y que indica la forma de la sección transversal de los elementos que forman las piernas de la torre y el valor puede ser 'plano' o 'circular'. En caso de que el valor de esta variable sea 'circular' en la línea 29 se deberá introducir la matriz correspondiente a la variable "bP" que corresponde al diámetro promedio de los elementos circulares que forman las piernas de la torre en cada uno de los paneles, para el caso en que el valor de la variable "ElemP" sea 'plano' la línea 29 se inicia con un signo de porcentaje para que sea tomada solo como comentario y no genere errores en la ejecución del programa.



Para el caso de la celosía, la escalera y la cama guía ondas CGO, se procede en forma similar que para las piernas de la torre.

Con el programa se analizó el ejemplo mencionado y los resultados del análisis se muestran en la tabla 4. 11.6.

Tabla 4. 11.6 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LA TORRE

- 01 -	- 02 -	- 03 -	- 04 -	- 05 -	- 06 -	- 07 -	- 08 -	- 09 -	- 10 -	- 11 -	- 12 -	- 13 -
		Área efectiva m <sup>2</sup>										
PANEL	H m	Piern.	Cel.	Esc.	CGO	A.pan. m <sup>2</sup>	F <sub>rz</sub>	F <sub>α</sub>	V <sub>D</sub> Km/h (3 s)	qz Kg/m <sup>2</sup>	g	Fg
1	2.50	1.52	0.75	0.25	0.90	8.97	0.99	0.94	181.08	157.88	1.55	0.94
2	7.50	1.52	0.75	0.25	0.90	8.97	0.99	0.94	181.08	157.88	1.55	0.94
3	12.50	1.52	0.75	0.25	0.90	8.97	1.02	0.97	186.45	167.38	1.53	0.97
4	17.50	1.52	0.75	0.25	0.90	8.97	1.07	1.01	194.85	182.81	1.51	1.00
5	22.50	1.52	0.75	0.25	0.90	8.97	1.10	1.05	201.38	195.25	1.49	1.03
6	27.50	1.27	0.64	0.25	0.90	9.01	1.13	1.08	206.74	205.79	1.47	1.05
7	31.25	0.51	0.54	0.13	0.45	4.25	1.15	1.09	210.23	212.80	1.46	1.07
8	36.25	1.14	1.30	0.38	1.35	10.52	1.18	1.12	214.36	221.24	1.45	1.09

- 01 -	- 14 -	- 15 -	- 16 -	- 17 -	- 18 -	- 19 -	- 20 -	- 21 -	- 22 -	- 23 -	- 24 -	- 25 -
Ca				Pz				Fz (kg)				
PANEL	Piern.	Cel.	Esc.	CGO	Piern.	Cel.	Esc.	CGO	Piern.	Cel.	Esc.	CGO
1	2.64	2.64	3.50	3.50	393.75	393.75	522.12	521.77	598	297	131	470
2	2.64	2.64	3.50	3.50	393.75	393.75	522.12	521.77	598	297	131	470
3	2.64	2.64	3.50	3.50	427.63	427.63	567.06	566.68	650	322	142	510
4	2.64	2.64	3.50	3.50	484.33	484.33	642.23	641.80	736	365	161	578
5	2.64	2.64	3.50	3.50	531.53	531.53	704.82	704.35	808	401	176	634
6	2.77	2.77	3.50	3.50	599.87	599.87	759.14	759.14	762	381	190	683
7	2.66	2.66	3.50	3.46	604.46	604.46	795.91	786.54	308	327	99	354
8	2.70	2.70	3.50	3.30	649.65	649.65	840.84	793.20	741	845	315	1071

En la tabla 4. 11.7 se comparan los resultados obtenidos utilizando la hoja de cálculo de Microsoft Excel 2007 y el programa hecho en MATLAB R2007b, en la última columna se muestra que las diferencias en porcentaje son mínimas, diferencias que se originan por la aproximación en el valor de algunas variables, en Excel varias de esas variables se las da el usuario mientras que esas mismas variables el programa de MATLAB R2007b las calcula directamente, teniéndose más precisión es este último caso.

Tabla 4. 11.7 COMPARACIÓN DE RESULTADOS EXCEL-MATLAB

Microsoft Excel-2007					MATLAB R2007b					(1-Excel/Mat.)%
Fz (kg)					Fz (kg)					
Piern.	Cel.	Esc.	CGO	SUMA	Piern.	Cel.	Esc.	CGO	SUMA	
597	296	131	470	1493	598	297	131	470	1496	0.14 %
597	296	131	470	1493	598	297	131	470	1496	0.14 %
648	322	142	510	1622	650	322	142	510	1624	0.14 %
734	364	161	578	1837	736	365	161	578	1840	0.14 %
806	400	176	634	2016	808	401	176	634	2019	0.14 %
744	372	190	684	1990	762	381	190	683	2016	1.27 %
308	326	100	354	1088	308	327	99	354	1089	0.10 %
726	828	316	1072	2942	741	845	315	1071	2971	1.00 %

Con los resultados mostrados en la tabla 4. 11.7 concluimos que el programa hecho en MATLAB R2007b nos da valores confiables.

Finalmente en la Figura 4. 11.3 se muestran gráficamente las fuerzas sobre la torre resultantes del análisis dinámico debidas a la acción del viento.

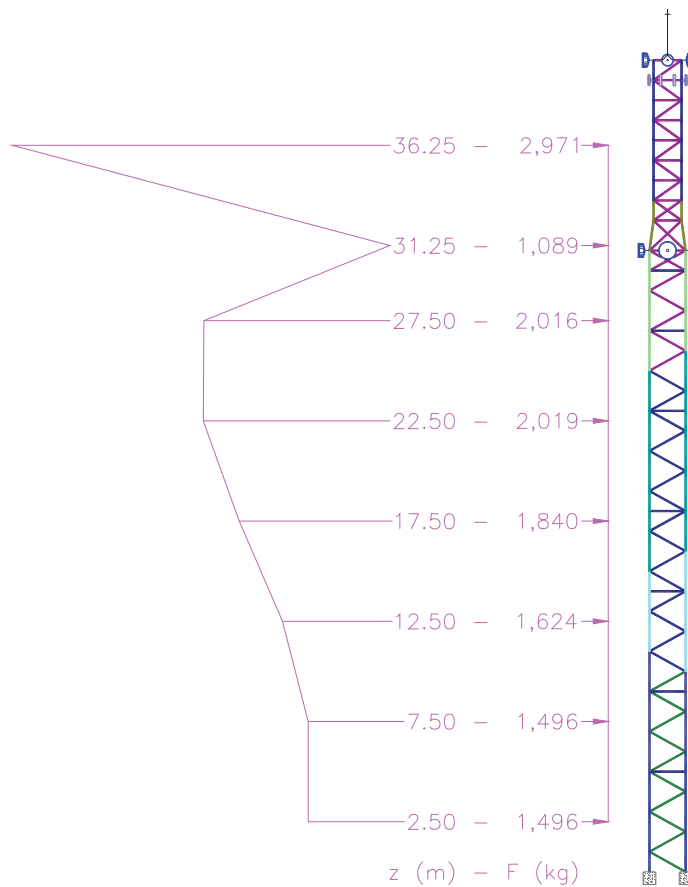


Figura 4. 11.3 Diagrama de fuerzas sobre la torres M4MAEX40

## **CAPÍTULO 5 MÉTODO DE ANÁLISIS EÓLICO DINÁMICO PROPUESTO**

## 5.1 INTRODUCCIÓN

En el método de análisis dinámico para determinar la acción del viento sobre torres de celosía autosoportadas contenido en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC, 1993) se hacen ciertas consideraciones erróneas, una de ellas es el hecho de considerar la densidad espectral constante con la altura de la torre. Al aplicar expresiones simplificadas del factor dinámico de ráfaga puede llegar a tener valores menores a la unidad, lo que puede generar confusión, pues el considerar el efecto dinámico del viento en la torre implica que las fuerzas medias estáticas se deben incrementar.

En este capítulo se propone en procedimiento de análisis dinámico para determinar el efecto del viento sobre torres de celosía autosoportadas.

## 5.2 DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD MEDIA $V'_D$

La velocidad media será en m/s y corresponde a un tiempo de promediación de 10 min, y se determina con la ecuación 5.2.1

$$V'_D = F_T F'_{rz} V_R \quad (5.2.1)$$

en donde:

- $V_R$  es la velocidad regional de ráfaga establecida, en m/s, y promediada a 10 minutos,
- $F_T$  el factor de topografía definido en el inciso de acuerdo a lo indicado en la tabla 4.5.4
- $F'_{rz}$  el factor de exposición para la velocidad media; se determina según el inciso 5.3

Los factores  $F_T$  y  $F'_{rz}$  se evaluarán de acuerdo con las características topográficas y de rugosidad del sitio en donde se desplantará la construcción.

## 5.3 Factor de exposición para la velocidad media, $F'_{rz}$

El factor de exposición,  $F'_{rz}$ , considera el efecto combinado de las características de rugosidad local y de la variación de la velocidad con la altura; se define como:

$$F'_{rz} = 0.702 \bar{b} \quad \text{Si } z \leq 10 \quad (5.3.1.a)$$

$$F'_{rz} = 0.702 \bar{b} \left( \frac{z}{10} \right)^{\alpha'} \quad \text{Si } 10 < z \leq 200 \quad (5.3.1.b)$$

en donde:

- $z$  es la altura en metros medida a partir del nivel medio del terreno en la cual se desea calcular la velocidad media del viento,
- $\bar{b}$  coeficiente adimensional que se obtiene de la Tabla 5.3.1, y

$\alpha'$  exponente adimensional de la variación de la velocidad con la altura, para cada categoría de rugosidad del terreno; corresponde a un intervalo de promediado de diez minutos.

Los valores de  $\bar{b}$  y  $\alpha'$  se indican en la Tabla 5.3.1, para cada categoría del terreno definida en la tabla 4.4.1.

Tabla 5.3.1 valores de  $\bar{b}$  y  $\alpha'$

Categoría del terreno	$\bar{b}$	$\alpha'$
1	1.17	0.12
2	1.00	0.16
3	0.77	0.21
4	0.55	0.29

#### 5.4 PRESIÓN ACTUANTE SOBRE ESTRUCTURAS, $P_z$

La presión actuante sobre la estructura,  $p_z$ , en Pa, se obtiene con la ecuación:

$$p_z = C_a q_z \quad (5.4.1)$$

en donde:

$C_a$  es el coeficiente de presión, adimensional; los valores de este coeficiente se especifican en el capítulo 4.7, según la forma de la estructura, y

$q_z$  La presión dinámica de base, en Pa, a una altura  $z$  sobre el nivel del terreno.

La presión dinámica de base se calcula como se indicó en 4.6, con:

$$q_z = \left(\frac{1}{2}\rho\right) G V_D^2 \quad (4.6.1)$$

En donde  $\rho$  es la densidad del aire a nivel del mar y a 15°C ( $\rho=1.2255 \text{ kg/m}^3$ ),

$G$  es el factor de corrección por temperatura y altura respecto al nivel del mar (adimensional), y se calcula con:

$$G = \frac{8+h_m}{8+2h_m} \quad (5.4.2)$$

$V_D$  es la velocidad de diseño y se calcula con de acuerdo a lo que se indicó en 5.2.

## 5.5 FUERZA DINÁMICA EQUIVALENTE EN LA DIRECCIÓN DEL VIENTO, $F_{eq}$ , PARA TORRES DE CELOSÍA AUTOSOPORTADAS

En este inciso se describe el procedimiento para calcular las cargas provocadas por la acción dinámica del viento sobre estructuras de tipo celosía autoportadas, apoyadas directamente sobre el terreno. Estas cargas deben ser calculadas a partir de la presión dinámica de base en el centro de los paneles en que ésta se divide, a juicio del diseñador y según el cambio de su relación de solidez. Se recomienda usar 10 secciones o paneles como mínimo.

Para el viento que actúa sobre cualquier cara de la torre, la fuerza de arrastre de diseño deberá calcularse mediante la ecuación:

$$F_{eq} = q_z C_a A_{ref} F_{AD} \quad (5.5.1)$$

en donde:

- $F_{eq}$  es la fuerza de dinámica equivalente, en N, que actúa paralelamente a la dirección del viento y es variable con la altura,
- $q_z$  la presión dinámica de base del viento a la altura  $z$ , en Pa, obtenida según el inciso 5.4
- $A_{ref}$  el área de todos los miembros de la cara frontal, a una altura  $z$ , proyectada en un plano vertical perpendicular a la dirección del viento, en  $m^2$ , y
- $F_{AD}$  el factor de amplificación dinámica, se calcula según lo especificado en el inciso 5.6, adimensional.

## 5.6 Factor de amplificación dinámica para torres de celosía autoportadas

El factor de amplificación dinámica,  $F_{AD}$ , para torres de celosía autoportadas se calcula con la ecuación:

$$F_{AD} = \frac{1 + 2 I_v(z_s) k_p \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 I_v(z_s)} \left[ \frac{C_{RG}}{C_G} \right] F_M \quad (5.6.1)$$

en donde:

- $B^2$  es el factor de respuesta de fondo calculado con la ecuación 5.6.2, adimensional,
- $I_v(z_s)$  el índice de turbulencia a la altura de referencia,  $z_s$ , calculado con la expresión 5.6.4
- $R^2$  el factor de respuesta en resonancia, calculado con la expresión 5.6.3, adimensional,
- $k_p$  el factor pico calculado con la expresión 5.6.11, adimensional,
- $C_{RG}$  y  $C_G$  los factores constantes correctivos de la forma modal, adimensionales; se obtienen mediante las ecuaciones 5.6.13 y 5.6.14, respectivamente,
- $F_M$  el factor de corrección de la masa, calculado con la expresión 5.6.16, adimensional, y

$z_s$  la altura de referencia, para este tipo de estructuras es igual a la altura total, en metros de la torre (véase la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

El factor de respuesta de fondo se obtiene con:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 2 \frac{\sqrt{Hb}}{L(z_s)}} \quad (5.6.2)$$

en donde:

$b$  es el ancho promedio, en metros,

$H$  la altura de la estructura en metros (véase la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) y

$L(z_s)$  la escala de turbulencia a la altura de referencia,  $z_s$ , en m, se calcula con la ecuación 5.6.3.

La longitud de escala de turbulencia representa el tamaño promedio de las ráfagas del viento usual. Para alturas  $z_s$  menores que 200 m, puede calcularse con:

$$L(z_s) = 300 \left( \frac{z_s}{200} \right)^{\bar{\alpha}} \quad \text{para } z_s \geq z_{\min} \quad (5.6.3.a)$$

$$L(z_s) = L(z_{\min}) \quad \text{para } z_s < z_{\min} \quad (5.6.3.b)$$

Los valores de  $z_{\min}$  y  $\bar{\alpha}$  se presentan en la Tabla 5.6.1.

Tabla 5.6.1 valores de las constantes  $\bar{d}$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$ , y  $\bar{\alpha}$

Categoría del terreno	$\bar{d}$	$z_0(m)$	$z_{\min}(m)$	$\bar{\alpha}$
1	0.15	0.01	1	0.44
2	0.19	0.05	2	0.52
3	0.29	0.30	5	0.61
4	0.43	1.0	10	0.67

El índice de turbulencia,  $I_v(z_s)$ , representa el nivel o intensidad de ésta en el flujo del viento y está definido como:

$$I_v(z_s) = \bar{d} \left( \frac{z_s}{10} \right)^{-\alpha'} \quad z_{\min} \leq z_s \leq z_{\max} \quad (5.6.4.a)$$

$$I_v(z_s) = \frac{1}{\ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad z_s \leq z_{\min} \quad (5.6.4.b)$$

en donde  $z_{\max} = 200$  m y los valores de las constantes:  $\alpha'$  se obtiene de la Tabla 5.3.1 y  $\bar{d}$ ,  $z_{\min}$ , y  $z_0$ , se toman de la Tabla 5.6.1.

El factor de respuesta en resonancia, se calcula con:

$$R^2 = \frac{\pi}{4 \zeta_{est,x}} S_L(z_s, n_{1,x}) R_h(\eta_h) R_b(\eta_b) \quad (5.6.5)$$

en donde:

- $\zeta_{est,x}$  es la relación de amortiguamiento estructural, adimensional
- $S_L(z_s, n_{1,x})$  la densidad de potencia del viento definido por la expresión 5.6.6, y
- $R_h(\eta_h)$  y  $R_b(\eta_b)$  las funciones de admitancia aerodinámica, adimensionales; se obtienen con las expresiones 5.6.7 y 5.6.8, respectivamente.

La densidad de potencia, evaluada a una altura de referencia,  $z_s$ , es:

$$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4 \left( \frac{n_{1,x} L(z_s)}{V_D'(z_s)} \right)}{\left( 1 + 71 \left( \frac{n_{1,x} L(z_s)}{V_D'(z_s)} \right)^2 \right)^{5/6}} \quad (5.6.6)$$

Las funciones de admitancia aerodinámica se obtienen con:

$$R_h(\eta_h) = \frac{1}{1 + \eta_h} \quad (5.6.7)$$

$$R_b(\eta_b) = \frac{1}{1 + \eta_b} \quad (5.6.8)$$

en donde:

$$\eta_h = \frac{2 n_{1,x} H}{V_D'(z_s)} \quad (5.6.9)$$

$$\eta_b = \frac{3.5 n_{1,x} b}{V_D'(z_s)} \quad (5.6.10)$$

en donde:



$n_{1,x}$  es la frecuencia natural en el modo fundamental de vibrar de la estructura en la dirección longitudinal del viento, en Hz, y

$V_D'$  la velocidad media de diseño del viento, en m/s, para una altura  $z_s$ .

El factor pico  $k_p$ , para estas estructuras, se calcula con:

$$k_p = \sqrt{2 \ln(600v)} + \frac{0.60}{\sqrt{2 \ln(600v)}} \geq 3.0 \quad (5.6.11)$$

en donde:

$$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \geq 0.08 \text{ Hz} \quad (5.6.12)$$

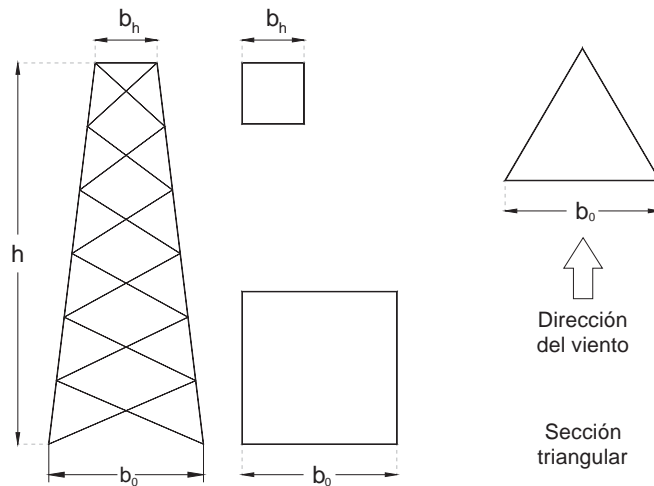


Figura 5.6.1 Definición de  $b_0$ ,  $b_h$  y  $h$ .

Las constantes correctivas de la forma modal son:

$$C_{RG} = \left[ \frac{1 - \frac{3}{4} \lambda_B}{\alpha' + 3} \right] \quad (5.6.13)$$

$$C_G = \left[ \frac{1}{2\alpha' + 3} - \frac{\lambda_B}{2\alpha' + 4} \right] \quad (5.6.14)$$

en donde:

$$\lambda_B = 1 - \frac{b_h}{b_0} \quad (5.6.15)$$

- $b_h$  es el ancho en metros de la estructura de celosía en la altura  $h$  (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**),
- $b_0$  el ancho proyectado en metros de la base de la estructura a nivel del terreno (la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) y
- $\alpha'$  el exponente (adimensional) de la variación de la velocidad con la altura y se obtiene de la Tabla 5.3.1, para cada categoría del terreno.

El factor de corrección por masa y forma modal es,

$$F_M = \frac{m_{total}}{5m_r} \left[ \left( 0.5 \frac{b_H}{b_0} - 0.3 \right) (\beta - 2) + 1.4 \right] (1 - 0.4 \ln \beta) \quad (5.6.16)$$

con:

$$m_r = \int_0^H m(z) [\Phi_{1,x}(z)]^2 dz \quad (5.6.17)$$

en donde:

- $m_{total}$  es la masa total de la estructura, en kg,
- $m_r$  la masa generalizada de la estructura en la dirección longitudinal del viento, en kg,
- $\beta$  el coeficiente que determina la variación de la forma modal con la altura, adimensional.
- $m(z)$  la masa por unidad de longitud de la torre, en kg/m, y
- $\Phi_{1,x}(z)$  la configuración modal del primer modo, en la dirección longitudinal del viento, adimensional.

## 5.7 EJEMPLO DE APLICACIÓN 1

Para mostrar la aplicación del método propuesto y para comparar los resultados se analizó una torre tipo 1 según el capítulo 3 con sección transversal cuadrada y constante con la altura. Se consideró desplantada en un sitio con las condiciones más desfavorables. La estructuración de la torre se muestra en la Figura 5.7.1.

La escalera tiene un ancho de 40 cm, formada a base de ángulos L1 51x6 kg/m (perfil longitudinal) y redondos de 3/4".

La Cama Guía de Ondas se ubica dentro de la torre y a ambos lados de la escalera, para lo cual se van a sujetar perfiles L1 51x5 @ 1.5 m en dirección perpendicular a la longitud de la escalera, se tiene un ancho de guiaoondas de 1.24 m, incluyendo la escalera.

Se considera expuestos 13 cables de 7/8", lo cual da un ancho expuesto de 30 cm, los cables están dispuestos en líneas de 3, por lo que se colocaran 39 cables.

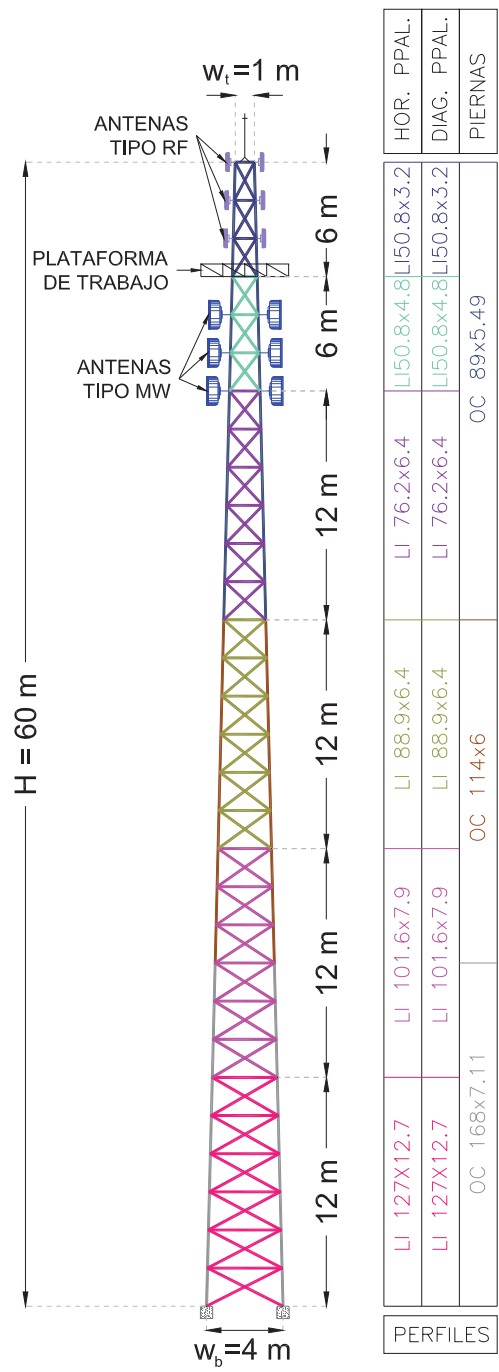


Figura 5.7.1 Torre tipo 1 con 60 m de altura

Para determinar las características dinámicas de la torre, se modela en el programa de análisis estructural SAP-2000 (Habibullah A., ver. 11).

En la Tabla 5.7.1 se muestran los periodos y frecuencias de los primeros 9 modos de vibrar, en la Tabla 5.7.2 se muestran solo los 3 primeros modos de vibrar en flexión y en la dirección X.

Tabla 5.7.1 Periodos y frecuencias de los primero 9 modos de vibrar

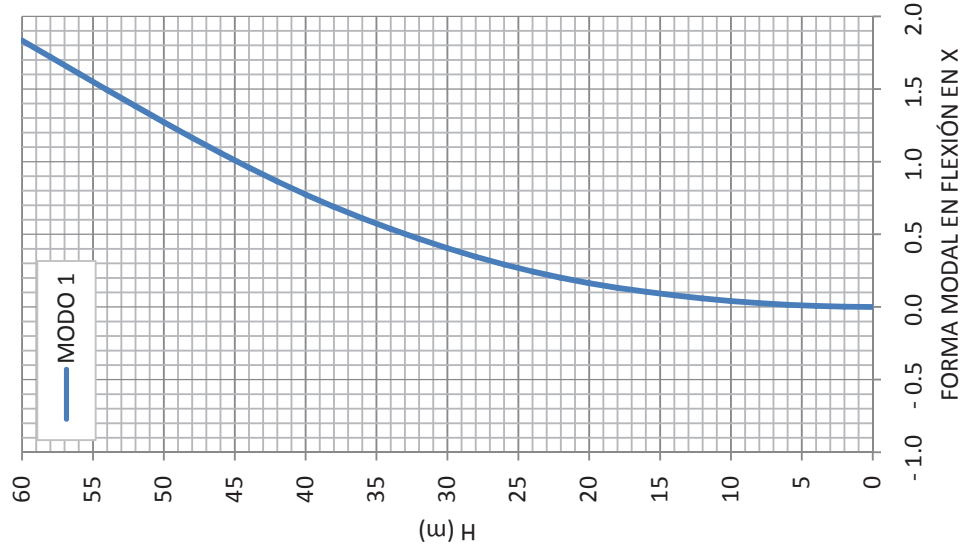
MODO	$T_c$ (s)	$n_0$ (Hz)	TIPO	DIRECCIÓN
1	1.295	0.772	Flexión	X
2	1.295	0.772	Flexión	Y
3	0.312	3.207	Flexión	X
4	0.312	3.207	Flexión	Y
5	0.139	7.200	Flexión	X
6	0.139	7.204	Flexión	Y
7	0.118	8.486	Torsión	Z
8	0.081	12.326	Flexión	X
9	0.081	12.326	Flexión	Y

Tabla 5.7.2 Primeros 3 modos en flexión en dirección X.

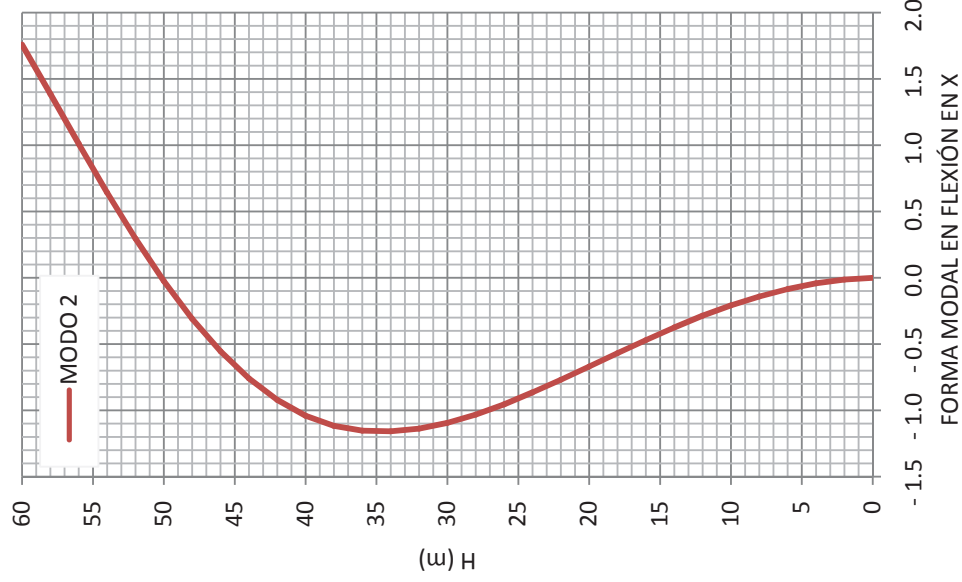
MODO	$T_c$ (s)	$n_0$ (Hz)	TIPO	DIRECCIÓN
1	1.295	0.772	Flexión	X
2	0.312	3.207	Flexión	X
3	0.139	7.200	Flexión	X

En la Figura 5.7.2 se muestra la configuración de los 3 primeros modos de vibrar en flexión en dirección X, y cuyos periodos y frecuencias se muestran en la Tabla 5.7.2.

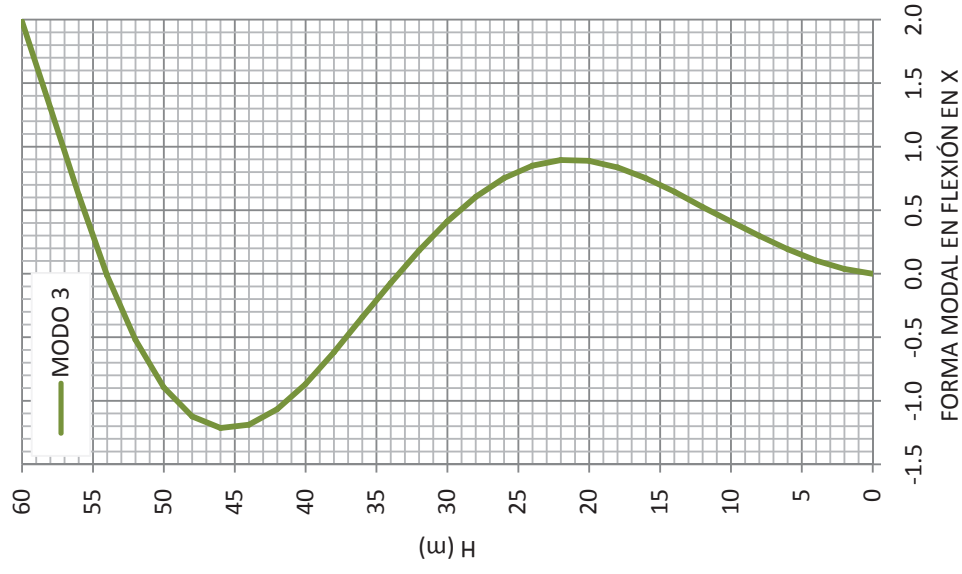
En la Tabla 5.7.3 se muestran las alturas  $z$ , en las que se dividió la torre para su análisis, se muestra también la relación de solidez de los elementos estructurales de la torre, piernas y celosía (Cel.), de las escaleras (Esc.) y de la cama guíaondas (CGO), en la misma tabla se muestra también los coeficientes de arrastre para piernas, celosía, escaleras y cama guíaondas, los coeficientes de arrastre se determinan en función de la geometría general de la torre y de las dimensiones de los elementos siguiendo las indicaciones descritas en el capítulo 4.7, en donde también se explicó la forma de obtener la relación de solidez para los elementos de la torre.



T=1.295 s,  $n_0=0.772$  Hz



T=0.312 s,  $n_0=3.207$  Hz



T=0.139 s,  $n_0=7.200$  Hz

Figura 5.7.2 Configuración de los 3 primeros modos de vibrar en flexión en dirección X

Tabla 5.7.3 Relación de solidez y coeficientes de arrastre

Panel	z(m)	Relación de solidez ( $\phi$ )			Coeficientes de arrastre (Ca)			
		Pierna+ Celosía	Esc.	CGO.	Pierna	Cel.	Esc.	CGO.
1	1	0.2903	0.0253	0.0759	1.40	2.53	3.50	3.50
2	3	0.2932	0.0260	0.0779	1.40	2.52	3.50	3.50
3	5	0.2964	0.0267	0.0800	1.40	2.51	3.50	3.50
4	7	0.2997	0.0274	0.0822	1.40	2.50	3.50	3.50
5	9	0.3032	0.0282	0.0845	1.40	2.49	3.50	3.50
6	11	0.3070	0.0290	0.0870	1.40	2.47	3.50	3.50
7	13	0.2689	0.0299	0.0896	1.40	2.59	3.50	3.50
8	15	0.2729	0.0308	0.0923	1.40	2.58	3.50	3.50
9	17	0.2772	0.0317	0.0952	1.40	2.57	3.50	3.50
10	19	0.2381	0.0328	0.0984	1.40	2.69	3.50	3.50
11	21	0.2416	0.0339	0.1017	1.40	2.68	3.50	3.49
12	23	0.2454	0.0351	0.1053	1.40	2.66	3.50	3.46
13	25	0.2275	0.0364	0.1091	1.40	2.72	3.50	3.44
14	27	0.2317	0.0377	0.1132	1.40	2.70	3.50	3.41
15	29	0.2363	0.0392	0.1176	1.40	2.69	3.50	3.38
16	31	0.2413	0.0408	0.1224	1.40	2.68	3.50	3.34
17	33	0.2467	0.0426	0.1277	1.40	2.66	3.50	3.31
18	35	0.2527	0.0444	0.1333	1.40	2.64	3.50	3.27
19	37	0.2240	0.0465	0.1395	1.40	2.73	3.50	3.22
20	39	0.2304	0.0488	0.1463	1.40	2.71	3.50	3.18
21	41	0.2375	0.0513	0.1538	1.40	2.69	3.50	3.12
22	43	0.2454	0.0541	0.1622	1.40	2.66	3.50	3.06
23	45	0.2544	0.0571	0.1714	1.40	2.64	3.50	3.00
24	47	0.2645	0.0606	0.1818	1.40	2.61	3.50	2.93
25	49	0.2223	0.0645	0.1935	1.40	2.73	3.50	2.85
26	51	0.2337	0.0690	0.2069	1.40	2.70	3.50	2.78
27	53	0.2470	0.0741	0.2222	1.40	2.66	3.50	2.73
28	55	0.2625	0.0800	0.2400	1.40	2.61	3.50	2.68
29	57	0.2809	0.0870	0.2609	1.40	2.56	3.50	2.62
30	59	0.3029	0.0952	0.2857	1.40	2.49	3.50	2.54

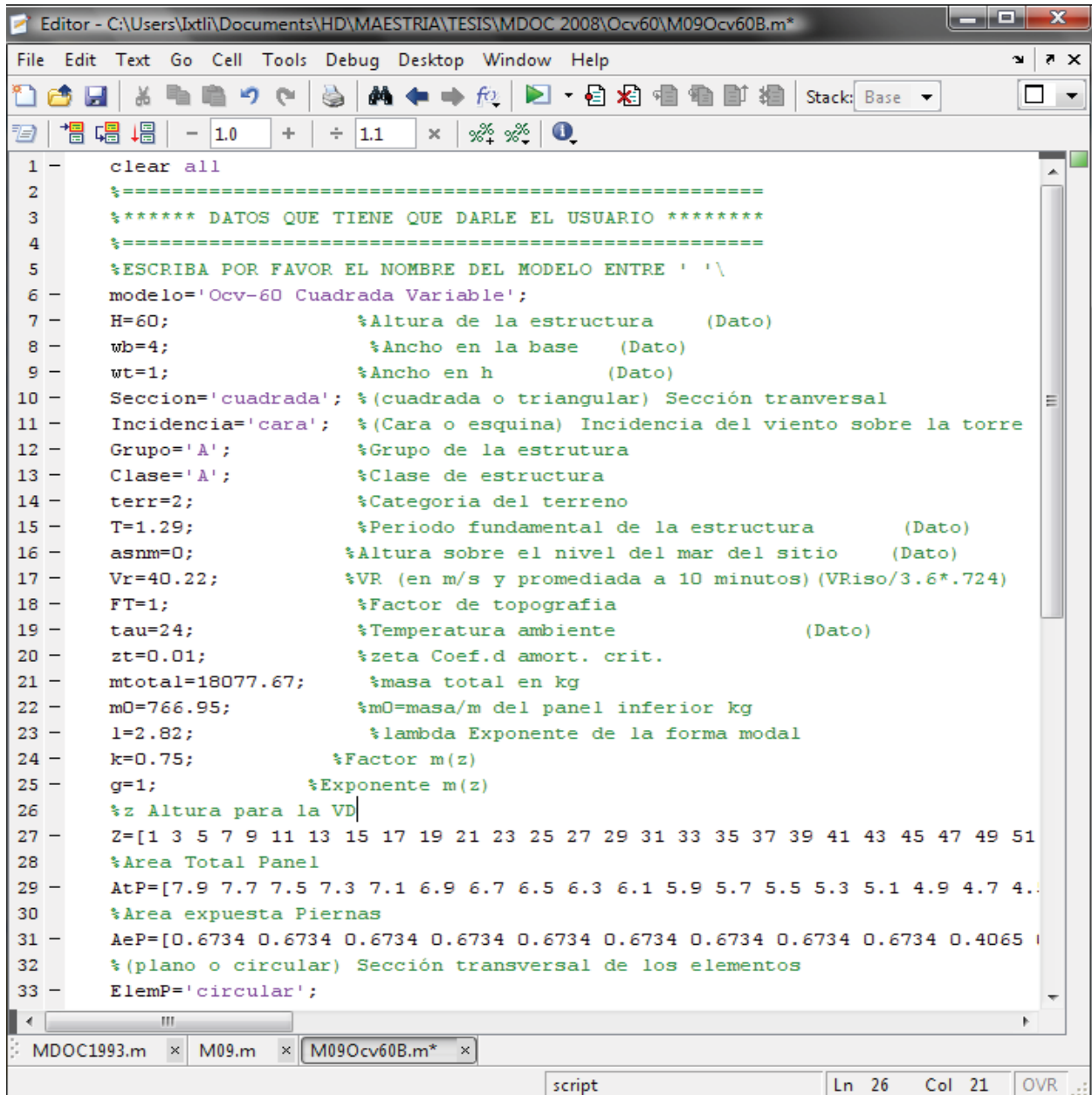
En la tabla 5.7.4 se muestra la configuración de los tres primeros modos, y las masas concentradas para cada uno de los paneles en las que se dividió la torre.

Tabla 5.7.4 Masas y modos de la torre

Panel	z (m)	Masa	modo en flexión (en x)		
		Kgf-s <sup>2</sup> /m	1	2	3
1	0	54.96	0.000	0.000	0.000
2	2	155.52	0.002	- 0.013	0.037
3	4	152.60	0.007	- 0.042	0.104
4	6	149.68	0.015	- 0.085	0.193
5	8	146.80	0.026	- 0.141	0.298
6	10	143.88	0.041	- 0.209	0.411
7	12	122.04	0.059	- 0.285	0.525
8	14	84.64	0.080	- 0.375	0.646
9	16	83.08	0.104	- 0.470	0.752
10	18	76.56	0.132	- 0.568	0.837
11	20	70.04	0.164	- 0.669	0.889
12	22	68.52	0.201	- 0.769	0.895
13	24	62.00	0.244	- 0.864	0.851
14	26	51.68	0.293	- 0.954	0.753
15	28	50.56	0.346	- 1.032	0.605
16	30	49.48	0.405	- 1.094	0.412
17	32	48.36	0.469	- 1.137	0.182
18	34	47.24	0.537	- 1.158	- 0.074
19	36	40.60	0.610	- 1.153	- 0.342
20	38	31.44	0.689	- 1.117	- 0.619
21	40	30.64	0.774	- 1.040	- 0.868
22	42	29.92	0.864	- 0.920	- 1.066
23	44	29.16	0.960	- 0.758	- 1.188
24	46	28.44	1.060	- 0.554	- 1.213
25	48	25.76	1.164	- 0.310	- 1.124
26	50	22.00	1.272	- 0.024	- 0.895
27	52	21.44	1.382	0.296	- 0.519
28	54	19.80	1.494	0.642	- 0.013
29	56	17.60	1.608	1.010	0.619
30	58	17.20	1.721	1.386	1.305
31	60	9.96	1.835	1.759	1.987
Suma	Suma	1941.6			

### 5.7.1. DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS DE VIENTO

Para obtener las fuerzas resultantes de la acción del viento sobre la torre y siguiendo el método propuesto, se elaboró un programa en MATLAB R2007b, el cual determina las fuerzas de arrastre sobre los componentes de una torre de celosía autoportada.



```

1 - clear all
2 - %=====
3 - %***** DATOS QUE TIENE QUE DARLE EL USUARIO *****
4 - %=====
5 - %ESCRIBA POR FAVOR EL NOMBRE DEL MODELO ENTRE ' '\
6 - modelo='Ocv-60 Cuadrada Variable';
7 - H=60; %Altura de la estructura (Dato)
8 - wb=4; %Ancho en la base (Dato)
9 - wt=1; %Ancho en h (Dato)
10 - Seccion='cuadrada'; % (cuadrada o triangular) Sección transversal
11 - Incidencia='cara'; % (Cara o esquina) Incidencia del viento sobre la torre
12 - Grupo='A'; %Grupo de la estructura
13 - Clase='A'; %Clase de estructura
14 - terr=2; %Categoría del terreno
15 - T=1.29; %Periodo fundamental de la estructura (Dato)
16 - asnm=0; %Altura sobre el nivel del mar del sitio (Dato)
17 - Vr=40.22; %VR (en m/s y promediada a 10 minutos) (VRiso/3.6*.724)
18 - FT=1; %Factor de topografía
19 - tau=24; %Temperatura ambiente (Dato)
20 - zt=0.01; %zeta Coef.d amort. crit.
21 - mtotal=18077.67; %masa total en kg
22 - m0=766.95; %m0=masa/m del panel inferior kg
23 - l=2.82; %lambda Exponente de la forma modal
24 - k=0.75; %Factor m(z)
25 - g=1; %Exponente m(z)
26 - %z Altura para la VD|
27 - Z=[1 3 5 7 9 11 13 15 17 19 21 23 25 27 29 31 33 35 37 39 41 43 45 47 49 51
28 - %Area Total Panel
29 - AtP=[7.9 7.7 7.5 7.3 7.1 6.9 6.7 6.5 6.3 6.1 5.9 5.7 5.5 5.3 5.1 4.9 4.7 4.5
30 - %Area expuesta Piernas
31 - AeP=[0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.4065
32 - % (plano o circular) Sección transversal de los elementos
33 - ElemP='circular';

```

Figura 5.7.2 (a) Datos de entrada Torre tipo 1, programa M09.m



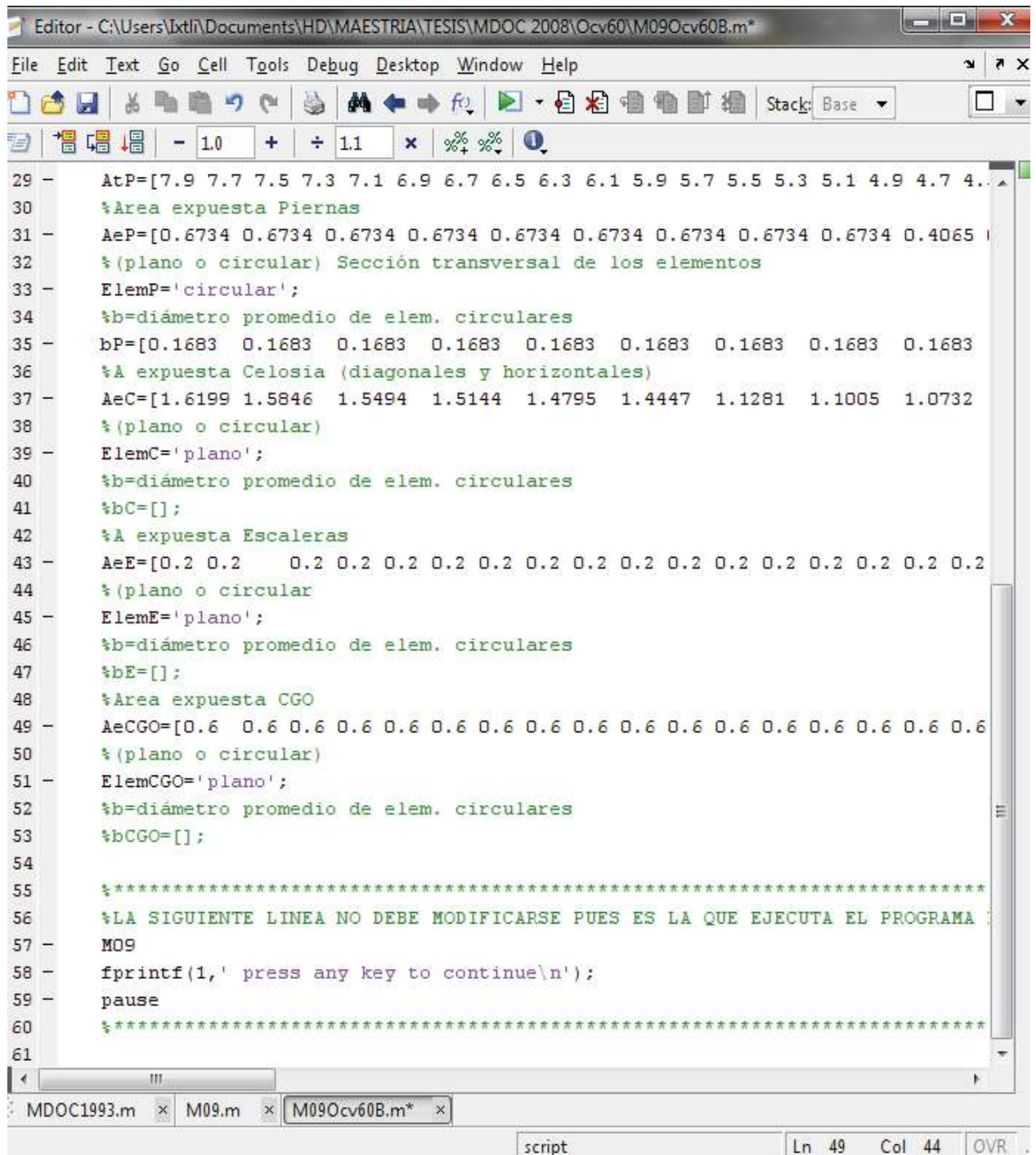


Figura 5.7.2 (b) Datos de entrada Torre tipo 1, programa M09.m

La aplicación del método utilizando el programa se puede resumir en los siguientes pasos:

- 1) Definir las características geométricas de la torre y que se muestran en la Figura 5.7.2.

- 2) Partiendo del sitio de desplante definir la clasificación de la torre de acuerdo a lo requerido por el método, estas clasificaciones se muestran en la Figura 5.7.2 para la torre del ejemplo
- 3) Definir características dinámicas y mecánicas de la torre tales como el periodo (T) la masa total, y la masa por metro del panel inferior ( $m_0$ ), el exponente  $\beta$  de la forma modal, el factor k y el exponente  $\gamma$  que interviene en la definición de la distribución de la masa con la altura.

Para obtener los valores  $\beta$ , k, y  $\gamma$ , se pueden aplicar las ecuaciones propuestas en el capítulo 3 ó obtenerlas apoyándose en algún programa de análisis estructural.

El formato del programa y el procedimiento para la introducción de datos es la misma que se utilizó en el programa mostrado en el capítulo 4.10, el programa que contiene el código se llama "M09.m". En la Figura 5.7.2 se muestra el formato de entrada de datos.

Evidentemente en la Figura 5.7.2 se observa que la entrada de datos es prácticamente la misma que para el programa de MDOC1993, del capítulo 4.

Para el cálculo de la masa equivalente modal, se utiliza la ecuación:

$$m_r = \int_0^H m(z) \Phi_1^2(z) dz \quad (5.6.17)$$

En donde  $m(z)$  es la distribución de la masa con la altura y  $\Phi_1(z)$  es la variación de la forma modal con la altura.

La variación de la forma modal con la altura es:

$$\Phi_1(z) = \left[ \frac{z}{H} \right]^\beta \quad (3.3.5)$$

entonces:

$$m_r = \int_0^H m(z) \left( \frac{z}{H} \right)^{2\beta} dz \quad (5.6.18)$$

Si la masa por unidad de altura de la torre,  $m(z)$ , es constante en la altura:

$$m_r = m(z) \left( \frac{1}{H} \right)^{2\beta} \left[ \frac{z^{2\beta+1}}{2\beta+1} \right]_0^H = m(z) \left( \frac{1}{H} \right)^{2\beta} \left[ \frac{H^{2\beta+1}}{2\beta+1} \right] = \frac{m(z) H}{2\beta+1} = \frac{m_{\text{total}}}{2\beta+1} \quad (5.6.19)$$

Con fines de comparación la torre del ejemplo se analizó considerando tres alternativas:

En la alternativa número 1 se analizó la torre considerando una distribución de masa variable con la altura. Para este caso se aplicaron las ecuaciones obtenidas en el capítulo 3 y por conveniencia se repiten enseguida,

La variación de la forma modal con la altura:

$$\beta = \frac{3}{\left[1 + 1.67 \left(\frac{w_t}{w_b}\right)\right]} = 2.11 \quad (3.3.8)$$

La distribución de la masa en la altura:

$$m_{(z)} = m_0 \left[1 - k \left(\frac{z}{H}\right)^\gamma\right] \quad (3.3.9)$$

en donde,

$$k = 1 - 4.57 \left(\frac{w_t}{w_b}\right)^{2.685} = 0.8895 \quad (3.3.12)$$

y

$$\gamma = 19.97H^{-0.92} = \frac{19.97}{H^{0.92}} = 0.4618 \quad (3.3.13)$$

En la alternativa número 2 se analizó la torre considerando una distribución de masa constante con la altura, utilizando la ecuación 5.6.19.

En la alternativa número 3 se analizó la torre considerando una distribución de masa variable con la altura, para este caso se aplicaron las ecuaciones propuesta por Holmes J.D. (1994) y por conveniencia se repiten,

El exponente que define la variación de la forma modal con la altura,

$$\beta = \frac{4}{\left[1 + 1.67 \left(\frac{w_t}{w_b}\right)\right]} = 2.82 \quad (3.3.7)$$

La variación de la masa con la altura,

$$m_{(z)} = m_0 \left[1 - k \left(\frac{z}{H}\right)^\gamma\right] \quad (3.3.9)$$

En donde

$$k = 1 - \frac{w_t}{w_b} = 0.75 \quad (3.3.10)$$

$$\gamma = 1$$

En la tabla 5.7.5 se muestra un resumen de las ecuaciones que intervienen en cada una de las alternativas utilizadas para determinar las fuerzas sobre la torre, y que son las que generan la diferencia en los resultados:

Tabla 5.7.5 Ecuaciones y valores para las diferentes alternativas de análisis

Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
$m(z) \rightarrow Variable$	$m(z) \rightarrow Constante$	$m(z) \rightarrow Variable$
$m_{(z)} = m_0 \left[ 1 - k \left( \frac{z}{H} \right)^\gamma \right]$	$m(z) \rightarrow Constante$	$m_{(z)} = m_0 \left[ 1 - k \left( \frac{z}{H} \right)^\gamma \right]$
$\Phi_1(z) = \left[ \frac{z}{H} \right]^\beta$	$\Phi_1(z) = \left[ \frac{z}{H} \right]^\beta$	$\Phi_1(z) = \left[ \frac{z}{H} \right]^\beta$
$m_r = m_0 H \left[ \frac{1}{2\beta + 1} - \frac{k}{2\beta + \gamma + 1} \right] = 1611$	$m_r = \frac{m_{total}}{2\beta + 1} = 3463$	$m_r = m_0 H \left[ \frac{1}{2\beta + 1} - \frac{k}{2\beta + \gamma + 1} \right] = 2413$
$\beta = \frac{3}{\left[ 1 + 1.67 \left( \frac{wt}{wb} \right) \right]} = 2.11$	$\beta = \frac{3}{\left[ 1 + 1.67 \left( \frac{wt}{wb} \right) \right]} = 2.11$	$\beta = \frac{4}{\left[ 1 + 1.67 \left( \frac{wt}{wb} \right) \right]} = 2.82$
$k = 1 - 4.57 \left( \frac{wt}{wb} \right)^{2.685} = 0.8895$	$k \rightarrow No\ intervienen$	$k = 1 - \frac{wt}{wb} = 0.75$
$\gamma = 19.97 H^{-0.92} = \frac{19.97}{H^{0.92}} = 0.4618$	$\gamma \rightarrow No\ intervienen$	$\gamma = 1$
$m_{total} = 18078$	$m_{total} = 18078$	$m_{total} = 18078$
$m_0 = 767$	$m_0 \rightarrow No\ intervienen$	$m_0 = 767$

En la tabla 5.7.6 se muestran las fuerzas resultantes por efecto del viento sobre la torre, aplicando el método propuesto y considerando la alternativa 1 descrita anteriormente.

Tabla 5.7.6 Resultados aplicando la alternativa de análisis 1

- 01 -	- 02 -	- 03 -	- 04 -	- 05 -	- 06 -	- 07 -	-08-	- 09 -	- 10 -	- 11 -	- 12 -	- 13 -	- 14 -	- 15 -
		Área efectiva m <sup>2</sup>									Ca			
Panel	z (m)	Pierna	Cel.	Esc.	CGO	Área panel m <sup>2</sup>	F <sub>rz</sub>	V <sub>D</sub> m/s	q <sub>z</sub> Pa	FAD	Pierna	Cel.	Esc.	CGO
1	1.00	0.67	1.62	0.20	0.60	7.90	1.00	40.22	990.81	2.21	1.40	2.53	3.50	3.50
2	3.00	0.67	1.58	0.20	0.60	7.70	1.00	40.22	990.81	2.21	1.40	2.52	3.50	3.50
3	5.00	0.67	1.55	0.20	0.60	7.50	1.00	40.22	990.81	2.21	1.40	2.51	3.50	3.50
4	7.00	0.67	1.51	0.20	0.60	7.30	1.00	40.22	990.81	2.21	1.40	2.50	3.50	3.50
5	9.00	0.67	1.48	0.20	0.60	7.10	1.00	40.22	990.81	2.21	1.40	2.49	3.50	3.50
6	11.00	0.67	1.44	0.20	0.60	6.90	1.02	40.84	1021.49	2.21	1.40	2.47	3.50	3.50
7	13.00	0.67	1.13	0.20	0.60	6.70	1.04	41.94	1077.59	2.21	1.40	2.59	3.50	3.50
8	15.00	0.67	1.10	0.20	0.60	6.50	1.07	42.92	1128.08	2.21	1.40	2.58	3.50	3.50
9	17.00	0.67	1.07	0.20	0.60	6.30	1.09	43.78	1174.18	2.21	1.40	2.57	3.50	3.50
10	19.00	0.41	1.05	0.20	0.60	6.10	1.11	44.57	1216.72	2.21	1.40	2.69	3.50	3.50
11	21.00	0.41	1.02	0.20	0.60	5.90	1.13	45.29	1256.32	2.21	1.40	2.68	3.50	3.49
12	23.00	0.41	0.99	0.20	0.60	5.70	1.14	45.95	1293.43	2.21	1.40	2.66	3.50	3.46
13	25.00	0.41	0.84	0.20	0.60	5.50	1.16	46.57	1328.41	2.21	1.40	2.72	3.50	3.44
14	27.00	0.41	0.82	0.20	0.60	5.30	1.17	47.15	1361.53	2.21	1.40	2.70	3.50	3.41
15	29.00	0.41	0.80	0.20	0.60	5.10	1.19	47.69	1393.02	2.21	1.40	2.69	3.50	3.38
16	31.00	0.41	0.78	0.20	0.60	4.90	1.20	48.20	1423.07	2.21	1.40	2.68	3.50	3.34
17	33.00	0.41	0.75	0.20	0.60	4.70	1.21	48.69	1451.83	2.21	1.40	2.66	3.50	3.31
18	35.00	0.41	0.73	0.20	0.60	4.50	1.22	49.15	1479.42	2.21	1.40	2.64	3.50	3.27
19	37.00	0.36	0.61	0.20	0.60	4.30	1.23	49.59	1505.96	2.21	1.40	2.73	3.50	3.22
20	39.00	0.36	0.59	0.20	0.60	4.10	1.24	50.00	1531.55	2.21	1.40	2.71	3.50	3.18
21	41.00	0.36	0.57	0.20	0.60	3.90	1.25	50.41	1556.26	2.21	1.40	2.69	3.50	3.12
22	43.00	0.36	0.55	0.20	0.60	3.70	1.26	50.79	1580.16	2.21	1.40	2.66	3.50	3.06
23	45.00	0.36	0.53	0.20	0.60	3.50	1.27	51.16	1603.31	2.21	1.40	2.64	3.50	3.00
24	47.00	0.36	0.52	0.20	0.60	3.30	1.28	51.52	1625.78	2.21	1.40	2.61	3.50	2.93
25	49.00	0.36	0.33	0.20	0.60	3.10	1.29	51.86	1647.60	2.21	1.40	2.73	3.50	2.85
26	51.00	0.36	0.32	0.20	0.60	2.90	1.30	52.20	1668.83	2.21	1.40	2.70	3.50	2.78
27	53.00	0.36	0.31	0.20	0.60	2.70	1.31	52.52	1689.50	2.21	1.40	2.66	3.50	2.73
28	55.00	0.36	0.30	0.20	0.60	2.50	1.31	52.83	1709.65	2.21	1.40	2.61	3.50	2.68
29	57.00	0.36	0.29	0.20	0.60	2.30	1.32	53.14	1729.30	2.21	1.40	2.56	3.50	2.62
30	59.00	0.36	0.28	0.20	0.60	2.10	1.33	53.43	1748.49	2.21	1.40	2.49	3.50	2.54

Tabla 5.7.6 (continuación) Resultados aplicando la alternativa de análisis 1

- 01 -	- 16 -	- 17 -	- 18 -	- 19 -	- 20 -	- 21 -	- 22 -	- 23 -	- 24 -
Pz (Pa)					Fz (N)				ΣFz(N)
Panel	Pierna	Cel.	Escalera	CGO	Pierna	Celosía	Escalera	CGO	
1	3062.63	5532.71	7656.59	7656.59	2062.38	8962.43	1531.32	4593.95	17.150
2	3062.63	5513.31	7656.59	7656.59	2062.38	8736.39	1531.32	4593.95	16.924
3	3062.63	5492.79	7656.59	7656.59	2062.38	8510.53	1531.32	4593.95	16.698
4	3062.63	5470.97	7656.59	7656.59	2062.38	8285.23	1531.32	4593.95	16.473
5	3062.63	5440.77	7656.59	7656.59	2062.38	8049.61	1531.32	4593.95	16.237
6	3157.48	5575.47	7893.70	7893.70	2126.25	8054.88	1578.74	4736.22	16.496
7	3330.86	6170.09	8327.16	8327.16	2243.00	6960.48	1665.43	4996.3	15.865
8	3486.94	6429.11	8717.35	8717.35	2348.10	7075.24	1743.47	5230.41	16.397
9	3629.43	6658.16	9073.58	9073.58	2444.06	7145.54	1814.72	5444.15	16.848
10	3760.94	7214.84	9402.35	9402.35	1528.82	7546.00	1880.47	5641.41	16.597
11	3883.34	7420.56	9708.35	9675.44	1578.58	7560.81	1941.67	5805.26	16.886
12	3998.05	7607.56	9995.12	9889.91	1625.21	7546.70	1999.02	5933.95	17.105
13	4106.16	7970.59	10265.40	10078.76	1669.15	6731.96	2053.08	6047.26	16.501
14	4208.54	8131.39	10521.35	10243.43	1710.77	6679.12	2104.27	6146.06	16.640
15	4305.89	8277.07	10764.71	10384.78	1750.34	6609.24	2152.94	6230.87	16.743
16	4398.77	8408.57	10996.92	10503.18	1788.10	6522.53	2199.38	6301.91	16.812
17	4487.66	8526.00	11219.14	10598.51	1824.23	6420.93	2243.83	6359.1	16.848
18	4572.95	8629.17	11432.39	10670.23	1858.91	6306.19	2286.48	6402.14	16.854
19	4655.00	9070.60	11637.50	10717.33	1655.78	5510.39	2327.50	6430.4	15.924
20	4734.08	9159.94	11835.21	10738.28	1683.91	5394.05	2367.04	6442.97	15.888
21	4810.45	9234.54	12026.13	10731.01	1711.08	5268.11	2405.23	6438.61	15.823
22	4884.33	9293.25	12210.83	10692.72	1737.36	5133.24	2442.17	6415.63	15.728
23	4955.91	9334.56	12389.77	10619.80	1762.82	4989.77	2477.95	6371.88	15.602
24	5025.35	9356.42	12563.38	10507.55	1787.52	4837.83	2512.68	6304.53	15.443
25	5092.81	9942.79	12732.04	10349.91	1811.51	3313.74	2546.41	6209.95	13.882
26	5158.43	9944.06	12896.08	10240.63	1834.85	3203.03	2579.22	6144.38	13.761
27	5222.32	9918.68	13055.80	10195.96	1857.58	3086.69	2611.16	6117.57	13.673
28	5284.59	9861.27	13211.47	10116.21	1879.73	2964.13	2642.29	6069.73	13.556
29	5345.34	9764.49	13363.34	9993.46	1901.34	2834.40	2672.67	5996.07	13.404
30	5404.65	9607.04	13511.63	9816.61	1922.43	2692.87	2702.33	5889.97	13.208

Tabla 5.7.7 Resultados aplicando la alternativa de análisis 2

- 01 -	- 02 -	- 03 -	- 04 -	- 05 -	- 06 -	- 07 -	- 08 -	- 09 -	- 10 -	- 11 -	- 12 -	- 13 -	- 14 -	- 15 -
		Área efectiva m <sup>2</sup>									Ca			
Panel	z (m)	Pierna	Cel.	Esc.	CGO	Área panel m <sup>2</sup>	F <sub>rz</sub>	V <sub>D</sub> m/s	q <sub>z</sub> Pa	FAD	Pierna	Cel.	Esc.	CGO
1	1.00	0.67	1.62	0.20	0.60	7.90	1.000	40.22	990.81	1.027	1.40	2.53	3.50	3.50
2	3.00	0.67	1.58	0.20	0.60	7.70	1.000	40.22	990.81	1.027	1.40	2.52	3.50	3.50
3	5.00	0.67	1.55	0.20	0.60	7.50	1.000	40.22	990.81	1.027	1.40	2.51	3.50	3.50
4	7.00	0.67	1.51	0.20	0.60	7.30	1.000	40.22	990.81	1.027	1.40	2.50	3.50	3.50
5	9.00	0.67	1.48	0.20	0.60	7.10	1.000	40.22	990.81	1.027	1.40	2.49	3.50	3.50
6	11.00	0.67	1.44	0.20	0.60	6.90	1.015	40.84	1021.49	1.027	1.40	2.47	3.50	3.50
7	13.00	0.67	1.13	0.20	0.60	6.70	1.043	41.94	1077.59	1.027	1.40	2.59	3.50	3.50
8	15.00	0.67	1.10	0.20	0.60	6.50	1.067	42.92	1128.08	1.027	1.40	2.58	3.50	3.50
9	17.00	0.67	1.07	0.20	0.60	6.30	1.089	43.78	1174.18	1.027	1.40	2.57	3.50	3.50
10	19.00	0.41	1.05	0.20	0.60	6.10	1.108	44.57	1216.72	1.027	1.40	2.69	3.50	3.50
11	21.00	0.41	1.02	0.20	0.60	5.90	1.126	45.29	1256.32	1.027	1.40	2.68	3.50	3.49
12	23.00	0.41	0.99	0.20	0.60	5.70	1.143	45.95	1293.43	1.027	1.40	2.66	3.50	3.46
13	25.00	0.41	0.84	0.20	0.60	5.50	1.158	46.57	1328.41	1.027	1.40	2.72	3.50	3.44
14	27.00	0.41	0.82	0.20	0.60	5.30	1.172	47.15	1361.53	1.027	1.40	2.70	3.50	3.41
15	29.00	0.41	0.80	0.20	0.60	5.10	1.186	47.69	1393.02	1.027	1.40	2.69	3.50	3.38
16	31.00	0.41	0.78	0.20	0.60	4.90	1.198	48.20	1423.07	1.027	1.40	2.68	3.50	3.34
17	33.00	0.41	0.75	0.20	0.60	4.70	1.210	48.69	1451.83	1.027	1.40	2.66	3.50	3.31
18	35.00	0.41	0.73	0.20	0.60	4.50	1.222	49.15	1479.42	1.027	1.40	2.64	3.50	3.27
19	37.00	0.36	0.61	0.20	0.60	4.30	1.233	49.59	1505.96	1.027	1.40	2.73	3.50	3.22
20	39.00	0.36	0.59	0.20	0.60	4.10	1.243	50.00	1531.55	1.027	1.40	2.71	3.50	3.18
21	41.00	0.36	0.57	0.20	0.60	3.90	1.253	50.41	1556.26	1.027	1.40	2.69	3.50	3.12
22	43.00	0.36	0.55	0.20	0.60	3.70	1.263	50.79	1580.16	1.027	1.40	2.66	3.50	3.06
23	45.00	0.36	0.53	0.20	0.60	3.50	1.272	51.16	1603.31	1.027	1.40	2.64	3.50	3.00
24	47.00	0.36	0.52	0.20	0.60	3.30	1.281	51.52	1625.78	1.027	1.40	2.61	3.50	2.93
25	49.00	0.36	0.33	0.20	0.60	3.10	1.290	51.86	1647.60	1.027	1.40	2.73	3.50	2.85
26	51.00	0.36	0.32	0.20	0.60	2.90	1.298	52.20	1668.83	1.027	1.40	2.70	3.50	2.78
27	53.00	0.36	0.31	0.20	0.60	2.70	1.306	52.52	1689.50	1.027	1.40	2.66	3.50	2.73
28	55.00	0.36	0.30	0.20	0.60	2.50	1.314	52.83	1709.65	1.027	1.40	2.61	3.50	2.68
29	57.00	0.36	0.29	0.20	0.60	2.30	1.321	53.14	1729.30	1.027	1.40	2.56	3.50	2.62
30	59.00	0.36	0.28	0.20	0.60	2.10	1.328	53.43	1748.49	1.027	1.40	2.49	3.50	2.54

Tabla 5.7.7 (continuación) Resultados aplicando la alternativa de análisis 2

- 01 -	- 16 -	- 17 -	- 18 -	- 19 -	- 20 -	- 21 -	- 22 -	- 23 -	- 24 -
Pz (Pa)					Fz (N)				ΣFz(MN)
Panel	Pierna	Cel.	Escalera	CGO	Pierna	Celosía	Escalera	CGO	
1	1425.07	2574.42	3562.69	3562.69	959.65	4170.31	712.54	2137.61	7.980
2	1425.07	2565.40	3562.69	3562.69	959.65	4065.13	712.54	2137.61	7.875
3	1425.07	2555.85	3562.69	3562.69	959.65	3960.04	712.54	2137.61	7.770
4	1425.07	2545.70	3562.69	3562.69	959.65	3855.20	712.54	2137.61	7.665
5	1425.07	2531.64	3562.69	3562.69	959.65	3745.57	712.54	2137.61	7.555
6	1469.21	2594.32	3673.02	3673.02	989.36	3748.02	734.60	2203.81	7.676
7	1549.88	2871.00	3874.71	3874.71	1043.69	3238.78	774.94	2324.83	7.382
8	1622.51	2991.53	4056.27	4056.27	1092.60	3292.18	811.25	2433.76	7.630
9	1688.81	3098.11	4222.03	4222.03	1137.25	3324.89	844.41	2533.22	7.840
10	1750.00	3357.14	4375.01	4375.01	711.38	3511.23	875.00	2625	7.723
11	1806.96	3452.86	4517.39	4502.08	734.53	3518.12	903.48	2701.25	7.857
12	1860.33	3539.88	4650.83	4601.87	756.22	3511.56	930.17	2761.12	7.959
13	1910.64	3708.80	4776.59	4689.75	776.67	3132.45	955.32	2813.85	7.678
14	1958.28	3783.62	4895.69	4766.37	796.04	3107.86	979.14	2859.82	7.743
15	2003.57	3851.40	5008.93	4832.14	814.45	3075.35	1001.79	2899.29	7.791
16	2046.79	3912.59	5116.98	4887.23	832.02	3035.00	1023.40	2932.34	7.823
17	2088.15	3967.23	5220.38	4931.59	848.83	2987.72	1044.08	2958.96	7.840
18	2127.84	4015.24	5319.60	4964.96	864.97	2934.34	1063.92	2978.98	7.842
19	2166.02	4220.64	5415.05	4986.88	770.45	2564.04	1083.01	2992.13	7.410
20	2202.82	4262.21	5507.04	4996.63	783.54	2509.90	1101.41	2997.98	7.393
21	2238.35	4296.92	5595.88	4993.25	796.18	2451.30	1119.18	2995.95	7.363
22	2272.73	4324.24	5681.82	4975.43	808.41	2388.55	1136.36	2985.26	7.319
23	2306.03	4343.46	5765.08	4941.50	820.26	2321.79	1153.02	2964.9	7.260
24	2338.35	4353.64	5845.87	4889.27	831.75	2251.09	1169.17	2933.56	7.186
25	2369.74	4626.48	5924.34	4815.92	842.92	1541.91	1184.87	2889.55	6.459
26	2400.27	4627.07	6000.67	4765.07	853.78	1490.40	1200.13	2859.04	6.403
27	2430.00	4615.26	6074.99	4744.28	864.35	1436.27	1215.00	2846.57	6.362
28	2458.97	4588.55	6147.43	4707.18	874.66	1379.24	1229.49	2824.31	6.308
29	2487.24	4543.51	6218.10	4650.06	884.71	1318.88	1243.62	2790.03	6.237
30	2514.84	4470.25	6287.10	4567.77	894.53	1253.02	1257.42	2740.66	6.146



Tabla 5.7.8 Resultados aplicando la alternativa de análisis 3

- 01 -	- 02 -	- 03 -	- 04 -	- 05 -	- 06 -	- 07 -	- 08 -	- 09 -	- 10 -	- 11 -	- 12 -	- 13 -	- 14 -	- 15 -	
		Área efectiva m <sup>2</sup>										Ca			
Panel	z (m)	Pierna	Cel.	Esc.	CGO	Área panel m <sup>2</sup>	F <sub>rz</sub>	V <sub>D</sub> m/s	q <sub>z</sub> Pa	FAD	Pierna	Cel.	Esc.	CGO	
1	1.00	0.67	1.62	0.20	0.60	7.90	1.00	40.22	990.81	1.120	1.40	2.53	3.50	3.50	
2	3.00	0.67	1.58	0.20	0.60	7.70	1.00	40.22	990.81	1.120	1.40	2.52	3.50	3.50	
3	5.00	0.67	1.55	0.20	0.60	7.50	1.00	40.22	990.81	1.120	1.40	2.51	3.50	3.50	
4	7.00	0.67	1.51	0.20	0.60	7.30	1.00	40.22	990.81	1.120	1.40	2.50	3.50	3.50	
5	9.00	0.67	1.48	0.20	0.60	7.10	1.00	40.22	990.81	1.120	1.40	2.49	3.50	3.50	
6	11.00	0.67	1.44	0.20	0.60	6.90	1.02	40.84	1021.49	1.120	1.40	2.47	3.50	3.50	
7	13.00	0.67	1.13	0.20	0.60	6.70	1.04	41.94	1077.59	1.120	1.40	2.59	3.50	3.50	
8	15.00	0.67	1.10	0.20	0.60	6.50	1.07	42.92	1128.08	1.120	1.40	2.58	3.50	3.50	
9	17.00	0.67	1.07	0.20	0.60	6.30	1.09	43.78	1174.18	1.120	1.40	2.57	3.50	3.50	
10	19.00	0.41	1.05	0.20	0.60	6.10	1.11	44.57	1216.72	1.120	1.40	2.69	3.50	3.50	
11	21.00	0.41	1.02	0.20	0.60	5.90	1.13	45.29	1256.32	1.120	1.40	2.68	3.50	3.49	
12	23.00	0.41	0.99	0.20	0.60	5.70	1.14	45.95	1293.43	1.120	1.40	2.66	3.50	3.46	
13	25.00	0.41	0.84	0.20	0.60	5.50	1.16	46.57	1328.41	1.120	1.40	2.72	3.50	3.44	
14	27.00	0.41	0.82	0.20	0.60	5.30	1.17	47.15	1361.53	1.120	1.40	2.70	3.50	3.41	
15	29.00	0.41	0.80	0.20	0.60	5.10	1.19	47.69	1393.02	1.120	1.40	2.69	3.50	3.38	
16	31.00	0.41	0.78	0.20	0.60	4.90	1.20	48.20	1423.07	1.120	1.40	2.68	3.50	3.34	
17	33.00	0.41	0.75	0.20	0.60	4.70	1.21	48.69	1451.83	1.120	1.40	2.66	3.50	3.31	
18	35.00	0.41	0.73	0.20	0.60	4.50	1.22	49.15	1479.42	1.120	1.40	2.64	3.50	3.27	
19	37.00	0.36	0.61	0.20	0.60	4.30	1.23	49.59	1505.96	1.120	1.40	2.73	3.50	3.22	
20	39.00	0.36	0.59	0.20	0.60	4.10	1.24	50.00	1531.55	1.120	1.40	2.71	3.50	3.18	
21	41.00	0.36	0.57	0.20	0.60	3.90	1.25	50.41	1556.26	1.120	1.40	2.69	3.50	3.12	
22	43.00	0.36	0.55	0.20	0.60	3.70	1.26	50.79	1580.16	1.120	1.40	2.66	3.50	3.06	
23	45.00	0.36	0.53	0.20	0.60	3.50	1.27	51.16	1603.31	1.120	1.40	2.64	3.50	3.00	
24	47.00	0.36	0.52	0.20	0.60	3.30	1.28	51.52	1625.78	1.120	1.40	2.61	3.50	2.93	
25	49.00	0.36	0.33	0.20	0.60	3.10	1.29	51.86	1647.60	1.120	1.40	2.73	3.50	2.85	
26	51.00	0.36	0.32	0.20	0.60	2.90	1.30	52.20	1668.83	1.120	1.40	2.70	3.50	2.78	
27	53.00	0.36	0.31	0.20	0.60	2.70	1.31	52.52	1689.50	1.120	1.40	2.66	3.50	2.73	
28	55.00	0.36	0.30	0.20	0.60	2.50	1.31	52.83	1709.65	1.120	1.40	2.61	3.50	2.68	
29	57.00	0.36	0.29	0.20	0.60	2.30	1.32	53.14	1729.30	1.120	1.40	2.56	3.50	2.62	
30	59.00	0.36	0.28	0.20	0.60	2.10	1.33	53.43	1748.49	1.120	1.40	2.49	3.50	2.54	

Tabla 5.7.8 (continuación) Resultados aplicando la alternativa de análisis 3

- 01 -	- 16 -	- 17 -	- 18 -	- 19 -	- 20 -	- 21 -	- 22 -	- 23 -	- 24 -
Pz (Pa)					Fz (N)				ΣFz(N)
Panel	Pierna	Cel.	Escalera	CGO	Pierna	Celosía	Escalera	CGO	
1	1553.39	2806.24	3883.49	3883.49	1046.06	4545.82	776.70	2330.09	8.699
2	1553.39	2796.40	3883.49	3883.49	1046.06	4431.17	776.70	2330.09	8.584
3	1553.39	2785.99	3883.49	3883.49	1046.06	4316.61	776.70	2330.09	8.469
4	1553.39	2774.92	3883.49	3883.49	1046.06	4202.34	776.70	2330.09	8.355
5	1553.39	2759.60	3883.49	3883.49	1046.06	4082.83	776.70	2330.09	8.236
6	1601.50	2827.93	4003.75	4003.75	1078.45	4085.51	800.75	2402.25	8.367
7	1689.44	3129.52	4223.61	4223.61	1137.67	3530.41	844.72	2534.16	8.047
8	1768.61	3260.90	4421.51	4421.51	1190.98	3588.62	884.30	2652.91	8.317
9	1840.88	3377.07	4602.20	4602.20	1239.65	3624.28	920.44	2761.32	8.546
10	1907.58	3659.43	4768.95	4768.95	775.43	3827.39	953.79	2861.37	8.418
11	1969.66	3763.77	4924.16	4907.46	800.67	3834.91	984.83	2944.48	8.565
12	2027.84	3858.62	5069.61	5016.25	824.32	3827.75	1013.92	3009.75	8.676
13	2082.68	4042.75	5206.70	5112.03	846.61	3414.51	1041.34	3067.22	8.370
14	2134.61	4124.31	5336.52	5195.55	867.72	3387.71	1067.30	3117.33	8.440
15	2183.98	4198.20	5459.95	5267.25	887.79	3352.26	1091.99	3160.35	8.492
16	2231.09	4264.90	5577.73	5327.30	906.94	3308.28	1115.55	3196.38	8.527
17	2276.18	4324.46	5690.44	5375.65	925.27	3256.75	1138.09	3225.39	8.545
18	2319.44	4376.79	5798.60	5412.03	942.85	3198.56	1159.72	3247.22	8.548
19	2361.06	4600.69	5902.64	5435.92	839.83	2794.92	1180.53	3261.55	8.077
20	2401.17	4646.00	6002.92	5446.55	854.10	2735.91	1200.58	3267.93	8.059
21	2439.90	4683.84	6099.76	5442.86	867.87	2672.03	1219.95	3265.72	8.026
22	2477.37	4713.62	6193.43	5423.44	881.20	2603.63	1238.69	3254.06	7.978
23	2513.68	4734.57	6284.20	5386.45	894.12	2530.86	1256.84	3231.87	7.914
24	2548.90	4745.66	6372.25	5329.52	906.64	2453.79	1274.45	3197.71	7.833
25	2583.12	5043.07	6457.80	5249.56	918.82	1680.75	1291.56	3149.74	7.041
26	2616.40	5043.71	6541.00	5194.13	930.65	1624.60	1308.20	3116.48	6.980
27	2648.80	5030.84	6622.01	5171.48	942.18	1565.59	1324.40	3102.89	6.935
28	2680.39	5001.72	6700.97	5131.03	953.41	1503.43	1340.19	3078.62	6.876
29	2711.20	4952.63	6778.00	5068.77	964.37	1437.63	1355.60	3041.26	6.799
30	2741.29	4872.77	6853.21	4979.07	975.08	1365.84	1370.64	2987.44	6.699

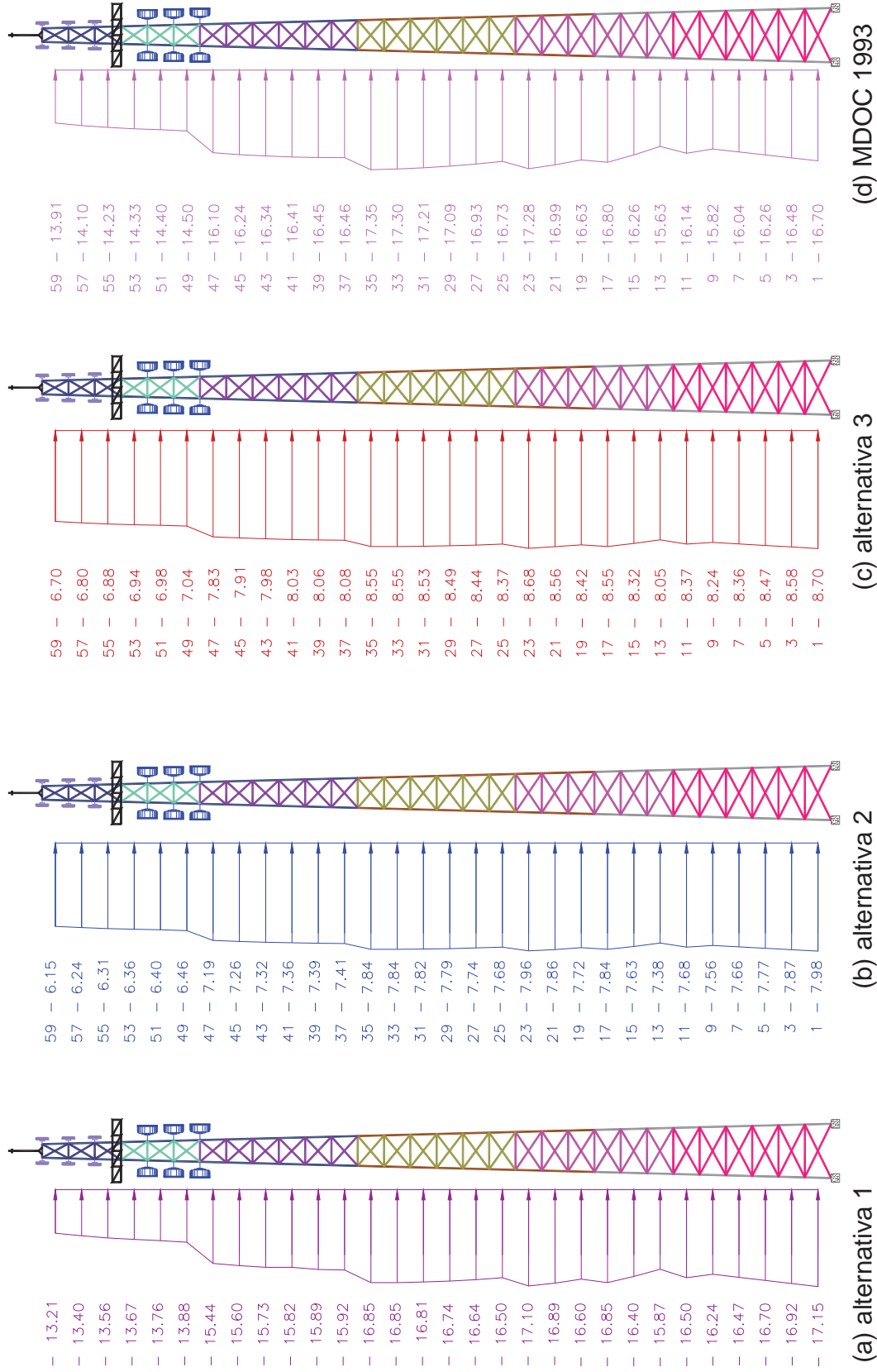
Tabla 5.7.9 Resultados aplicando el MDOC 1993

- 01 -	- 02 -	- 03 -	- 04 -	- 05 -	- 06 -	- 07 -	- 08 -	- 09 -	- 10 -	- 11 -	- 12 -	- 13 -	- 14 -	- 15 -	- 16 -	- 17 -
		Área efectiva m <sup>2</sup>											Ca			
Panel	z (m)	Pierna	Cel.	Esc.	CGO	Área panel m <sup>2</sup>	F <sub>rz</sub>	F <sub>α</sub>	V <sub>D</sub> Km/h	q <sub>z</sub> Kg/m <sup>2</sup>	g	Fg	Pierna	Cel.	Esc.	CGO
1	1.00	0.67	1.62	0.20	0.60	7.90	1.00	1.00	200.62	193.58	1.55	1.122	1.40	2.53	3.50	3.50
2	3.00	0.67	1.58	0.20	0.60	7.70	1.00	1.00	200.62	193.58	1.55	1.122	1.40	2.52	3.50	3.50
3	5.00	0.67	1.55	0.20	0.60	7.50	1.00	1.00	200.62	193.58	1.55	1.122	1.40	2.51	3.50	3.50
4	7.00	0.67	1.51	0.20	0.60	7.30	1.00	1.00	200.62	193.58	1.55	1.122	1.40	2.50	3.50	3.50
5	9.00	0.67	1.48	0.20	0.60	7.10	1.00	1.00	200.62	193.58	1.55	1.122	1.40	2.49	3.50	3.50
6	11.00	0.67	1.44	0.20	0.60	6.90	1.02	1.02	203.08	198.37	1.54	1.134	1.40	2.47	3.50	3.50
7	13.00	0.67	1.13	0.20	0.60	6.70	1.04	1.04	207.47	207.03	1.53	1.154	1.40	2.59	3.50	3.50
8	15.00	0.67	1.10	0.20	0.60	6.50	1.06	1.06	211.31	214.76	1.52	1.172	1.40	2.58	3.50	3.50
9	17.00	0.67	1.07	0.20	0.60	6.30	1.07	1.07	214.72	221.75	1.51	1.188	1.40	2.57	3.50	3.50
10	19.00	0.41	1.05	0.20	0.60	6.10	1.09	1.09	217.80	228.15	1.50	1.203	1.40	2.69	3.50	3.50
11	21.00	0.41	1.02	0.20	0.60	5.90	1.10	1.10	220.60	234.08	1.49	1.216	1.40	2.68	3.50	3.49
12	23.00	0.41	0.99	0.20	0.60	5.70	1.12	1.12	223.19	239.59	1.48	1.228	1.40	2.66	3.50	3.46
13	25.00	0.41	0.84	0.20	0.60	5.50	1.13	1.13	225.58	244.76	1.48	1.239	1.40	2.72	3.50	3.44
14	27.00	0.41	0.82	0.20	0.60	5.30	1.14	1.14	227.82	249.63	1.47	1.249	1.40	2.70	3.50	3.41
15	29.00	0.41	0.80	0.20	0.60	5.10	1.15	1.15	229.91	254.24	1.47	1.259	1.40	2.69	3.50	3.38
16	31.00	0.41	0.78	0.20	0.60	4.90	1.16	1.16	231.88	258.62	1.46	1.268	1.40	2.68	3.50	3.34
17	33.00	0.41	0.75	0.20	0.60	4.70	1.17	1.17	233.74	262.79	1.45	1.276	1.40	2.66	3.50	3.31
18	35.00	0.41	0.73	0.20	0.60	4.50	1.18	1.18	235.51	266.78	1.45	1.285	1.40	2.64	3.50	3.27
19	37.00	0.36	0.61	0.20	0.60	4.30	1.19	1.19	237.19	270.60	1.45	1.292	1.42	2.73	3.50	3.22
20	39.00	0.36	0.59	0.20	0.60	4.10	1.19	1.19	238.80	274.27	1.44	1.300	1.42	2.71	3.50	3.18
21	41.00	0.36	0.57	0.20	0.60	3.90	1.20	1.20	240.33	277.81	1.44	1.307	1.41	2.69	3.50	3.12
22	43.00	0.36	0.55	0.20	0.60	3.70	1.21	1.21	241.80	281.21	1.43	1.313	1.40	2.66	3.50	3.06
23	45.00	0.36	0.53	0.20	0.60	3.50	1.22	1.22	243.21	284.51	1.43	1.320	1.40	2.64	3.50	3.00
24	47.00	0.36	0.52	0.20	0.60	3.30	1.22	1.22	244.57	287.69	1.43	1.326	1.40	2.61	3.50	2.93
25	49.00	0.36	0.33	0.20	0.60	3.10	1.23	1.23	245.88	290.78	1.42	1.332	1.40	2.73	3.50	2.85
26	51.00	0.36	0.32	0.20	0.60	2.90	1.24	1.24	247.14	293.77	1.42	1.338	1.40	2.70	3.50	2.78
27	53.00	0.36	0.31	0.20	0.60	2.70	1.24	1.24	248.36	296.68	1.42	1.343	1.40	2.66	3.50	2.73
28	55.00	0.36	0.30	0.20	0.60	2.50	1.25	1.25	249.54	299.50	1.42	1.349	1.40	2.61	3.50	2.68
29	57.00	0.36	0.29	0.20	0.60	2.30	1.25	1.25	250.68	302.25	1.41	1.354	1.40	2.56	3.50	2.62
30	59.00	0.36	0.28	0.20	0.60	2.10	1.26	1.26	251.79	304.93	1.41	1.359	1.40	2.49	3.50	2.54

Tabla 5.7.9 (continuación) Resultados aplicando el MDOC 1993

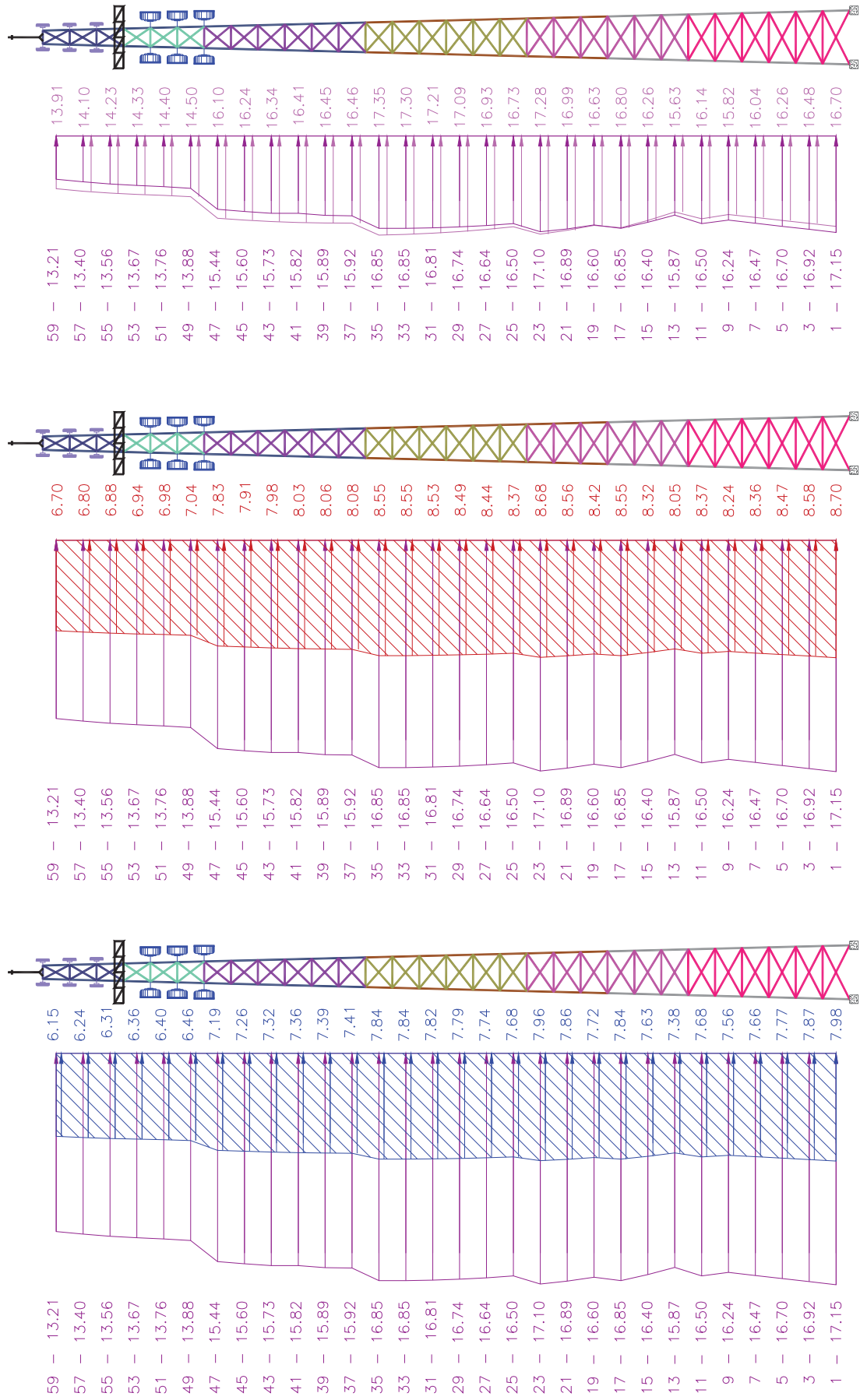
- 01 -	- 18 -	- 19 -	- 20 -	- 21 -	- 22 -	- 23 -	- 24 -	- 25 -	- 26 -
Pz					Fz (kg)				$\Sigma Fz(N)$
Panel	Pierna	Cel.	Escalera	CGO	Pierna	Celosía	Escalera	CGO	
1	304.08	549.33	760.21	760.21	204.77	889.86	152.04	456.13	16.70
2	304.08	547.41	760.21	760.21	204.77	867.42	152.04	456.13	16.48
3	304.08	545.37	760.21	760.21	204.77	845.00	152.04	456.13	16.26
4	304.08	543.20	760.21	760.21	204.77	822.63	152.04	456.13	16.04
5	304.08	540.20	760.21	760.21	204.77	799.23	152.04	456.13	15.82
6	314.82	555.90	787.05	787.05	212.00	803.12	157.41	472.23	16.14
7	334.56	619.73	836.39	836.39	225.29	699.12	167.28	501.83	15.63
8	352.44	649.83	881.11	881.11	237.34	715.13	176.22	528.67	16.26
9	368.87	676.69	922.18	922.18	248.40	726.23	184.44	553.31	16.80
10	384.11	736.87	960.28	960.28	156.14	770.69	192.06	576.17	16.63
11	398.36	761.22	995.91	992.54	161.94	775.61	199.18	595.52	16.99
12	411.78	783.54	1029.44	1018.61	167.39	777.27	205.89	611.16	17.28
13	424.47	823.94	1061.17	1041.87	172.55	695.90	212.23	625.12	16.73
14	436.53	843.42	1091.31	1062.49	177.45	692.78	218.26	637.49	16.93
15	448.03	861.23	1120.07	1080.54	182.12	687.69	224.01	648.32	17.09
16	459.04	877.48	1147.59	1096.07	186.60	680.67	229.52	657.64	17.21
17	469.60	892.19	1174.01	1109.07	190.89	671.91	234.80	665.44	17.30
18	479.77	905.33	1199.43	1119.46	195.03	661.61	239.89	671.68	17.35
19	497.09	953.97	1223.93	1127.16	176.82	579.54	244.79	676.30	16.46
20	504.42	965.60	1247.61	1131.98	179.42	568.62	249.52	679.19	16.45
21	511.57	975.61	1270.53	1133.71	181.96	556.56	254.11	680.22	16.41
22	518.56	983.87	1292.75	1132.03	184.45	543.45	258.55	679.22	16.34
23	525.73	990.22	1314.32	1126.56	187.00	529.32	262.86	675.94	16.24
24	534.12	994.44	1335.29	1116.79	189.99	514.19	267.06	670.07	16.10
25	542.28	1058.70	1355.70	1102.05	192.89	352.85	271.14	661.23	14.50
26	550.24	1060.71	1375.59	1092.34	195.72	341.66	275.12	655.40	14.40
27	557.99	1059.79	1394.98	1089.42	198.48	329.81	279.00	653.65	14.33
28	565.57	1055.37	1413.92	1082.66	201.17	317.23	282.78	649.60	14.23
29	572.97	1046.66	1432.42	1071.20	203.81	303.82	286.48	642.72	14.10
30	580.21	1031.35	1450.52	1053.85	206.38	289.09	290.10	632.31	13.91

En la Figura 5.7.3 se muestran los diagramas de las fuerzas sobre la torre resultantes del análisis dinámico de la acción del viento, en la Figura 5.7.3 (a), (b) y (c) se presentan las fuerzas resultantes aplicando el método propuesto en este capítulo y corresponde a la alternativa 1, 2 y 3 respectivamente, en la Figura 5.7.3 (d) se muestra los resultados obtenidos de aplicar el método del MDOC 1993.



procedimiento propuesto

Figura 5.7.3 Diagramas de fuerzas resultantes por la acción del viento sobre la torre tipo 1 de 60 m de altura



(a) Alternativa 1 / Alternativa 2

(b) Alternativa 1 / Alternativa 3

(c) Alternativa 1 / MDOC 93

Figura 5.7.4 Comparación de fuerzas resultantes utilizando las diferentes alternativas.

Tabla 5.7.8 Comparación de resultados

- 01 -				- 02 -				- 03 -				- 04 -				- 05 -				- 06 -				- 07 -				- 08 -				- 09 -				- 10 -				- 11 -			
Σ F(N)																Factor de amplificación dinámica																											
Método propuesto												MDOC93				Método propuesto												MDOC93															
Alternativa																Alternativa																											
1			2			3			ALT1 ALT2				ALT1 ALT3				ALT1 MDOC93				1			2			3																
17.150	7.980	8.699	16.70	2.1491	1.9716	1.0267	2.21	1.027	1.120	1.122																																	
16.924	7.875	8.584	16.48	2.1491	1.9716	1.0267	2.21	1.027	1.120	1.122																																	
16.698	7.770	8.469	16.26	2.1491	1.9716	1.0267	2.21	1.027	1.120	1.122																																	
16.473	7.665	8.355	16.04	2.1491	1.9716	1.0267	2.21	1.027	1.120	1.122																																	
16.237	7.555	8.236	15.82	2.1491	1.9716	1.0267	2.21	1.027	1.120	1.122																																	
16.496	7.676	8.367	16.14	2.1491	1.9716	1.0224	2.21	1.027	1.120	1.134																																	
15.865	7.382	8.047	15.63	2.1491	1.9716	1.0149	2.21	1.027	1.120	1.154																																	
16.397	7.630	8.317	16.26	2.1491	1.9716	1.0085	2.21	1.027	1.120	1.172																																	
16.848	7.840	8.546	16.80	2.1491	1.9716	1.0030	2.21	1.027	1.120	1.188																																	
16.597	7.723	8.418	16.63	2.1491	1.9716	0.9981	2.21	1.027	1.120	1.203																																	
16.886	7.857	8.565	16.99	2.1491	1.9716	0.9937	2.21	1.027	1.120	1.216																																	
17.105	7.959	8.676	17.28	2.1491	1.9716	0.9897	2.21	1.027	1.120	1.228																																	
16.501	7.678	8.370	16.73	2.1491	1.9716	0.9861	2.21	1.027	1.120	1.239																																	
16.640	7.743	8.440	16.93	2.1491	1.9716	0.9828	2.21	1.027	1.120	1.249																																	
16.743	7.791	8.492	17.09	2.1491	1.9716	0.9797	2.21	1.027	1.120	1.259																																	
16.812	7.823	8.527	17.21	2.1491	1.9716	0.9768	2.21	1.027	1.120	1.268																																	
16.848	7.840	8.545	17.30	2.1491	1.9716	0.9741	2.21	1.027	1.120	1.276																																	
16.854	7.842	8.548	17.35	2.1491	1.9716	0.9716	2.21	1.027	1.120	1.285																																	
15.924	7.410	8.077	16.46	2.1491	1.9716	0.9677	2.21	1.027	1.120	1.292																																	
15.888	7.393	8.059	16.45	2.1491	1.9716	0.9659	2.21	1.027	1.120	1.300																																	
15.823	7.363	8.026	16.41	2.1491	1.9716	0.9642	2.21	1.027	1.120	1.307																																	
15.728	7.319	7.978	16.34	2.1491	1.9716	0.9626	2.21	1.027	1.120	1.313																																	
15.602	7.260	7.914	16.24	2.1491	1.9716	0.9609	2.21	1.027	1.120	1.320																																	
15.443	7.186	7.833	16.10	2.1491	1.9716	0.9591	2.21	1.027	1.120	1.326																																	
13.882	6.459	7.041	14.50	2.1491	1.9716	0.9573	2.21	1.027	1.120	1.332																																	
13.761	6.403	6.980	14.40	2.1491	1.9716	0.9557	2.21	1.027	1.120	1.338																																	
13.673	6.362	6.935	14.33	2.1491	1.9716	0.9540	2.21	1.027	1.120	1.343																																	
13.556	6.308	6.876	14.23	2.1491	1.9716	0.9525	2.21	1.027	1.120	1.349																																	
13.404	6.237	6.799	14.10	2.1491	1.9716	0.9510	2.21	1.027	1.120	1.354																																	
13.208	6.146	6.699	13.91	2.1491	1.9716	0.9495	2.21	1.027	1.120	1.359																																	
PROMEDIO (FAD)																2.21	1.03	1.12	1.25																								
ALT. 1 / (LAS OTRAS ALT.)																1.00	2.15	1.97	1.77																								



Aplicando el procedimiento propuesto, para las tres alternativas la fuerza en el panel superior es el 77% de la fuerza en el panel inferior, para el MDOC 1993 esta relación es del 83%.

Aplicando el procedimiento propuesto y con la alternativa 1, en la que la masa es variable con la altura (es la distribución más próxima a la distribución real), las fuerzas resultantes son mayores que las obtenidas con la alternativa 2, 3 y muy similares a las obtenidas con el MDOC1993.

En las columnas 5, 6 y 7 de la tabla 5.7.8, se comparan las fuerzas resultantes con las diferentes alternativas, las fuerzas obtenidas con el método propuesto alternativa 1, representan el 214% de la fuerza obtenida con la alternativa 2, el 197% de la fuerza obtenida con la alternativa 3, y del 99% en promedio de la fuerza obtenida con el MDOC1993.

En las columnas 8, 9, 10 y 11 de la tabla 5.8.8, se muestran los Factores de Amplificación Dinámica FAD, para las alternativas 1, 2 y 3 aplicando el método propuesto, se observa que para la alternativa 1  $FAD=2.21$ , alternativa 2  $FAD=1.027$ , alternativa 3  $FAD=1.12$ , el valor del FAD para las diferentes alternativas es el que genera la diferencia en las fuerzas resultantes. Para el MDOC 93 el factor de respuesta dinámica debida a ráfaga  $F_g=1.122$

Las observaciones hechas en los párrafos anteriores y que gráficamente se complementan con la Figura 5.7.4, se concluye que:

Considerar una distribución de masas uniforme (Procedimiento propuesto alternativa 2) puede resultar en fuerzas significativamente menores, lo que implicaría una deficiencia importante que a la postre resultaría en diseños escasos, poniendo en riesgo torres de celosía autosoportadas construidas bajo este criterio.

Considerando la distribución de masas propuesta por Holmes J.D. (1994) similar al caso anterior resultaría en fuerzas significativamente menores con las implicaciones en diseño similares a las mencionadas en el párrafo anterior, en esta alternativa se evidencia que los valores de las variables  $k$ ,  $\gamma$  y  $\beta$  influyen en la determinación del factor amplificación dinámica y aplicar las ecuaciones propuestas por Holmes J.D. (1994) algunas de las cuales dependen solo de la geometría de la torre, implicaría errores que derivan en resultados poco confiables.

El procedimiento propuesto resulta en fuerzas confiables ya que las ecuaciones que se proponen surgieron de analizar una base de datos de torres reales construidas en el país; los resultados obtenidos son similares a los obtenidos con el procedimiento propuesto en el MDOC93, sin embargo el procedimiento tiene diferencias respecto al procedimiento del MDOC 93, pues se eliminan las con fusiones que se generan en dicho código, además de que el espectro de potencia es variable con la altura.



## 5.8. EJEMPLO DE APLICACIÓN 2

Con la finalidad de comparar entre torres de sección transversal cuadrada y triangular, se modeló una torre con las mismas dimensiones y con la misma estructuración y se cambió solo la sección transversal de cuadrada a triangular.

La escalera que se considera tiene un ancho de 40 cm, formada a base de ángulos LI 51x6 kg/m (perfil longitudinal), y redondos de 3/4".

La Cama Guía de Ondas se ubica dentro de la torre y a ambos lados de la escalera, para lo cual se van a sujetar perfiles LI 51x5 @ 1.5 m en dirección perpendicular a la longitud de la escalera, se tiene un ancho de guiaoondas de 1.24 m, incluyendo la escalera.

Se considera expuestos 13 cables de 7/8", lo cual da un ancho expuesto de 30 cm, los cables están dispuestos en líneas de 3, por lo que se colocaran 39 cables.

Para determinar las características dinámicas de la torre, se modeló con el programa de análisis SAP-2000 (Habibullah, ver. 11).

En la Tabla 5.8.1 se muestran los periodos y frecuencias de los primeros 9 modos de vibrar, en la Tabla 5.8.2 se muestran solo los 3 primeros modos de vibrar en flexión y en la dirección X.

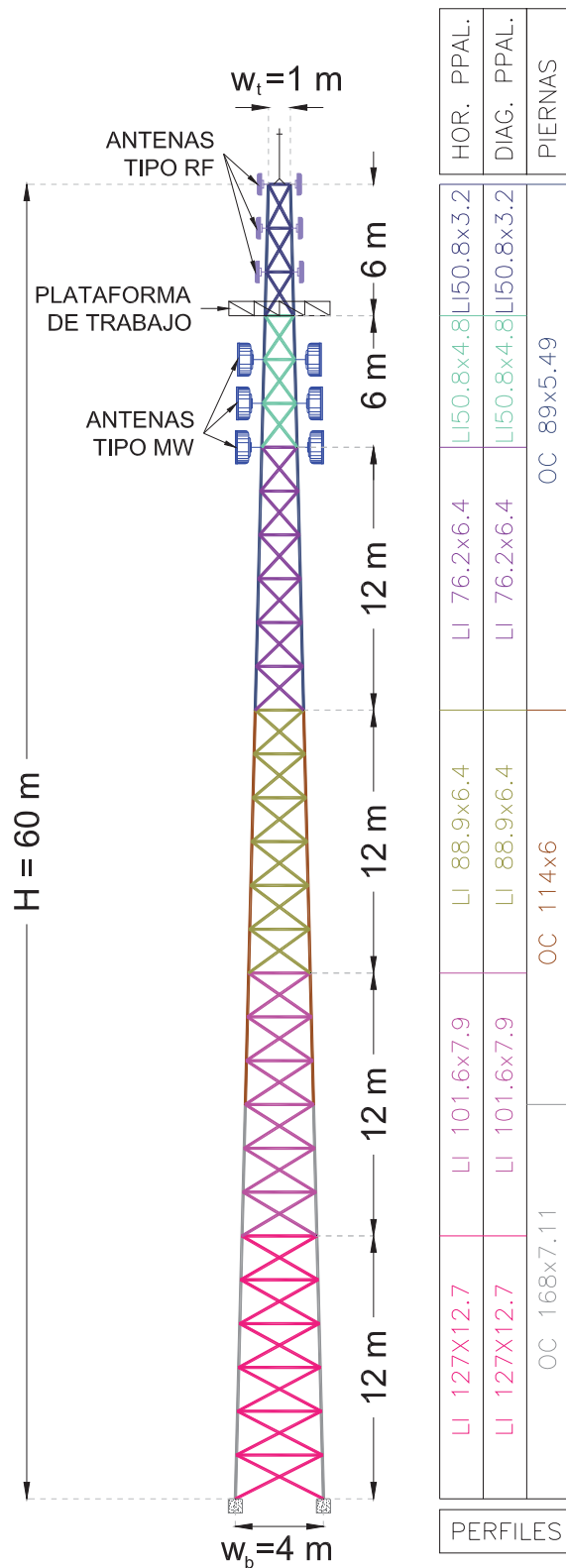


Figura 5.8.1 Torre tipo 8 de 60 m de altura (Estructuración)

Tabla 5.8.1 Periodos y frecuencias de los primeros 9 modos de vibrar

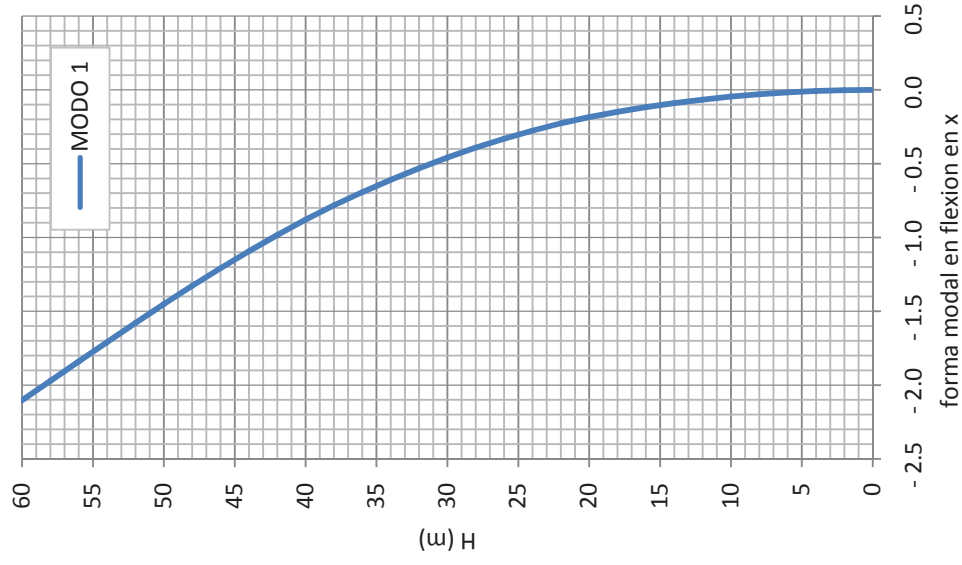
MODO	$T_c$ (s)	$n_0$ (Hz)	TIPO	DIRECCIÓN
1	1.623	0.616	Flexión	X
2	1.622	0.616	Flexión	Y
3	0.387	2.583	Flexión	X
4	0.387	2.584	Flexión	Y
5	0.170	5.874	Flexión	X
6	0.170	5.879	Flexión	Y
7	0.166	6.009	Torsión	Z
8	0.100	9.962	Flexión	X
9	0.098	10.254	Flexión	Y

Tabla 5.8.2 Primeros 3 modos en flexión en dirección X.

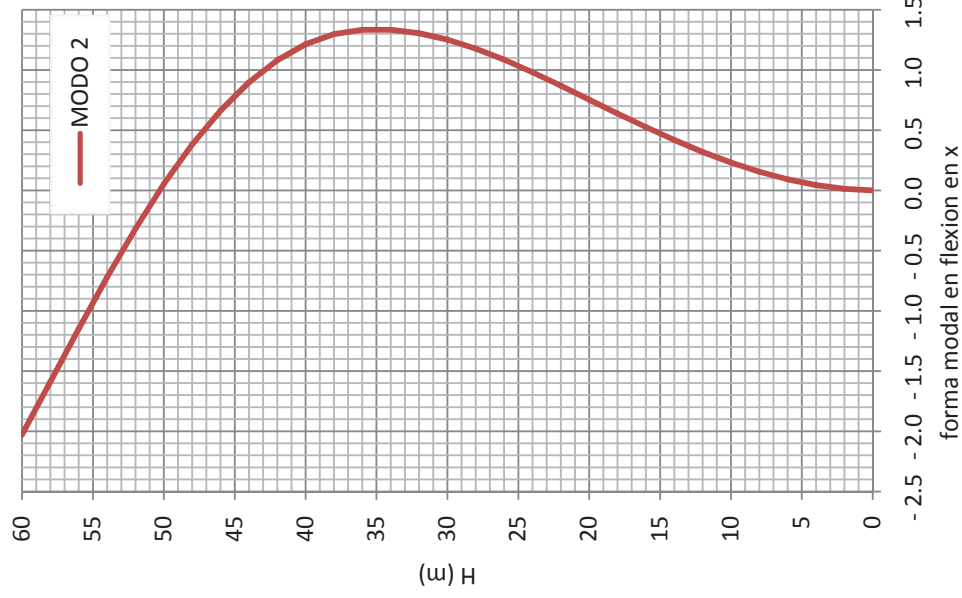
MODO	$T_c$ (s)	$n_0$ (Hz)	TIPO	DIRECCIÓN
1	1.623	0.616	Flexión	X
2	0.387	2.583	Flexión	X
3	0.170	5.874	Flexión	X

En la Figura 5.8.2 se muestra la configuración de los 3 primeros modos de vibrar en flexión en dirección X, y cuyos periodos y frecuencias se muestran en la Tabla 5.8.2.

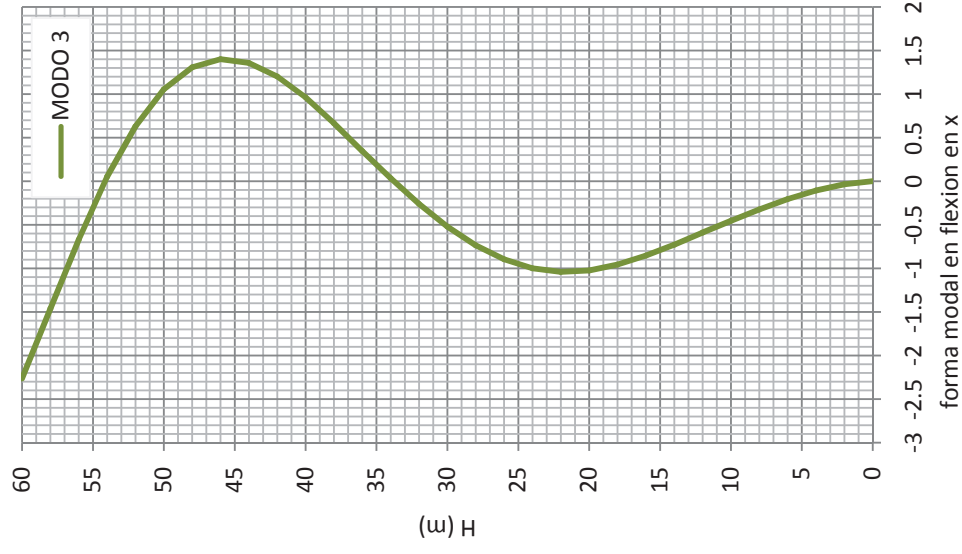
En la Tabla 5.8.3 se muestran las alturas  $z$ , en las que se dividió la torre para su análisis en la tabla se muestra la relación de solidez de los elementos estructurales de la torre (Piernas y celosía), de las escaleras y de la cama guíaondas, en la misma tabla se muestra también los coeficientes de arrastre para piernas, celosía, escaleras y cama guíaondas, los coeficientes de arrastre se determinan en función de la geometría general de la torre y de las dimensiones de los elementos siguiendo las indicaciones descritas en el capítulo 4, en donde también se explicó la forma de obtener la relación de solidez para los elementos de la torre.



$T=1.623s, n_0=0.616Hz$



$T=0.387s, n_0=2.583Hz$



$T=0.170s, n_0=5.874Hz$

Figura 5.8.2 Configuración de los 3 primeros modos de vibrar en flexión en dirección X

Tabla 5.8.3 Relación de solidez y coeficientes de arrastre

Panel	z (m)	Relación de solidez ( $\phi$ )			Coeficientes de arrastre (Ca)			
		Pierna+ Celosía	Escalera	CGO	Pierna	Celosía	Escalera	CGO
1	1	0.2903	0.0253	0.0759	1.10	2.34	3.10	3.10
2	3	0.2932	0.0260	0.0779	1.10	2.33	3.10	3.10
3	5	0.2964	0.0267	0.0800	1.10	2.31	3.10	3.10
4	7	0.2997	0.0274	0.0822	1.10	2.30	3.10	3.10
5	9	0.3032	0.0282	0.0845	1.10	2.29	3.10	3.10
6	11	0.3070	0.0290	0.0870	1.10	2.29	3.10	3.10
7	13	0.2689	0.0299	0.0896	1.10	2.42	3.10	3.10
8	15	0.2729	0.0308	0.0923	1.10	2.41	3.10	3.10
9	17	0.2772	0.0317	0.0952	1.10	2.39	3.10	3.10
10	19	0.2381	0.0328	0.0984	1.10	2.55	3.10	3.10
11	21	0.2416	0.0339	0.1017	1.10	2.53	3.10	3.09
12	23	0.2454	0.0351	0.1053	1.10	2.52	3.10	3.08
13	25	0.2275	0.0364	0.1091	1.10	2.59	3.10	3.06
14	27	0.2317	0.0377	0.1132	1.10	2.57	3.10	3.05
15	29	0.2363	0.0392	0.1176	1.10	2.55	3.10	3.03
16	31	0.2413	0.0408	0.1224	1.10	2.53	3.10	3.01
17	33	0.2467	0.0426	0.1277	1.10	2.51	3.10	2.99
18	35	0.2527	0.0444	0.1333	1.10	2.49	3.10	2.97
19	37	0.2240	0.0465	0.1395	1.10	2.60	3.10	2.94
20	39	0.2304	0.0488	0.1463	1.10	2.58	3.10	2.91
21	41	0.2375	0.0513	0.1538	1.10	2.55	3.10	2.88
22	43	0.2454	0.0541	0.1622	1.10	2.52	3.10	2.85
23	45	0.2544	0.0571	0.1714	1.10	2.48	3.10	2.81
24	47	0.2645	0.0606	0.1818	1.10	2.44	3.10	2.77
25	49	0.2223	0.0645	0.1935	1.10	2.61	3.10	2.73
26	51	0.2337	0.0690	0.2069	1.10	2.57	3.10	2.67
27	53	0.2470	0.0741	0.2222	1.10	2.51	3.10	2.61
28	55	0.2625	0.0800	0.2400	1.10	2.45	3.10	2.54
29	57	0.2809	0.0870	0.2609	1.10	2.38	3.10	2.46
30	59	0.3029	0.0952	0.2857	1.10	2.29	3.10	2.36

En la tabla 5.8.4 se muestra la configuración de los tres primeros modos, y las masas concentradas para cada uno de los paneles en las que se dividió la torre.

Tabla 5.8.4 Masas y modos de la torre

- 01 -	- 02 -	- 03 -	- 04 -	- 05 -	- 06 -
Panel	z (m)	Masa	modo en flexión (en x)		
		Kgf-s <sup>2</sup> /m	1	2	3
1	0	41.22	0.000	0.000	0.000
2	2	114.84	- 0.002	0.013	- 0.035
3	4	112.68	- 0.007	0.044	- 0.106
4	6	110.55	- 0.017	0.092	- 0.205
5	8	108.39	- 0.029	0.155	- 0.324
6	10	106.26	- 0.046	0.232	- 0.455
7	12	89.94	- 0.066	0.319	- 0.589
8	14	61.92	- 0.090	0.419	- 0.727
9	16	60.81	- 0.117	0.527	- 0.853
10	18	55.98	- 0.149	0.639	- 0.956
11	20	51.12	- 0.185	0.754	- 1.024
12	22	50.04	- 0.227	0.870	- 1.040
13	24	45.21	- 0.276	0.981	- 0.998
14	26	37.50	- 0.331	1.086	- 0.896
15	28	36.72	- 0.392	1.178	- 0.735
16	30	35.91	- 0.458	1.253	- 0.520
17	32	35.16	- 0.531	1.306	- 0.260
18	34	34.38	- 0.609	1.335	0.034
19	36	29.43	- 0.693	1.335	0.346
20	38	22.59	- 0.783	1.298	0.667
21	40	22.08	- 0.880	1.214	0.963
22	42	21.54	- 0.983	1.080	1.202
23	44	21.06	- 1.093	0.897	1.357
24	46	20.55	- 1.208	0.663	1.400
25	48	18.60	- 1.328	0.382	1.307
26	50	15.78	- 1.452	0.052	1.054
27	52	15.45	- 1.579	- 0.319	0.630
28	54	14.22	- 1.708	- 0.721	0.052
29	56	12.66	- 1.839	- 1.149	- 0.668
30	58	12.39	- 1.971	- 1.588	- 1.460
31	60	7.02	- 2.103	- 2.028	- 2.263
Suma		1422			

### 5.8.1. DETERMINACIÓN E LAS FUERZAS DE VIENTO

Las fuerzas resultantes sobre la torre debidas a la acción del viento se obtuvieron utilizando el programa de MATLAB R2007b, descrito en la sección 5.7, en la Figura 5.8.3 se muestra la entrada de datos.

```

1 clear all
2 %=====
3 %***** DATOS QUE TIENE QUE DARLE EL USUARIO *****
4 %=====
5 %ESCRIBA POR FAVOR EL NOMBRE DEL MODELO ENTRE ' '\
6 modelo='Tv-60 Triangular Variable';
7 H=60; %Altura de la estructura (Dato)
8 wb=4; %Ancho en la base (Dato)
9 wt=1; %Ancho en h (Dato)
10 Seccion='triangular'; %(cuadrada o triangular) Sección transversal
11 Incidencia='cara'; %(Cara o esquina) Incidencia del viento sobre la torre
12 Grupo='A'; %Grupo de la estructura
13 Clase='A'; %Clase de estructura
14 terr=2; %Categoría del terreno
15 T=1.62; %Periodo fundamental de la estructura (Dato)
16 asnm=0; %Altura sobre el nivel del mar del sitio (Dato)
17 Vr=40.22; %VR (en m/s y promediada a 10 minutos) (VRiso/3.6*.724)
18 FT=1; %Factor de topografía
19 tau=24; %Temperatura ambiente (Dato)
20 zt=0.01; %zeta Coef.d amort. crit.
21 mtotal=13945.7; %masa total en kg
22 m0=566.34; %m0=masa/m del panel inferior kg
23 l=1.91; %lambda Exponente de la forma modal
24 k=0.505; %Factor m(z)
25 g=0.941; %Exponente m(z)
26 %z Altura para la VD
27 Z=[1 3 5 7 9 11 13 15 17 19 21 23 25 27 29 31 33 35 37 39 41 43 45 47 49 51
28 %Area Total Panel
29 AtP=[7.9 7.7 7.5 7.3 7.1 6.9 6.7 6.5 6.3 6.1 5.9 5.7 5.5 5.3 5.1 4.9 4.7 4.5
30 %Area expuesta Piernas
31 AeP=[0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.4065
32 %(plano o circular) Sección transversal de los elementos
33 ElemP='circular';
    
```

Figura 5.8.3 (a) Datos de entrada Torre tipo 5, programa M09.m



```

Editor - C:\Users\Ixtli\Documents\HD\MAESTRIA\TESIS\MDOC 2008\Ocv60\M09Tv60.m*
File Edit Text Go Cell Tools Debug Desktop Window Help
Stack: Base
- 1.0 + ÷ 1.1 × % %
29 - AtP=[7.9 7.7 7.5 7.3 7.1 6.9 6.7 6.5 6.3 6.1 5.9 5.7 5.5 5.3 5.1 4.9 4.7 4.5
30 %Area expuesta Piernas
31 - AeP=[0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.6734 0.4065
32 %(plano o circular) Sección transversal de los elementos
33 - ElemP='circular';
34 %b=diámetro promedio de elem. circulares
35 - bP=[0.1683 0.1683 0.1683 0.1683 0.1683 0.1683 0.1683 0.1683 0.1683 0.1683
36 %A expuesta Celosia (diagonales y horizontales)
37 - AeC=[1.6199 1.5846 1.5494 1.5144 1.4795 1.4447 1.1281 1.1005 1.0732
38 %(plano o circular)
39 - ElemC='plano';
40 %b=diámetro promedio de elem. circulares
41 %bC=[];
42 %A expuesta Escaleras
43 - AeE=[0.2 0.2 0.2 0.2 0.2 0.2 0.2 0.2 0.2 0.2 0.2 0.2 0.2 0.2 0.2 0.2 0.2
44 %(plano o circular)
45 - ElemE='plano';
46 %b=diámetro promedio de elem. circulares
47 %bE=[];
48 %Area expuesta CGO
49 - AeCGO=[0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6
50 %(plano o circular)
51 - ElemCGO='plano';
52 %b=diámetro promedio de elem. circulares
53 %bCGO=[];
54
55 %*****
56 %LA SIGUIENTE LINEA NO DEBE MODIFICARSE PUES ES LA QUE EJECUTA EL PROGRAMA
57 - M09
58 - fprintf(1,' press any key to continue\n');
59 - pause
60 %*****
61

```

Figura 5.8.3 (b) Datos de entrada Torre tipo 5, programa M09.m

Con fines de comparación de resultados, se plantearon las mismas alternativas de análisis mostradas en la sección 5.7.

En la tabla 5.8.5 se muestra un resumen de las ecuaciones que intervienen en cada una de las alternativas utilizadas para determinar las fuerzas sobre la torre, y que son las que generan la diferencia en los resultados:



Tabla 5.8.5 Ecuaciones y valores para las diferentes alternativas de análisis

Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
$m(z) \rightarrow Variable$	$m(z) \rightarrow Constante$	$m(z) \rightarrow Variable$
$m_{(z)} = m_0 \left[ 1 - k \left( \frac{z}{H} \right)^\gamma \right]$	$m(z) \rightarrow Constante$	$m_{(z)} = m_0 \left[ 1 - k \left( \frac{z}{H} \right)^\gamma \right]$
$\Phi_1(z) = \left[ \frac{z}{H} \right]^\beta$	$\Phi_1(z) = \left[ \frac{z}{H} \right]^\beta$	$\Phi_1(z) = \left[ \frac{z}{H} \right]^\beta$
$m_r = m_0 H \left[ \frac{1}{2\beta + 1} - \frac{k}{2\beta + \gamma + 1} \right] = 1151$	$m_r = \frac{m_{total}}{2\beta + 1} = 2583$	$m_r = m_0 H \left[ \frac{1}{2\beta + 1} - \frac{k}{2\beta + \gamma + 1} \right] = 1781$
$\beta = 2.20$	$\beta = 2.20$	$\beta = \frac{4}{\left[ 1 + 1.67 \left( \frac{wt}{wb} \right) \right]} = 2.82$
$k = 0.895$	$k \rightarrow No\ intervienen$	$k = 1 - \frac{w_t}{w_b} = 0.75$
$\gamma = 0.515$	$\gamma \rightarrow No\ intervienen$	$\gamma = 1$
$m_{total} = 13946$	$m_{total} = 13946$	$m_{total} = 18078$
$m_0 = 566$	$m_0 \rightarrow No\ intervienen$	$m_0 = 566$

En la tabla 5.8.6 se muestran las fuerzas resultantes por efecto del viento sobre la torre, aplicando el método propuesto y considerando la alternativa 1 descrita anteriormente.

Tabla 5.8.6 Resultados aplicando la alternativa de análisis 1

- 01 -	- 02 -	- 03 -	- 04 -	- 05 -	- 06 -	- 07 -	- 08 -	- 09 -	- 10 -	- 11 -	- 12 -	- 13 -	- 14 -	- 15 -
		Área efectiva m <sup>2</sup>									Ca			
panel	z m	Pierna	Cel.	Esc.	CGO	A.pan. m <sup>2</sup>	F <sub>rz</sub>	V <sub>D</sub> m/s (10 min)	qz Pa	FAD	Pierna	Cel.	Esc.	CGO
1	1.00	0.67	1.62	0.20	0.60	7.90	1.00	40.22	990.81	2.29	1.10	2.34	3.10	3.10
2	3.00	0.67	1.58	0.20	0.60	7.70	1.00	40.22	990.81	2.29	1.10	2.33	3.10	3.10
3	5.00	0.67	1.55	0.20	0.60	7.50	1.00	40.22	990.81	2.29	1.10	2.31	3.10	3.10
4	7.00	0.67	1.51	0.20	0.60	7.30	1.00	40.22	990.81	2.29	1.10	2.30	3.10	3.10
5	9.00	0.67	1.48	0.20	0.60	7.10	1.00	40.22	990.81	2.29	1.10	2.29	3.10	3.10
6	11.00	0.67	1.44	0.20	0.60	6.90	1.02	40.84	1021.49	2.29	1.10	2.29	3.10	3.10
7	13.00	0.67	1.13	0.20	0.60	6.70	1.04	41.94	1077.59	2.29	1.10	2.42	3.10	3.10
8	15.00	0.67	1.10	0.20	0.60	6.50	1.07	42.92	1128.08	2.29	1.10	2.41	3.10	3.10
9	17.00	0.67	1.07	0.20	0.60	6.30	1.09	43.78	1174.18	2.29	1.10	2.39	3.10	3.10
10	19.00	0.41	1.05	0.20	0.60	6.10	1.11	44.57	1216.72	2.29	1.10	2.55	3.10	3.10
11	21.00	0.41	1.02	0.20	0.60	5.90	1.13	45.29	1256.32	2.29	1.10	2.53	3.10	3.09
12	23.00	0.41	0.99	0.20	0.60	5.70	1.14	45.95	1293.43	2.29	1.10	2.52	3.10	3.08
13	25.00	0.41	0.84	0.20	0.60	5.50	1.16	46.57	1328.41	2.29	1.10	2.59	3.10	3.06
14	27.00	0.41	0.82	0.20	0.60	5.30	1.17	47.15	1361.53	2.29	1.10	2.57	3.10	3.05
15	29.00	0.41	0.80	0.20	0.60	5.10	1.19	47.69	1393.02	2.29	1.10	2.55	3.10	3.03
16	31.00	0.41	0.78	0.20	0.60	4.90	1.20	48.20	1423.07	2.29	1.10	2.53	3.10	3.01
17	33.00	0.41	0.75	0.20	0.60	4.70	1.21	48.69	1451.83	2.29	1.10	2.51	3.10	2.99
18	35.00	0.41	0.73	0.20	0.60	4.50	1.22	49.15	1479.42	2.29	1.10	2.49	3.10	2.97
19	37.00	0.36	0.61	0.20	0.60	4.30	1.23	49.59	1505.96	2.29	1.10	2.60	3.10	2.94
20	39.00	0.36	0.59	0.20	0.60	4.10	1.24	50.00	1531.55	2.29	1.10	2.58	3.10	2.91
21	41.00	0.36	0.57	0.20	0.60	3.90	1.25	50.41	1556.26	2.29	1.10	2.55	3.10	2.88
22	43.00	0.36	0.55	0.20	0.60	3.70	1.26	50.79	1580.16	2.29	1.10	2.52	3.10	2.85
23	45.00	0.36	0.53	0.20	0.60	3.50	1.27	51.16	1603.31	2.29	1.10	2.48	3.10	2.81
24	47.00	0.36	0.52	0.20	0.60	3.30	1.28	51.52	1625.78	2.29	1.10	2.44	3.10	2.77
25	49.00	0.36	0.33	0.20	0.60	3.10	1.29	51.86	1647.60	2.29	1.10	2.61	3.10	2.73
26	51.00	0.36	0.32	0.20	0.60	2.90	1.30	52.20	1668.83	2.29	1.10	2.57	3.10	2.67
27	53.00	0.36	0.31	0.20	0.60	2.70	1.31	52.52	1689.50	2.29	1.10	2.51	3.10	2.61
28	55.00	0.36	0.30	0.20	0.60	2.50	1.31	52.83	1709.65	2.29	1.10	2.45	3.10	2.54
29	57.00	0.36	0.29	0.20	0.60	2.30	1.32	53.14	1729.30	2.29	1.10	2.38	3.10	2.46
30	59.00	0.36	0.28	0.20	0.60	2.10	1.33	53.43	1748.49	2.29	1.10	2.29	3.10	2.36

Tabla 5.8.6 (continuación) Resultados aplicando la alternativa de análisis 1

- 01 -	- 16 -	- 17 -	- 18 -	- 19 -	- 20 -	- 21 -	- 22 -	- 23 -	- 24 -
Pz (Pa)					Fz (N)				ΣFz(N)
panel	Pierna	Celosía	Escalera	CGO	Pierna	Celosía	Escalera	CGO	
1	2494.03	5302.84	7028.62	7028.62	1679.48	8590.06	1405.72	4217.17	15.892
2	2494.03	5276.03	7028.62	7028.62	1679.48	8360.40	1405.72	4217.17	15.663
3	2494.03	5247.68	7028.62	7028.62	1679.48	8130.75	1405.72	4217.17	15.433
4	2494.03	5217.52	7028.62	7028.62	1679.48	7901.41	1405.72	4217.17	15.204
5	2494.03	5200.16	7028.62	7028.62	1679.48	7693.64	1405.72	4217.17	14.996
6	2571.27	5343.69	7246.29	7246.29	1731.49	7720.03	1449.26	4347.78	15.249
7	2712.46	5978.45	7644.20	7644.20	1826.57	6744.29	1528.84	4586.52	14.686
8	2839.56	6217.00	8002.38	8002.38	1912.16	6841.81	1600.48	4801.43	15.156
9	2955.59	6424.52	8329.40	8329.40	1990.30	6894.79	1665.88	4997.64	15.549
10	3062.69	7093.20	8631.20	8631.20	1244.98	7418.78	1726.24	5178.72	15.569
11	3162.36	7283.86	8912.11	8892.62	1285.50	7421.52	1782.42	5335.57	15.825
12	3255.77	7454.53	9175.36	9113.05	1323.47	7394.89	1835.07	5467.83	16.021
13	3343.81	7873.49	9423.47	9312.93	1359.26	6649.95	1884.69	5587.76	15.482
14	3427.19	8017.38	9658.43	9493.83	1393.15	6585.48	1931.69	5696.3	15.607
15	3506.46	8144.23	9881.83	9656.82	1425.37	6503.17	1976.37	5794.09	15.699
16	3582.09	8254.90	10094.99	9802.58	1456.12	6403.33	2019.00	5881.55	15.760
17	3654.48	8349.18	10298.99	9931.42	1485.55	6287.77	2059.80	5958.85	15.792
18	3723.94	8426.49	10494.75	10043.36	1513.78	6158.08	2098.95	6026.02	15.797
19	3790.76	8973.75	10683.04	10138.07	1348.37	5451.55	2136.61	6082.84	15.019
20	3855.16	9036.71	10864.53	10214.88	1371.28	5321.48	2172.91	6128.93	14.995
21	3917.35	9081.39	11039.80	10272.76	1393.40	5180.73	2207.96	6163.66	14.946
22	3977.51	9106.00	11209.34	10310.25	1414.80	5029.82	2241.87	6186.15	14.873
23	4035.80	9108.33	11373.61	10325.35	1435.53	4868.84	2274.72	6195.21	14.774
24	4092.35	9085.42	11532.98	10315.42	1455.65	4697.70	2306.60	6189.25	14.649
25	4147.29	9844.12	11687.81	10277.00	1475.19	3280.85	2337.56	6166.2	13.260
26	4200.72	9795.68	11838.39	10205.51	1494.20	3155.24	2367.68	6123.31	13.140
27	4252.75	9711.73	11985.01	10094.90	1512.70	3022.28	2397.00	6056.94	12.989
28	4303.46	9584.76	12127.92	9937.07	1530.74	2881.02	2425.58	5962.24	12.800
29	4352.92	9404.54	12267.33	9720.96	1548.34	2729.92	2453.47	5832.58	12.564
30	4401.23	9179.70	12403.46	9431.20	1565.52	2573.08	2480.69	5658.72	12.278

Tabla 5.8.7 Resultados aplicando la alternativa de análisis 2

- 01 -	- 02 -	- 03 -	- 04 -	- 05 -	- 06 -	- 07 -	- 08 -	- 09 -	- 10 -	- 11 -	- 12 -	- 13 -	- 14 -	- 15 -
		Área efectiva m <sup>2</sup>									Ca			
PANEL	z m	Pierna	Cel.	Esc.	CGO	A.pan. m <sup>2</sup>	F <sub>rz</sub>	V <sub>D</sub> m/s (10 min)	q <sub>z</sub> Pa	FAD	Piern.	Cel.	Esc.	CGO
1	1.00	0.67	1.62	0.20	0.60	7.90	1.000	40.22	990.81	1.020	1.10	2.34	3.10	3.10
2	3.00	0.67	1.58	0.20	0.60	7.70	1.000	40.22	990.81	1.020	1.10	2.33	3.10	3.10
3	5.00	0.67	1.55	0.20	0.60	7.50	1.000	40.22	990.81	1.020	1.10	2.31	3.10	3.10
4	7.00	0.67	1.51	0.20	0.60	7.30	1.000	40.22	990.81	1.020	1.10	2.30	3.10	3.10
5	9.00	0.67	1.48	0.20	0.60	7.10	1.000	40.22	990.81	1.020	1.10	2.29	3.10	3.10
6	11.00	0.67	1.44	0.20	0.60	6.90	1.015	40.84	1021.49	1.020	1.10	2.29	3.10	3.10
7	13.00	0.67	1.13	0.20	0.60	6.70	1.043	41.94	1077.59	1.020	1.10	2.42	3.10	3.10
8	15.00	0.67	1.10	0.20	0.60	6.50	1.067	42.92	1128.08	1.020	1.10	2.41	3.10	3.10
9	17.00	0.67	1.07	0.20	0.60	6.30	1.089	43.78	1174.18	1.020	1.10	2.39	3.10	3.10
10	19.00	0.41	1.05	0.20	0.60	6.10	1.108	44.57	1216.72	1.020	1.10	2.55	3.10	3.10
11	21.00	0.41	1.02	0.20	0.60	5.90	1.126	45.29	1256.32	1.020	1.10	2.53	3.10	3.09
12	23.00	0.41	0.99	0.20	0.60	5.70	1.143	45.95	1293.43	1.020	1.10	2.52	3.10	3.08
13	25.00	0.41	0.84	0.20	0.60	5.50	1.158	46.57	1328.41	1.020	1.10	2.59	3.10	3.06
14	27.00	0.41	0.82	0.20	0.60	5.30	1.172	47.15	1361.53	1.020	1.10	2.57	3.10	3.05
15	29.00	0.41	0.80	0.20	0.60	5.10	1.186	47.69	1393.02	1.020	1.10	2.55	3.10	3.03
16	31.00	0.41	0.78	0.20	0.60	4.90	1.198	48.20	1423.07	1.020	1.10	2.53	3.10	3.01
17	33.00	0.41	0.75	0.20	0.60	4.70	1.210	48.69	1451.83	1.020	1.10	2.51	3.10	2.99
18	35.00	0.41	0.73	0.20	0.60	4.50	1.222	49.15	1479.42	1.020	1.10	2.49	3.10	2.97
19	37.00	0.36	0.61	0.20	0.60	4.30	1.233	49.59	1505.96	1.020	1.10	2.60	3.10	2.94
20	39.00	0.36	0.59	0.20	0.60	4.10	1.243	50.00	1531.55	1.020	1.10	2.58	3.10	2.91
21	41.00	0.36	0.57	0.20	0.60	3.90	1.253	50.41	1556.26	1.020	1.10	2.55	3.10	2.88
22	43.00	0.36	0.55	0.20	0.60	3.70	1.263	50.79	1580.16	1.020	1.10	2.52	3.10	2.85
23	45.00	0.36	0.53	0.20	0.60	3.50	1.272	51.16	1603.31	1.020	1.10	2.48	3.10	2.81
24	47.00	0.36	0.52	0.20	0.60	3.30	1.281	51.52	1625.78	1.020	1.10	2.44	3.10	2.77
25	49.00	0.36	0.33	0.20	0.60	3.10	1.290	51.86	1647.60	1.020	1.10	2.61	3.10	2.73
26	51.00	0.36	0.32	0.20	0.60	2.90	1.298	52.20	1668.83	1.020	1.10	2.57	3.10	2.67
27	53.00	0.36	0.31	0.20	0.60	2.70	1.306	52.52	1689.50	1.020	1.10	2.51	3.10	2.61
28	55.00	0.36	0.30	0.20	0.60	2.50	1.314	52.83	1709.65	1.020	1.10	2.45	3.10	2.54
29	57.00	0.36	0.29	0.20	0.60	2.30	1.321	53.14	1729.30	1.020	1.10	2.38	3.10	2.46
30	59.00	0.36	0.28	0.20	0.60	2.10	1.328	53.43	1748.49	1.020	1.10	2.29	3.10	2.36

Tabla 5.8.7 (continuación) Resultados aplicando la alternativa de análisis 2

- 01 -	- 16 -	- 17 -	- 18 -	- 19 -	- 20 -	- 21 -	- 22 -	- 23 -	- 24 -
Pz (Pa)					Fz (N)				ΣFz(MN)
panel	Pierna	Celosía	Escalera	CGO	Perna	Celosía	Escalera	CGO	
1	1111.63	2363.57	3132.79	3132.79	748.57	3828.75	626.56	1879.67	7.084
2	1111.63	2351.62	3132.79	3132.79	748.57	3726.38	626.56	1879.67	6.981
3	1111.63	2338.99	3132.79	3132.79	748.57	3624.03	626.56	1879.67	6.879
4	1111.63	2325.54	3132.79	3132.79	748.57	3521.80	626.56	1879.67	6.777
5	1111.63	2317.81	3132.79	3132.79	748.57	3429.20	626.56	1879.67	6.684
6	1146.06	2381.78	3229.81	3229.81	771.76	3440.96	645.96	1937.88	6.797
7	1208.99	2664.71	3407.16	3407.16	814.14	3006.05	681.43	2044.3	6.546
8	1265.64	2771.03	3566.81	3566.81	852.28	3049.52	713.36	2140.09	6.755
9	1317.36	2863.53	3712.57	3712.57	887.11	3073.14	742.51	2227.54	6.930
10	1365.10	3161.57	3847.09	3847.09	554.91	3306.69	769.42	2308.25	6.939
11	1409.52	3246.55	3972.29	3963.60	572.97	3307.91	794.46	2378.16	7.054
12	1451.16	3322.62	4089.63	4061.85	589.90	3296.04	817.93	2437.11	7.141
13	1490.40	3509.36	4200.22	4150.95	605.85	2964.01	840.04	2490.57	6.900
14	1527.56	3573.49	4304.94	4231.58	620.95	2935.27	860.99	2538.95	6.956
15	1562.89	3630.04	4404.52	4304.22	635.32	2898.58	880.90	2582.53	6.997
16	1596.61	3679.36	4499.52	4369.19	649.02	2854.08	899.90	2621.51	7.025
17	1628.87	3721.38	4590.45	4426.62	662.14	2802.57	918.09	2655.97	7.039
18	1659.83	3755.84	4677.70	4476.51	674.72	2744.77	935.54	2685.91	7.041
19	1689.61	3999.77	4761.63	4518.72	600.99	2429.86	952.33	2711.23	6.694
20	1718.31	4027.83	4842.52	4552.96	611.20	2371.88	968.50	2731.78	6.683
21	1746.03	4047.74	4920.64	4578.76	621.06	2309.15	984.13	2747.26	6.662
22	1772.85	4058.71	4996.21	4595.47	630.60	2241.88	999.24	2757.28	6.629
23	1798.83	4059.75	5069.43	4602.20	639.84	2170.13	1013.89	2761.32	6.585
24	1824.04	4049.54	5140.46	4597.77	648.81	2093.85	1028.09	2758.66	6.529
25	1848.52	4387.71	5209.47	4580.65	657.52	1462.34	1041.89	2748.39	5.910
26	1872.34	4366.12	5276.59	4548.78	665.99	1406.35	1055.32	2729.27	5.857
27	1895.53	4328.70	5341.94	4499.49	674.24	1347.09	1068.39	2699.69	5.789
28	1918.13	4272.11	5405.64	4429.14	682.28	1284.12	1081.13	2657.48	5.705
29	1940.18	4191.78	5467.78	4332.81	690.12	1216.78	1093.56	2599.69	5.600
30	1961.71	4091.56	5528.45	4203.66	697.78	1146.87	1105.69	2522.2	5.473

Tabla 5.8.8 Resultados aplicando la alternativa de análisis 3

- 01 -	- 02 -	- 03 -	- 04 -	- 05 -	- 06 -	- 07 -	- 08 -	- 09 -	- 10 -	- 11 -	- 12 -	- 13 -	- 14 -	- 15 -
		Área efectiva m <sup>2</sup>									Ca			
panel	z m	Pierna	Cel.	Esc.	CGO	A.pan. m <sup>2</sup>	F <sub>rz</sub>	V <sub>D</sub> m/s	q <sub>z</sub> Pa	FAD	Pierna	Cel.	Esc.	CGO
1	1.00	0.67	1.62	0.20	0.60	7.90	1.00	40.22	990.81	1.163	1.10	2.34	3.10	3.10
2	3.00	0.67	1.58	0.20	0.60	7.70	1.00	40.22	990.81	1.163	1.10	2.33	3.10	3.10
3	5.00	0.67	1.55	0.20	0.60	7.50	1.00	40.22	990.81	1.163	1.10	2.31	3.10	3.10
4	7.00	0.67	1.51	0.20	0.60	7.30	1.00	40.22	990.81	1.163	1.10	2.30	3.10	3.10
5	9.00	0.67	1.48	0.20	0.60	7.10	1.00	40.22	990.81	1.163	1.10	2.29	3.10	3.10
6	11.00	0.67	1.44	0.20	0.60	6.90	1.02	40.84	1021.49	1.163	1.10	2.29	3.10	3.10
7	13.00	0.67	1.13	0.20	0.60	6.70	1.04	41.94	1077.59	1.163	1.10	2.42	3.10	3.10
8	15.00	0.67	1.10	0.20	0.60	6.50	1.07	42.92	1128.08	1.163	1.10	2.41	3.10	3.10
9	17.00	0.67	1.07	0.20	0.60	6.30	1.09	43.78	1174.18	1.163	1.10	2.39	3.10	3.10
10	19.00	0.41	1.05	0.20	0.60	6.10	1.11	44.57	1216.72	1.163	1.10	2.55	3.10	3.10
11	21.00	0.41	1.02	0.20	0.60	5.90	1.13	45.29	1256.32	1.163	1.10	2.53	3.10	3.09
12	23.00	0.41	0.99	0.20	0.60	5.70	1.14	45.95	1293.43	1.163	1.10	2.52	3.10	3.08
13	25.00	0.41	0.84	0.20	0.60	5.50	1.16	46.57	1328.41	1.163	1.10	2.59	3.10	3.06
14	27.00	0.41	0.82	0.20	0.60	5.30	1.17	47.15	1361.53	1.163	1.10	2.57	3.10	3.05
15	29.00	0.41	0.80	0.20	0.60	5.10	1.19	47.69	1393.02	1.163	1.10	2.55	3.10	3.03
16	31.00	0.41	0.78	0.20	0.60	4.90	1.20	48.20	1423.07	1.163	1.10	2.53	3.10	3.01
17	33.00	0.41	0.75	0.20	0.60	4.70	1.21	48.69	1451.83	1.163	1.10	2.51	3.10	2.99
18	35.00	0.41	0.73	0.20	0.60	4.50	1.22	49.15	1479.42	1.163	1.10	2.49	3.10	2.97
19	37.00	0.36	0.61	0.20	0.60	4.30	1.23	49.59	1505.96	1.163	1.10	2.60	3.10	2.94
20	39.00	0.36	0.59	0.20	0.60	4.10	1.24	50.00	1531.55	1.163	1.10	2.58	3.10	2.91
21	41.00	0.36	0.57	0.20	0.60	3.90	1.25	50.41	1556.26	1.163	1.10	2.55	3.10	2.88
22	43.00	0.36	0.55	0.20	0.60	3.70	1.26	50.79	1580.16	1.163	1.10	2.52	3.10	2.85
23	45.00	0.36	0.53	0.20	0.60	3.50	1.27	51.16	1603.31	1.163	1.10	2.48	3.10	2.81
24	47.00	0.36	0.52	0.20	0.60	3.30	1.28	51.52	1625.78	1.163	1.10	2.44	3.10	2.77
25	49.00	0.36	0.33	0.20	0.60	3.10	1.29	51.86	1647.60	1.163	1.10	2.61	3.10	2.73
26	51.00	0.36	0.32	0.20	0.60	2.90	1.30	52.20	1668.83	1.163	1.10	2.57	3.10	2.67
27	53.00	0.36	0.31	0.20	0.60	2.70	1.31	52.52	1689.50	1.163	1.10	2.51	3.10	2.61
28	55.00	0.36	0.30	0.20	0.60	2.50	1.31	52.83	1709.65	1.163	1.10	2.45	3.10	2.54
29	57.00	0.36	0.29	0.20	0.60	2.30	1.32	53.14	1729.30	1.163	1.10	2.38	3.10	2.46
30	59.00	0.36	0.28	0.20	0.60	2.10	1.33	53.43	1748.49	1.163	1.10	2.29	3.10	2.36

Tabla 5.8.8 (continuación) Resultados aplicando la alternativa de análisis 3

- 01 -	- 16 -	- 17 -	- 18 -	- 19 -	- 20 -	- 21 -	- 22 -	- 23 -	- 24 -
Pz (Pa)					Fz (N)				ΣFz(N)
panel	Pierna	Celosía	Escalera	CGO	Pierna	Celosía	Escalera	CGO	
1	1268.01	2696.07	3573.50	3573.50	853.88	4367.37	714.70	2144.1	8.080
2	1268.01	2682.44	3573.50	3573.50	853.88	4250.60	714.70	2144.1	7.963
3	1268.01	2668.03	3573.50	3573.50	853.88	4133.84	714.70	2144.1	7.847
4	1268.01	2652.69	3573.50	3573.50	853.88	4017.24	714.70	2144.1	7.730
5	1268.01	2643.87	3573.50	3573.50	853.88	3911.60	714.70	2144.1	7.624
6	1307.28	2716.84	3684.16	3684.16	880.33	3925.02	736.83	2210.5	7.753
7	1379.07	3039.57	3886.47	3886.47	928.67	3428.94	777.29	2331.88	7.467
8	1443.69	3160.85	4068.58	4068.58	972.18	3478.52	813.72	2441.15	7.706
9	1502.69	3266.36	4234.84	4234.84	1011.91	3505.45	846.97	2540.9	7.905
10	1557.13	3606.33	4388.28	4388.28	632.97	3771.86	877.66	2632.97	7.915
11	1607.81	3703.26	4531.10	4521.19	653.57	3773.25	906.22	2712.71	8.046
12	1655.30	3790.03	4664.94	4633.26	672.88	3759.71	932.99	2779.96	8.146
13	1700.06	4003.05	4791.09	4734.89	691.08	3380.97	958.22	2840.93	7.871
14	1742.45	4076.20	4910.55	4826.86	708.31	3348.19	982.11	2896.12	7.935
15	1782.76	4140.69	5024.13	4909.73	724.69	3306.34	1004.83	2945.84	7.982
16	1821.21	4196.96	5132.50	4983.83	740.32	3255.58	1026.50	2990.3	8.013
17	1858.01	4244.90	5236.22	5049.34	755.28	3196.83	1047.24	3029.6	8.029
18	1893.33	4284.20	5335.75	5106.25	769.64	3130.89	1067.15	3063.75	8.031
19	1927.30	4562.44	5431.48	5154.40	685.54	2771.68	1086.30	3092.64	7.636
20	1960.04	4594.45	5523.75	5193.45	697.19	2705.55	1104.75	3116.07	7.624
21	1991.66	4617.16	5612.86	5222.88	708.43	2633.99	1122.57	3133.73	7.599
22	2022.25	4629.68	5699.06	5241.94	719.31	2557.26	1139.81	3145.17	7.562
23	2051.88	4630.86	5782.58	5249.62	729.85	2475.42	1156.52	3149.77	7.512
24	2080.63	4619.21	5863.60	5244.57	740.08	2388.41	1172.72	3146.74	7.448
25	2108.57	5004.95	5942.32	5225.04	750.02	1668.05	1188.46	3135.02	6.742
26	2135.73	4980.33	6018.88	5188.69	759.68	1604.19	1203.78	3113.21	6.681
27	2162.18	4937.64	6093.43	5132.46	769.09	1536.59	1218.69	3079.47	6.604
28	2187.97	4873.09	6166.08	5052.21	778.26	1464.77	1233.22	3031.33	6.508
29	2213.12	4781.46	6236.96	4942.34	787.21	1387.95	1247.39	2965.4	6.388
30	2237.67	4667.15	6306.17	4795.02	795.94	1308.21	1261.23	2877.01	6.242

Tabla 5.8.9 Resultados aplicando el MDOC 1993

- 01 -	- 02 -	- 03 -	- 04 -	- 05 -	- 06 -	- 07 -	- 08 -	- 09 -	- 10 -	- 11 -	- 12 -	- 13 -	- 14 -	- 15 -
		Área efectiva m <sup>2</sup>											Ca	
PANEL	H m	Piern.	Cel.	Esc.	CGO	A.pan. m <sup>2</sup>	F <sub>rz</sub>	F <sub>α</sub>	V <sub>D</sub> Km/h (3 s)	q <sub>z</sub> Kg/m <sup>2</sup>	g	F <sub>g</sub>	Piern.	Cel.
1	1.00	0.67	1.62	0.20	0.60	7.90	1.00	1.00	200.62	193.79	1.55	1.204	1.10	2.34
2	3.00	0.67	1.58	0.20	0.60	7.70	1.00	1.00	200.62	193.79	1.55	1.204	1.10	2.33
3	5.00	0.67	1.55	0.20	0.60	7.50	1.00	1.00	200.62	193.79	1.55	1.204	1.10	2.31
4	7.00	0.67	1.51	0.20	0.60	7.30	1.00	1.00	200.62	193.79	1.55	1.204	1.10	2.30
5	9.00	0.67	1.48	0.20	0.60	7.10	1.00	1.00	200.62	193.79	1.55	1.204	1.10	2.29
6	11.00	0.67	1.44	0.20	0.60	6.90	1.02	1.02	203.08	198.57	1.54	1.216	1.10	2.29
7	13.00	0.67	1.13	0.20	0.60	6.70	1.04	1.04	207.47	207.25	1.53	1.238	1.10	2.42
8	15.00	0.67	1.10	0.20	0.60	6.50	1.06	1.06	211.31	214.98	1.52	1.257	1.10	2.41
9	17.00	0.67	1.07	0.20	0.60	6.30	1.07	1.07	214.72	221.98	1.51	1.275	1.10	2.39
10	19.00	0.41	1.05	0.20	0.60	6.10	1.09	1.09	217.80	228.40	1.50	1.290	1.10	2.55
11	21.00	0.41	1.02	0.20	0.60	5.90	1.10	1.10	220.60	234.32	1.49	1.304	1.10	2.53
12	23.00	0.41	0.99	0.20	0.60	5.70	1.12	1.12	223.19	239.84	1.48	1.317	1.10	2.52
13	25.00	0.41	0.84	0.20	0.60	5.50	1.13	1.13	225.58	245.02	1.48	1.329	1.10	2.59
14	27.00	0.41	0.82	0.20	0.60	5.30	1.14	1.14	227.82	249.89	1.47	1.340	1.10	2.57
15	29.00	0.41	0.80	0.20	0.60	5.10	1.15	1.15	229.91	254.51	1.47	1.350	1.10	2.55
16	31.00	0.41	0.78	0.20	0.60	4.90	1.16	1.16	231.88	258.89	1.46	1.360	1.10	2.53
17	33.00	0.41	0.75	0.20	0.60	4.70	1.17	1.17	233.74	263.07	1.45	1.369	1.10	2.51
18	35.00	0.41	0.73	0.20	0.60	4.50	1.18	1.18	235.51	267.06	1.45	1.378	1.10	2.49
19	37.00	0.36	0.61	0.20	0.60	4.30	1.19	1.19	237.19	270.89	1.45	1.386	2.97	2.60
20	39.00	0.36	0.59	0.20	0.60	4.10	1.19	1.19	238.80	274.56	1.44	1.394	2.94	2.58
21	41.00	0.36	0.57	0.20	0.60	3.90	1.20	1.20	240.33	278.10	1.44	1.402	2.91	2.55
22	43.00	0.36	0.55	0.20	0.60	3.70	1.21	1.21	241.80	281.51	1.43	1.409	2.88	2.52
23	45.00	0.36	0.53	0.20	0.60	3.50	1.22	1.22	243.21	284.81	1.43	1.416	1.10	2.48
24	47.00	0.36	0.52	0.20	0.60	3.30	1.22	1.22	244.57	287.99	1.43	1.423	1.10	2.44
25	49.00	0.36	0.33	0.20	0.60	3.10	1.23	1.23	245.88	291.08	1.42	1.429	1.10	2.61
26	51.00	0.36	0.32	0.20	0.60	2.90	1.24	1.24	247.14	294.08	1.42	1.435	1.10	2.57
27	53.00	0.36	0.31	0.20	0.60	2.70	1.24	1.24	248.36	296.99	1.42	1.441	1.10	2.51
28	55.00	0.36	0.30	0.20	0.60	2.50	1.25	1.25	249.54	299.82	1.42	1.447	1.10	2.45
29	57.00	0.36	0.29	0.20	0.60	2.30	1.25	1.25	250.68	302.57	1.41	1.452	1.10	2.38
30	59.00	0.36	0.28	0.20	0.60	2.10	1.26	1.26	251.79	305.26	1.41	1.458	1.10	2.29



Tabla 5.8.9 (continuación) Resultados aplicando el MDOC 1993

- 01 -	- 16 -	- 17 -	- 18 -	- 19 -	- 20 -	- 21 -	- 22 -	- 23 -	- 24 -	- 25 -	- 26 -
Ca		Pz				Fz (kg)				ΣFz(MN)	
PANEL	Esc.	CGO	Piern.	Cel.	Esc.	CGO	Piern.	Cel.	Esc.	CGO	
1	3.10	3.10	256.56	545.50	723.03	723.03	172.77	883.65	144.61	433.82	16.04
2	3.10	3.10	256.56	542.74	723.03	723.03	172.77	860.02	144.61	433.82	15.81
3	3.10	3.10	256.56	539.82	723.03	723.03	172.77	836.40	144.61	433.82	15.57
4	3.10	3.10	256.56	536.72	723.03	723.03	172.77	812.81	144.61	433.82	15.34
5	3.10	3.10	256.56	534.93	723.03	723.03	172.77	791.43	144.61	433.82	15.13
6	3.10	3.10	265.61	552.01	748.55	748.55	178.86	797.49	149.71	449.13	15.45
7	3.10	3.10	282.27	622.14	795.48	795.48	190.08	701.83	159.10	477.29	14.99
8	3.10	3.10	297.36	651.05	838.01	838.01	200.24	716.48	167.60	502.81	15.57
9	3.10	3.10	311.22	676.49	877.08	877.08	209.58	726.01	175.42	526.25	16.06
10	3.10	3.10	324.08	750.57	913.31	913.31	131.74	785.02	182.66	547.99	16.16
11	3.10	3.09	336.10	774.15	947.20	945.13	136.63	788.78	189.44	567.08	16.50
12	3.10	3.08	347.42	795.46	979.09	972.44	141.23	789.10	195.82	583.46	16.77
13	3.10	3.06	358.13	843.26	1009.26	997.42	145.58	712.22	201.85	598.45	16.27
14	3.10	3.05	368.30	861.58	1037.94	1020.25	149.71	707.70	207.59	612.15	16.45
15	3.10	3.03	378.01	877.97	1065.29	1041.03	153.66	701.06	213.06	624.62	16.60
16	3.10	3.01	387.29	892.51	1091.46	1059.85	157.43	692.32	218.29	635.91	16.72
17	3.10	2.99	396.21	905.19	1116.59	1076.74	161.06	681.70	223.32	646.04	16.80
18	3.10	2.97	404.79	915.95	1140.76	1091.70	164.55	669.37	228.15	655.02	16.84
19	3.10	2.94	1114.00	977.82	1164.07	1104.69	396.25	594.03	232.81	662.81	18.50
20	3.10	2.91	1126.06	986.96	1186.59	1115.64	400.54	581.20	237.32	669.38	18.53
21	3.10	2.88	1136.13	994.03	1208.39	1124.43	404.12	567.07	241.68	674.66	18.52
22	3.10	2.85	1144.10	998.81	1229.52	1130.90	406.96	551.71	245.90	678.54	18.47
23	3.10	2.81	443.56	1001.07	1250.04	1134.83	157.77	535.12	250.01	680.90	15.93
24	3.10	2.77	450.64	1000.46	1269.98	1135.91	160.29	517.30	254.00	681.54	15.82
25	3.10	2.73	457.53	1086.00	1289.39	1133.75	162.74	361.94	257.88	680.25	14.35
26	3.10	2.67	464.24	1082.56	1308.31	1127.85	165.13	348.70	261.66	676.71	14.25
27	3.10	2.61	470.78	1075.10	1326.75	1117.52	167.46	334.57	265.35	670.51	14.11
28	3.10	2.54	477.17	1062.77	1344.76	1101.84	169.73	319.45	268.95	661.10	13.92
29	3.10	2.46	483.42	1044.43	1362.36	1079.57	171.95	303.17	272.47	647.74	13.69
30	3.10	2.36	489.53	1021.01	1379.57	1048.98	174.12	286.19	275.91	629.39	13.40

En la Figura 5.8.4 se muestran los diagramas de las fuerzas sobre la torre resultantes del análisis dinámico de la acción del viento, en la Figura 5.8.4 (a), (b) y (c) se presentan las fuerzas resultantes aplicando el método propuesto en esta capítulo y corresponde a la alternativa 1, 2 y 3 respectivamente, en la Figura 5.8.4 (d) se muestra los resultados obtenidos de aplicar el método del MDOC 1993.

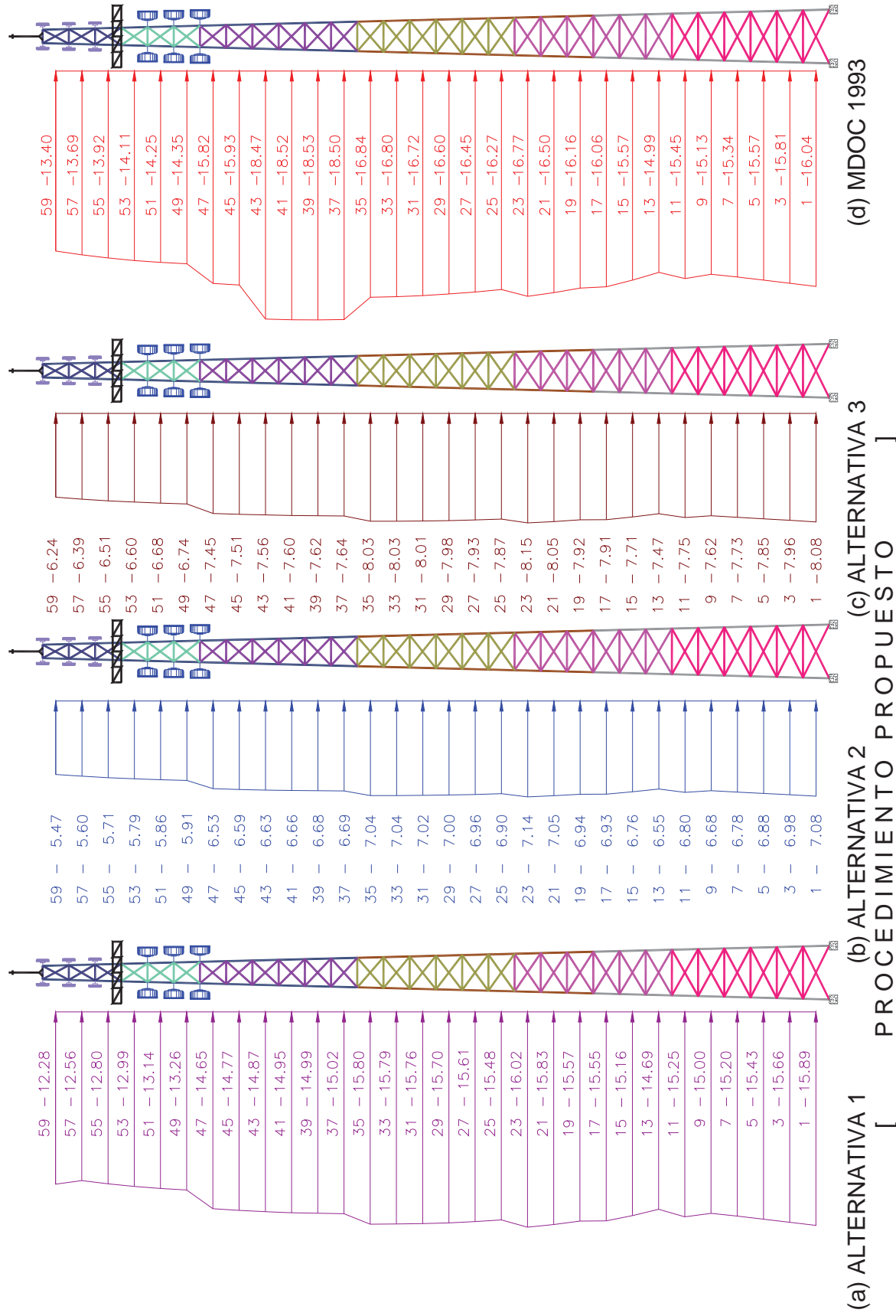
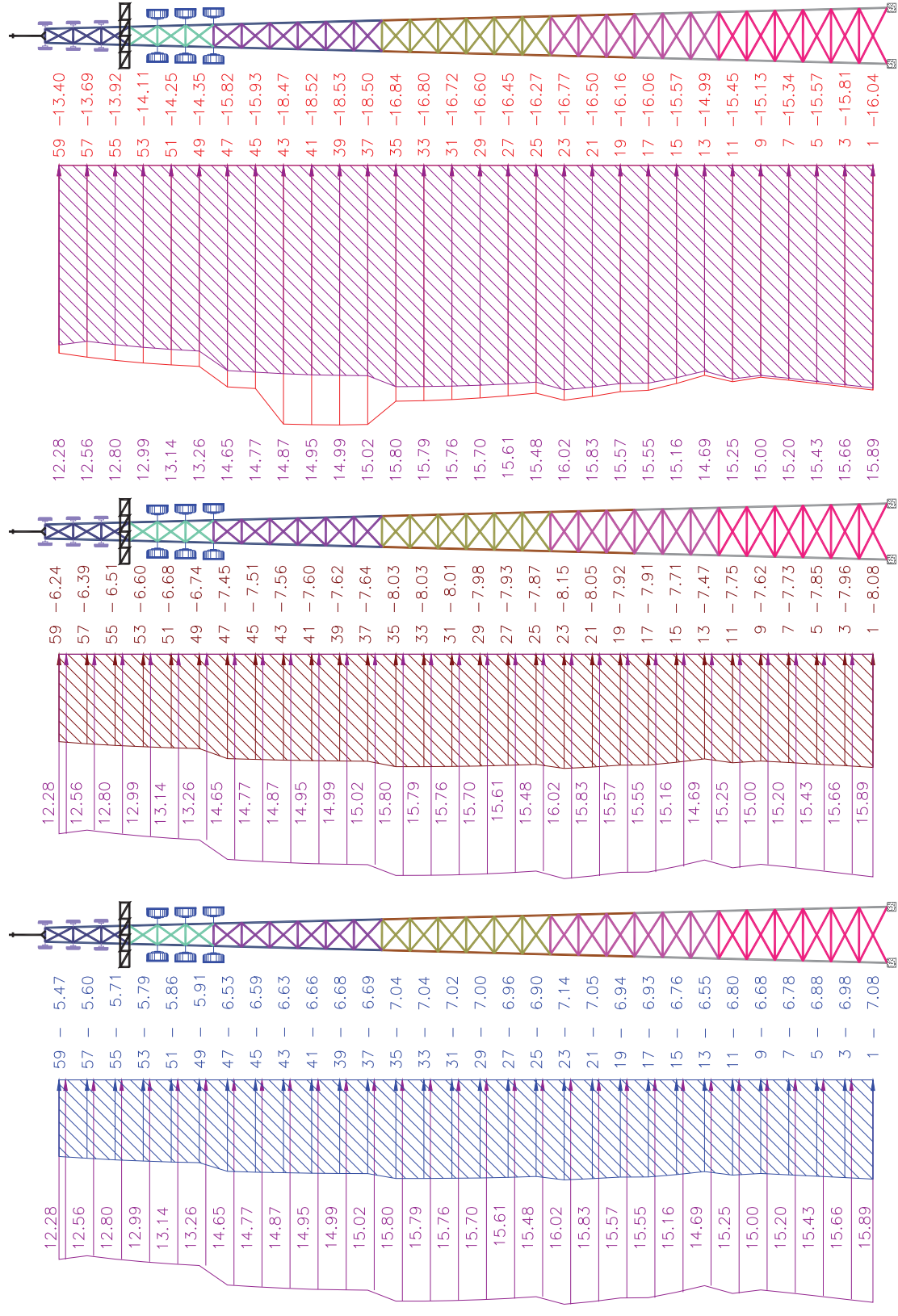


Figura 5.8.4 Diagramas de fuerzas resultantes por la acción del viento sobre la torre tipo 1 de 60 m de altura



(a) Alternativa 1 / Alternativa 2 (b) Alternativa 1 / Alternativa 3 (c) Alternativa 1 / Holmes

Figura 5.8.5 Comparación de fuerzas resultantes utilizando las diferentes alternativas.

Tabla 5.8.10 Comparación de resultados

- 01 -	- 02 -	- 03 -	- 04 -	- 05 -	- 06 -	- 07 -	- 08 -	- 09 -	- 10 -	- 11 -
$\Sigma F_z(N)$							Factor de amplificación dinámica			
Método propuesto			MDOC93	ALT1 ALT2	ALT1 ALT3	ALT1 MDOC93	Método propuesto			MDOC93
Alternativa							Alternativa			
1	2	3					1	2	3	
15.892	7.084	8.080	16.04	2.2436	1.9669	0.9909	2.29	1.020	1.163	1.204
15.663	6.981	7.963	15.81	2.2436	1.9669	0.9909	2.29	1.020	1.163	1.204
15.433	6.879	7.847	15.57	2.2436	1.9669	0.9909	2.29	1.020	1.163	1.204
15.204	6.777	7.730	15.34	2.2436	1.9669	0.9909	2.29	1.020	1.163	1.204
14.996	6.684	7.624	15.13	2.2436	1.9669	0.9909	2.29	1.020	1.163	1.204
15.249	6.797	7.753	15.45	2.2436	1.9669	0.9868	2.29	1.020	1.163	1.216
14.686	6.546	7.467	14.99	2.2436	1.9669	0.9796	2.29	1.020	1.163	1.238
15.156	6.755	7.706	15.57	2.2436	1.9669	0.9734	2.29	1.020	1.163	1.257
15.549	6.930	7.905	16.06	2.2436	1.9669	0.9681	2.29	1.020	1.163	1.275
15.569	6.939	7.915	16.16	2.2436	1.9669	0.9633	2.29	1.020	1.163	1.290
15.825	7.054	8.046	16.50	2.2436	1.9669	0.9591	2.29	1.020	1.163	1.304
16.021	7.141	8.146	16.77	2.2436	1.9669	0.9553	2.29	1.020	1.163	1.317
15.482	6.900	7.871	16.27	2.2436	1.9669	0.9518	2.29	1.020	1.163	1.329
15.607	6.956	7.935	16.45	2.2436	1.9669	0.9486	2.29	1.020	1.163	1.340
15.699	6.997	7.982	16.60	2.2436	1.9669	0.9456	2.29	1.020	1.163	1.350
15.760	7.025	8.013	16.72	2.2436	1.9669	0.9428	2.29	1.020	1.163	1.360
15.792	7.039	8.029	16.80	2.2436	1.9669	0.9402	2.29	1.020	1.163	1.369
15.797	7.041	8.031	16.84	2.2436	1.9669	0.9378	2.29	1.020	1.163	1.378
15.019	6.694	7.636	18.50	2.2436	1.9669	0.8118	2.29	1.020	1.163	1.386
14.995	6.683	7.624	18.53	2.2436	1.9669	0.8094	2.29	1.020	1.163	1.394
14.946	6.662	7.599	18.52	2.2436	1.9669	0.8072	2.29	1.020	1.163	1.402
14.873	6.629	7.562	18.47	2.2436	1.9669	0.8051	2.29	1.020	1.163	1.409
14.774	6.585	7.512	15.93	2.2436	1.9669	0.9275	2.29	1.020	1.163	1.416
14.649	6.529	7.448	15.82	2.2436	1.9669	0.9257	2.29	1.020	1.163	1.423
13.260	5.910	6.742	14.35	2.2436	1.9669	0.9240	2.29	1.020	1.163	1.429
13.140	5.857	6.681	14.25	2.2436	1.9669	0.9224	2.29	1.020	1.163	1.435
12.989	5.789	6.604	14.11	2.2436	1.9669	0.9208	2.29	1.020	1.163	1.441
12.800	5.705	6.508	13.92	2.2436	1.9669	0.9193	2.29	1.020	1.163	1.447
12.564	5.600	6.388	13.69	2.2436	1.9669	0.9179	2.29	1.020	1.163	1.452
12.278	5.473	6.242	13.40	2.2436	1.9669	0.9165	2.29	1.020	1.163	1.458
PROMEDIO				2.24	1.97	0.93	2.29	1.02	1.16	1.34
ALT. 1 / (LAS OTRAS ALT.)							1.00	2.24	1.97	1.71

Aplicando el procedimiento propuesto, para las tres alternativas la fuerza en el panel superior es el 77% de la fuerza en el panel inferior, para el MDOC 1993 esta relación es del 83%.

Aplicando el procedimiento propuesto y con la alternativa 1, en la que la masa es variable con la altura (es la distribución más próxima a la distribución real), las fuerzas resultantes son mayores que las obtenidas con la alternativa 2, 3 y muy similares a las obtenidas con el MDOC1993.

En las columnas 5, 6 y 7 de la tabla 5.8.10, se comparan las fuerzas resultantes con las diferentes alternativas, las fuerzas obtenidas con el método propuesto alternativa 1, representan el 224% de la fuerza obtenida con la alternativa 2, el 197% de la fuerza obtenida con la alternativa 3, y del 93% en promedio de la fuerza obtenida con el MDOC1993.

En las columnas 8, 9, 10 y 11 de la tabla 5.8.10, se muestran los Factores de Amplificación Dinámica FAD, para las alternativas 1, 2 y 3 aplicando el método propuesto, se observa que para la alternativa 1  $FAD=2.29$ , alternativa 2  $FAD=1.02$ , alternativa 3  $FAD=1.16$ , el valor del FAD para las diferentes alternativas es el que genera la diferencia en las fuerzas resultantes. Para el MDOC 93 el factor de respuesta dinámica debida a ráfaga  $F_g=1.34$

Las observaciones hechas en los párrafos anteriores y que gráficamente se complementan con la Figura 5.8.5, se concluye que:

Considerar una distribución de masas uniforme (Procedimiento propuesto alternativa 2) puede resultar en fuerzas significativamente menores, lo que implicaría una deficiencia importante que a la postre resultaría en diseños escasos, poniendo en riesgo torres de celosía autosoportadas construidas bajo este criterio.

Considerando la distribución de masas propuesta por Holmes J.D. (1994) similar al caso anterior resultaría en fuerzas significativamente menores con las implicaciones en diseño similares a las mencionadas en el párrafo anterior, en esta alternativa se evidencia que los valores de las variables  $k$ ,  $\gamma$  y  $\beta$  influyen en la determinación del factor amplificación dinámica y aplicar las ecuaciones propuestas por Holmes J.D. (1994) algunas de las cuales dependen solo de la geometría de la torre, implicaría errores que derivan en resultados poco confiables.

El procedimiento propuesto resulta en fuerzas confiables ya que las ecuaciones que se proponen surgieron de analizar una base de datos de torres reales construidas en el país; los resultados obtenidos son similares a los obtenidos con el procedimiento propuesto en el MDOC93, sin embargo el procedimiento tiene diferencias respecto al procedimiento del MDOC 93, pues se eliminan las con fusiones que se generan en dicho código, además de que el espectro de potencia es variable con la altura.

## **CAPÍTULO 6**

### **CONCLUSIONES**

## CAPITULO 2

En virtud del desarrollo tecnológico en las telecomunicaciones, las cuales son indispensables para el desarrollo de la vida cotidiana de la sociedad alrededor del mundo, pues son el medio principal de comunicación cotidiana además de ser indispensables en caso de desastres naturales, es importante enfocar la atención en el análisis y diseño de las torres autosoportadas de celosía, por ser el tipo de estructura en las que por su versatilidad se instalan más comúnmente las antenas de transmisión de señal.

## CAPITULO 3

De una amplia base de datos de torres construidas en el país, se clasificaron en 8 tipos de torres diferentes de acuerdo a sus características geométricas y de estructuración, para cada tipo de torres se obtuvieron ecuaciones prácticas para obtener características dinámicas de las torres partiendo de datos básicos de las torres.

### Torres tipo 1

Se determinó la ecuación (3.3.3) para obtener el periodo fundamental de la torre con accesorios

$$T_{1c} = \left( \frac{H}{45.88} \right)^{1.07} \quad (3.3.3)$$

Se determinó la ecuación (3.3.4) para obtener el periodo fundamental de la torre sin accesorios

$$T_{1s} = \left( \frac{H}{58.73} \right)^{1.16} \quad (3.3.4)$$

Aplicando la ecuación 3.3.4, o analizando la torre en algún programa se puede obtener el periodo fundamental de la torre sin accesorios, a partir de el se puede obtener el periodo fundamental de la torre con accesorios con la ecuación (3.3.2)

$$T_{1c} = 1.338 T_{1s} \quad (3.3.2)$$

Con la ecuación 3.3.1 se pueden obtener los periodos en flexión 2, 3 y 4 de la torre con accesorios

$$\begin{aligned} T_{2c} &= 0.22 T_{1c} \\ T_{3c} &= 0.12 T_{1c} \\ T_{4c} &= 0.09 T_{1c} \end{aligned} \quad (3.3.1)$$

Holmes (1996) propone la ecuación (3.3.5) para obtener la configuración de la forma modal correspondiente al primer modo en flexión

$$\Phi = \left[ \frac{z}{H} \right]^\beta \quad (3.3.5)$$

En este trabajo se obtuvo un valor de  $\beta=1.94$

Alternativamente a la ecuación (3.3.5) se propone la ecuación (3.3.6) para obtener la configuración de la forma modal correspondiente al primer modo en flexión

$$\Phi = \frac{6}{5} \left[ \frac{z}{H} \right]^2 - \frac{1}{5} \left[ \frac{z}{H} \right]^3 \quad (3.3.6)$$

Para obtener el valor del exponente  $\beta$  se propone la ecuación (3.3.8)

$$\beta = \frac{3}{\left[ 1 + 1.67 \left( \frac{wt}{wb} \right) \right]} \quad (3.3.8)$$

Holmes (1996) propone la ecuación (3.3.9) para obtener la distribución de la masa en la altura de la torre

$$m_{(z)} = m_0 \left[ 1 - k \left( \frac{z}{H} \right)^\gamma \right] \quad (3.3.9)$$

Holmes (1996) propone ecuaciones y valores para el factor  $k$  y el exponente  $\gamma$  de la ecuación (3.3.9), sin embargo los valores obtenidos de esa forma resultan en una distribución de masas diferente a la distribución real de masas, por lo que en este trabajo se obtuvieron las ecuaciones (3.3.12) y (3.3.13) para obtener los valores del factor  $k$  y del exponente  $\gamma$  respectivamente.

$$k = 1 - 4.57 \left( \frac{wt}{wb} \right)^{2.685} \quad (3.3.12)$$

$$\gamma = 19.97H^{-0.92} = \frac{19.97}{H^{0.92}} \quad (3.3.13)$$

De la geometría de las torres se propone,

$$\frac{w_t}{w_b} = \frac{3.720}{H^{0.658}} \quad (3.3.14)$$

Se recomienda limitar la aplicación de las ecuaciones anteriores a Torres tipo 1 cuya relación  $w_t/w_b$  no difiera en  $\pm 10\%$  del valor obtenido con la ecuación (3.3.14).



## Torres tipo 2

Se determinó la ecuación (3.4.3) para obtener el periodo fundamental de la torre con accesorios

$$T1c = \left( \frac{H}{123.1} \right)^{0.90} \quad (3.4.3)$$

Se determinó la ecuación (3.4.4) para obtener el periodo fundamental de la torre sin accesorios

$$T1s = \left( \frac{H}{142.5} \right)^{0.95} \quad (3.4.4)$$

Aplicando la ecuación 3.4.4, o analizando la torre en algún programa se puede obtener el periodo fundamental de la torre sin accesorios, a partir de el se puede obtener el periodo fundamental de la torre con accesorios con la ecuación (3.4.2)

$$T1c = 1.2T1s \quad (3.4.2)$$

Con la ecuación 3.4.1 se pueden obtener los periodos en flexión 2, 3 y 4 de la torre con accesorios

$$\begin{aligned} T2c &= 0.71T1c \\ T3c &= 0.52T1c \\ T4c &= 0.44T1c \end{aligned} \quad (3.4.1)$$

En este trabajo se obtuvo un valor de  $\beta=2.10$  para las torres tipo 2

Se propone la ecuación (3.4.5) para obtener la configuración de la forma modal correspondiente al primer modo en flexión

$$\Phi = \frac{3}{2} \left[ \frac{Z}{H} \right]^{2.4} - \frac{1}{2} \left[ \frac{Z}{H} \right]^{3.4} \quad (3.4.5)$$

Para obtener el valor del exponente  $\beta$  se propone la ecuación (3.4.6)

$$\beta = \frac{2.7}{\left[ 1 + 1.09 \left( \frac{wt}{wb} \right) \right]} \quad (3.4.6)$$

Se proponen las ecuaciones (3.4.7) y (3.4.8) para obtener los valores del factor  $k$  y del exponente  $\gamma$  respectivamente.

$$k = 1 - 2.208 \left( \frac{w_t}{w_b} \right)^{1.319} \quad (3.4.7)$$

$$\gamma = 2.666H^{-0.34} = \frac{2.666}{H^{0.34}} \quad (3.4.8)$$

De la geometría de las torres se propone,

$$\frac{w_t}{w_b} = \frac{4.3095}{H^{0.8197}} \quad (3.4.9)$$

Se recomienda limitar la aplicación de las ecuaciones anteriores a Torres tipo 2 cuya relación  $w_t/w_b$  no difiera en  $\pm 10\%$  del valor obtenido con la ecuación (3.4.9).

### Torres tipo 3

Se determinó la ecuación (3.4.3) para obtener el periodo fundamental de la torre con accesorios

$$T1c = \left( \frac{H}{45.51} \right)^{1.76} \quad (3.5.3)$$

Se determinó la ecuación (3.4.4) para obtener el periodo fundamental de la torre sin accesorios

$$T1s = \left( \frac{H}{49.22} \right)^{1.86} \quad (3.5.4)$$

Aplicando la ecuación 3.4.4, o analizando la torre en algún programa se puede obtener el periodo fundamental de la torre sin accesorios, a partir de el se puede obtener el periodo fundamental de la torre con accesorios con la ecuación (3.4.2)

$$T1c = 1.1905 T1s \quad (3.5.2)$$

Con la ecuación 3.4.1 se pueden obtener los periodos en flexión 2, 3 y 4 de la torre con accesorios

$$\begin{aligned} T2_c &= 0.28 T1_c \\ T3_c &= 0.22 T1_c \\ T4_c &= 0.16 T1_c \end{aligned} \quad (3.5.1)$$

En este trabajo se obtuvo un valor de  $\beta=1.68$  para las torres tipo 3

Se propone la ecuación (3.4.5) para obtener la configuración de la forma modal correspondiente al primer modo en flexión

$$\Phi = \frac{3}{2} \left[ \frac{z}{H} \right]^{2.4} - \frac{1}{2} \left[ \frac{z}{H} \right]^{3.4} \quad (3.5.5)$$

#### Torres tipo 4

Se determinó la ecuación (3.4.3) para obtener el periodo fundamental de la torre con accesorios

$$T1c = \left( \frac{H}{32.01} \right)^{1.45} \quad (3.6.3)$$

Se determinó la ecuación (3.4.4) para obtener el periodo fundamental de la torre sin accesorios

$$T1s = \left( \frac{H}{40.26} \right)^{1.63} \quad (3.6.4)$$

Aplicando la ecuación 3.4.4, o analizando la torre en algún programa se puede obtener el periodo fundamental de la torre sin accesorios, a partir del se puede obtener el periodo fundamental de la torre con accesorios con la ecuación (3.4.2)

$$T1c = 1.4189 T1s \quad (3.6.2)$$

Con la ecuación 3.4.1 se pueden obtener los periodos en flexión 2, 3 y 4 de la torre con accesorios

$$\begin{aligned} T2c &= 0.248 T1c \\ T3c &= 0.171 T1c \\ T4c &= 0.076 T1c \end{aligned} \quad (3.6.1)$$

En este trabajo se obtuvo un valor de  $\beta=1.70$  para las torres tipo 4

Se propone la ecuación (3.4.5) para obtener la configuración de la forma modal correspondiente al primer modo en flexión

$$\Phi = \frac{3}{2} \left[ \frac{z}{H} \right]^2 - \frac{1}{2} \left[ \frac{z}{H} \right]^3 \quad (3.6.5)$$

### Torres tipo 5

Se determinó la ecuación (3.4.3) para obtener el periodo fundamental de la torre con accesorios

$$T1c = \left( \frac{H}{37.25} \right)^{1.41} \quad (3.7.3)$$

Se determinó la ecuación (3.4.4) para obtener el periodo fundamental de la torre sin accesorios

$$T1s = \left( \frac{H}{45.45} \right)^{1.41} \quad (3.7.4)$$

Aplicando la ecuación 3.4.4, o analizando la torre en algún programa se puede obtener el periodo fundamental de la torre sin accesorios, a partir de el se puede obtener el periodo fundamental de la torre con accesorios con la ecuación (3.4.2)

$$T1c = 1.345 T1s \quad (3.7.2)$$

Con la ecuación 3.4.1 se pueden obtener los periodos en flexión 2, 3 y 4 de la torre con accesorios

$$\begin{aligned} T2c &= 0.238 T1c \\ T3c &= 0.183 T1c \\ T4c &= 0.115 T1c \end{aligned} \quad (3.7.1)$$

En este trabajo se obtuvo un valor de  $\beta=1850$  para las torres tipo 5

Se propone la ecuación (3.4.5) para obtener la configuración de la forma modal correspondiente al primer modo en flexión

$$\Phi = \frac{4}{3} \left[ \frac{z}{H} \right]^2 - \frac{1}{3} \left[ \frac{z}{H} \right]^3 \quad (3.7.5)$$

Para obtener el valor del exponente  $\beta$  se propone la ecuación (3.4.6)

$$\beta = \frac{1.9}{\left[ 1 + 0.05 \left( \frac{wt}{wb} \right) \right]} \quad (3.7.6)$$

Se proponen las ecuaciones (3.4.7) y (3.4.8) para obtener los valores del factor  $k$  y del exponente  $\gamma$  respectivamente.

$$k = 1 - 1.186 \left( \frac{w_t}{w_b} \right)^{0.63} \quad (3.7.7)$$

$$\gamma = 0.98H^{-0.01} = \frac{0.98}{H^{0.01}} \quad (3.7.8)$$

De la geometría de las torres se propone,

$$\frac{w_t}{w_b} = \frac{2.581}{(H1)^{0.546}} \quad (3.7.9)$$

Se recomienda limitar la aplicación de las ecuaciones anteriores a Torres tipo 6 cuya relación  $w_t/w_b$  no difiera en  $\pm 10\%$  del valor obtenido con la ecuación (3.4.9).

### Torres tipo 6, 7 Y 8

Para las torres tipo 6, 7 y 8, no se establecieron ecuaciones simplificadas análogas a las torres tipo 1, ya que presentan irregularidad en su estructuración.

## CAPITULO 5

En la determinación de fuerzas utilizando el procedimiento propuesto en el capítulo 5 con las alternativas 1, 2 y 3, además de la aplicación del procedimiento propuesto por el MDOC-1993, para una torre cuadrada y una torre triangular, ambas con estructuración similar se observó lo siguiente:

Aplicando el procedimiento propuesto, para las tres alternativas la fuerza en el panel superior es el 77% de la fuerza en el panel inferior, para el MDOC 1993 esta relación es del 83%.

Aplicando el procedimiento propuesto y con la alternativa 1, en la que la masa es variable con la altura (es la distribución más próxima a la distribución real), las fuerzas resultantes son mayores que las obtenidas con la alternativa 2, 3 y muy similares a las obtenidas con el MDOC1993.

En las columnas 5, 6 y 7 de la tabla 5.8.8, se comparan las fuerzas resultantes con las diferentes alternativas, las fuerzas obtenidas con el método propuesto alternativa 1, representan el 224% de la fuerza obtenida con la alternativa 2, el 197% de la fuerza obtenida con la alternativa 3, y del 93% en promedio de la fuerza obtenida con el MDOC1993.

Considerar una distribución de masas uniforme (Procedimiento propuesto alternativa 2) puede resultar en fuerzas significativamente menores, lo que implicaría una deficiencia importante que a la postre resultaría en diseños escasos, poniendo en riesgo torres de celosía autosoportadas construidas bajo este criterio.

Considerando la distribución de masas propuesta por Holmes J.D. (1994) similar al caso anterior resultaría en fuerzas significativamente menores con las implicaciones en diseño similares a las mencionadas en el párrafo anterior, en esta alternativa se evidencia que los valores de las variables  $k$ ,  $\gamma$  y  $\beta$  influyen en la determinación del factor amplificación dinámica y aplicar las ecuaciones propuestas por Holmes J.D. (1994) algunas de las cuales dependen solo de la geometría de la torre, implicaría errores que derivan en resultados poco confiables.

El procedimiento propuesto resulta en fuerzas confiables ya que las ecuaciones que se proponen surgieron de analizar una base de datos de torres reales construidas en el país; los resultados obtenidos son similares a los obtenidos con el procedimiento propuesto en el MDOC93, sin embargo el procedimiento tiene diferencias respecto al procedimiento del MDOC 93, pues se eliminan las con fusiones que se generan en dicho código, además de que el espectro de potencia es variable con la altura.

## **CAPÍTULO 7**

### **REFERENCIAS**

- 1 Piel U., y Behrens M., (2007), "Aerodynamics admittance models for buffeting excitation of high and slender structures", Journal of Wind and Industrial Aerodynamics, 90, 73-90.
- 2 Simiu E. (1981), "Modern developments in wind engineering: Part 1", journal Eng. Struct. 3:233-241.
- 3 Krayner, W. R., Marshall, R. D., (1992), "Gust factor applied to hurricane wind", Bull. AMS, 73.
- 4 Greenway M. E., (1977), "An analytical approach to wind velocity gust factors", Journal of Wind and Industrial Aerodynamics, 60-91.
- 5 Durst C. S., (1960), "Wind Speeds over short periods of time", The Meteorological Magazine, Vol. 89, No. 1056, July.
- 6 Vickery P. J., and Skerlj P. F., (2005), "Hurricane Gust Factors Revisited", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 5, 825-832.
- 7 Simiu E. y Miyata T., (1996), "Design of Buildings and Bridges for wind, A Practical Guide for ASCE-7 Standard User and Designers of Special Structures", John Wiley and Sons.
- 8 Holmes, J. D. "Along-wind response of lattice towers: Part I-Derivation of expressions for gust response factors", Engng Struct. 1994.16.287-292.
- 9 Holmes, J. D. "Along-wind response of lattice towers: Part II –Aerodynamic damping and deflections", Engng Struct. 1996.18.483-488.
- 10 Holmes, J. D. "Along-wind response of lattice towers: Part III –Effective load distributions", Engng Struct. 1996.18.483-488.
- 11 Habibullah A., "SAP-2000 Ver. 11", Computer and Structures Inc., Berkeley California.
- 12 MDOC-1993 Manual de diseño por viento