



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS

**APLICACIÓN NORMA TIA/EIA 222G PARA TORRES AUTOSOPORTADAS
TIPO CELOSÍA DE TELECOMUNICACIONES EN GUATEMALA Y
COMPARACIÓN CON NORMA TIA/EIA 222F.**

ING. VICTOR ALBERTO BETANCOURTH BALAN

Msc. ERIK FLORES ALDANA
ASESOR

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



ESCUELA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS

**APLICACIÓN NORMA TIA/EIA 222G PARA TORRES AUTOSOPORTADAS
TIPO CELOSÍA DE TELECOMUNICACIONES EN GUATEMALA Y
COMPARACIÓN CON NORMA TIA/EIA 222F.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN
PRESENTADO AL COMITÉ DE LA MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS
POR

ING. VICTOR ALBERTO BETANCOURTH BALAN

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

MAESTRO EN ESTRUCTURAS

GUATEMALA NOVIEMBRE DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

NOMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez
EXAMINADOR	Dra. Mayra Virginia Castillo Montes
EXAMINADOR	Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Ing. Mario Beteta Jerez

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato
Teléfono 2418-9142

Ref. APT-2013-009

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Postgrado, al Trabajo de Tesis de la Maestría en Estructuras titulado: **“APLICACIÓN NORMA TIA/EIA 222G PARA TORRES AUTOSOPORTADAS TIPO CELOSÍA DE TELECOMUNICACIONES EN GUATEMALA Y COMPARACIÓN CON NORMA TIA/EIA 222 F”**, presentado por el Ingeniero Civil **Víctor Alberto Betancourth Balán**, procede a la autorización para la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

A large, handwritten signature in black ink, enclosed within a hand-drawn oval shape.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, noviembre de 2013.

Cc: archivo
/la

Universidad de San Carlos
De Guatemala

APT-2013-009



Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios
De Postgrado
Teléfono 2418-9142

La Directora de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen y dar el visto bueno del revisor y la aprobación del área de Lingüística del trabajo de graduación titulado **“APLICACIÓN NORMA TIA/EIA 222G PARA TORRES AUTOOPORTADAS TIPO CELOSÍA DE TELECOMUNICACIONES EN GUATEMALA Y COMPARACIÓN CON NORMA TIA/EIA 222F”** presentado por el Ingeniero Civil **Víctor Alberto Betancourth Balán**, apruebo el presente y recomiendo la autorización del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Mayra Virginia Castillo Montes', written over a horizontal line.



Dra. **Mayra Virginia Castillo Montes**
Directora
Escuela de Estudios de Postgrado

Guatemala, noviembre de 2013.

Cc: archivo
/la

Universidad de San Carlos
De Guatemala

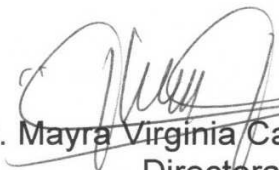
APT-2013-009



Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios
De Postgrado
Teléfono 2418-9142

Como Revisor de la Maestría en Estructuras del Trabajo de Tesis titulado **“APLICACIÓN NORMA TIA/EIA 222G PARA TORRES AUTOOPORTADAS TIPO CELOSÍA DE TELECOMUNICACIONES EN GUATEMALA Y COMPARACIÓN CON NORMA TIA/EIA 222F”**. Presentado por el Ingeniero Civil **Víctor Alberto Betancourth Balán**, apruebo el presente y recomiendo la autorización del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”


Dra. Mayra Virginia Castillo Montes
Directora
Escuela de Estudios de Postgrado



Guatemala, noviembre de 2013.

Cc: archivo
/la

Universidad de San Carlos
De Guatemala

APT-2013-009



Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios
De Postgrado
Teléfono 2418-9142

Como Coordinador de la Maestría en Estructuras y revisor del Trabajo de Tesis titulado **“APLICACIÓN NORMA TIA/EIA 222G PARA TORRES AUTOOPORTADAS TIPO CELOSÍA DE TELECOMUNICACIONES EN GUATEMALA Y COMPARACIÓN CON NORMA TIA/EIA 222F”**, presentado por el Ingeniero Civil **Victor Alberto Betancourth Balán**, apruebo y recomiendo la autorización del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

MSc. Ing. Armando Fuentes Roca
Coordinador de Maestría
Escuela de Estudios de Postgrado

Guatemala, noviembre de 2013.

Cc: archivo
/la

Guatemala 04 de julio de 2013.

Dra.
Mayra Virginia Castillo Montes
Directora
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala –USAC-

Estimada Dra. Castillo:

Luego de asesorar y revisar el trabajo especial de graduación titulado: "APLICACION NORMA TIA/EIA 222G PARA TORRES AUTOSOPORTADAS TIPO CELOSIA DE TELECOMUNICACIONES EN GUATEMALA Y COMPARACION CON NORMA TIA/EIA 222F", realizado por el estudiante de la Maestría en Estructuras, Ingeniero Víctor Alberto Betancourth Balán, me permito informarle que los aspectos técnicos planteados por el suscrito durante el desarrollo del trabajo han cumplido de forma satisfactoria con los requisitos necesarios para un trabajo de graduación y constituyen un valioso aporte para nuestra profesión de la ingeniería estructural; razón por la cual se da por APROBADO.

En base a lo anterior el ingeniero Víctor Alberto Betancourth Balán puede continuar con los trámites necesarios para proceder con la defensa de su trabajo previo a optar al grado de Maestro en Estructuras.

Atentamente;



ERIK FLORES ALDANA
ING. CIVIL
MSC. ESTRUCTURA
COL. # 3174

Msc. Ingeniero Erik Flores Aldana
ASESOR

ACTO QUE DEDICO

A Dios	Por su iluminación y fuerza para lograr todas las metas personales y profesionales.
A mi esposa e hijas	Eloísa, Karen Pahola y Karina Vanesa que son mi fuente de inspiración y la alegría de mi vida.
A mi familia	En especial a mi hermano José Domingo y mis sobrinos, con afecto y respeto.
A mis amigos	Ingenieros Julio Pirir, Esaú Guzmán, Eddy Flores y Léster Aguilar que fueron parte del grupo de la maestría en estructuras y a quienes agradezco su apoyo durante la fase de estudio.

AGRADECIMIENTO

Al ingeniero Erik Flores Aldana por su valioso asesoramiento para lograr culminar el presente trabajo de tesis.

Al ingeniero Luis Estuardo Saravia Ramírez por su apoyo y sugerencias para la culminación de esta etapa.

A la Universidad de San Carlos de Guatemala y a la Facultad de Ingeniería, por continuar siendo mí casa de estudios de superación académica.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XVII
OBJETIVOS	XIX
HIPÓTESIS	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. GENERALIDADES	1
1.1. Historia	1
1.2. Estructuras autosoportadas	1
1.3. Estructuras Arriostradas	4
1.4. Monopolos o Monopostes	5
2. FUERZAS DE VIENTO PARA ESTRUCTURAS AUTOSOPORTADAS	7
2.1. Normas usadas en el medio guatemalteco	7
2.2. Consideraciones principales de la norma TIA/EIA/222G en Guatemala	8
2.2.1. Velocidad básica de viento	9
2.2.2. Velocidad básica de viento con hielo	9
2.2.3. Factor de probabilidad de dirección de viento	12
2.2.4. Factor de importancia y clasificación de la Estructura	12
2.2.5. Categoría de exposición	13

2.2.5.1. Coeficiente de velocidad de presión de viento	17
2.2.6. Categorías topográficas	18
2.2.6.1. Factor topográfico	21
2.2.7. Factor de efecto de ráfaga	22
2.2.8. Cargas o fuerzas horizontales de viento de diseño	23
2.3. Fuerza de viento de diseño sobre la estructura	25
2.3.1. Área efectiva proyectada de estructura tipo celosía	26
2.4. Integración de cargas de viento en accesorios de torres	29
2.4.1. Soportes para antenas estructurales de radiofrecuencia	29
2.4.2. Marco de montaje plano para antenas estructurales	33
2.4.3. Soporte para una antena estructural de radiofrecuencia	34
2.4.4. Escalerilla para ascenso de personal	35
2.4.5. Escalerilla para cables	36
2.4.6. Líneas de cables	38
2.4.7. Antenas estructurales de radiofrecuencia	39
2.4.8. Antenas típicas estructurales de microondas	42
2.5. Presión de velocidad	51
3. CARGAS DE SISMO	53
3.1. Análisis modal espectral	54
3.2. Factor de importancia por sismo	77
4. MODELOS DE ANÁLISIS PARA TORRES AUTOSOPORTADAS	79
4.1. Combinaciones de cargas para estado límite de resistencia	79
4.2. Cargas de servicio	80
4.3. Aplicación de fuerzas de viento a estructuras tipo celosía	82
4.4. Efectos de desplazamiento	82
5. DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO	83
5.1. Relación de esbeltez	84
5.2. Conexiones	84
6. CIMENTACIONES Y PERNOS DE FUNDACIÓN	91

6.1. Diseño de fundación de torres autoportadas	91
6.2. Pernos de fundación de torres autoportadas	93
7. USO Y APLICACIÓN DE LA PROPUESTA AL MEDIO	
GUATEMALTECO	95
7.1. Ejemplo de análisis y diseño de torre autoportada	95
7.2. Análisis y discusión de resultados obtenidos	155
CONCLUSIONES	167
RECOMENDACIONES	169
BIBLIOGRAFÍA	171
APÉNDICE 1	175
APÉNDICE 2	227
APÉNDICE 3	299
APÉNDICE 4	343

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

IMÁGENES

1. Estructura autoportada tipo celosía	2
2. Estructura autoportada triangular tipo celosía	3
3. Estructura cuadrada autoportada tipo celosía	3
4. Estructura arriostrada	4
5. Estructura tipo monopolo	5
6. Ejemplo 1 de exposición B para Guatemala	14
7. Ejemplo 2 para exposición B para Guatemala	14
8. Ejemplo 1 de exposición C para Guatemala zona costera	15
9. Ejemplo 2 de exposición C para Guatemala zona costera	15
10. Ejemplo de exposición D para Guatemala	16
11. Ejemplo de categoría topográfica tipo 1	18
12. Ejemplo de categoría topográfica tipo 2	19
13. Ejemplo de categoría topográfica tipo 3	19
14. Ejemplo de categoría topográfica tipo 4	20
15. Área gruesa frontal y lateral para marco de montaje de antenas	30
16. Marco de montaje plano para antena de radiofrecuencia	34
17. Soporte de montaje para una antena de radiofrecuencia	35
18. Detalles típicos de escalerilla de ascenso de personal en torre autoportada	36
19. Detalles típicos de escalerilla para cables en torre autoportada	37
20. Área efectiva proyectada para paquetes de cables	38

21. Fuerza de viento sobre antenas típicas de microonda	43
22. Espectro de respuesta de diseño	76
23. Detalles estándar para conexiones de placas entre montantes	86
24. Parámetros de f3 para determinar espesores de placas entre Secciones tubulares vacías	89
25. Elevación de torre autoportada tipo celosía a analizar	97
26. Sección basal de torre autoportada a analizar	103
27. Detalles de cimentación tipo zapata cuadrada de torre autoportada	154

MAPAS

1. Zonas de velocidad básica de viento para la República de Guatemala (km/h)	11
2. Zonificación sísmica para la República de Guatemala	55

TABLAS

I. Clasificación de estructuras	12
II. Factor de importancia por viento	13
III. Categoría de coeficientes de exposición	17
IV. Coeficientes de categoría topográfica	22
V. Factor de dirección de viento	24
VI. Factor de probabilidad de dirección de viento	24
VII. Coeficientes de fuerza para accesorios	41
VIII. Coeficientes de fuerza de viento para antenas de microondas sin radomo	45
IX. Coeficientes de fuerza de viento para antenas de microondas con radomo	46
X. Coeficientes de fuerza de viento para antenas de microondas	

	con cubierta cilíndrica	48
XI.	Coeficientes de fuerza de viento para antenas típicas de microondas de rejilla	49
XII.	Coeficiente de sitio Fa	70
XIII.	Coeficiente de sitio Fv	70
XIV.	Guía para clasificación de sitios	71
XV.	Coeficientes sísmicos para estructuras que no son consideradas Como edificios	75
XVI.	Factor de importancia por sismo	77
XVII.	Dimensiones estándar para conexiones de placa entre Montantes	87
XVIII.	Propiedades mecánicas pernos F1554	94

GRÁFICAS

1.	Total de elementos por viento norma TIA F para torre autosoportada	155
2.	Total de elementos según TIG 222 G por viento y sismo	156
3.	Combinación de carga por viento norma TIA G	157
4.	Combinación de carga por sismo norma TIA G	158
5.	Esfuerzo por tensión en angulares	159
6.	Esfuerzo por tensión en Secciones circulares HSS	160
7.	Esfuerzo por compresión en angulares	161
8.	Esfuerzo por compresión en Secciones circulares HSS	162
9.	Cantidad de pernos en conexiones al aplicar normas TIA 222 F y TIA 222 G	166

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Exponente de la ley de potencia de la velocidad de ráfaga de 3 segundos
Ae	Área neta efectiva de la sección de acero
An	Área neta de la sección de acero
Af	Área proyectada de los componentes estructurales planos
Ag	Área bruta de una cara de una torre o marco de montaje
Ar	Área proyectada de los componentes estructurales circulares
Ca	Coefficiente de fuerza para un accesorio puntual o lineal
Cas	Coefficiente de fuerza para un marco de montaje
Cf	Coefficiente de fuerza para una estructura
Df	Factor de dirección del viento para componentes estructurales planos
Dr	Factor de dirección del viento para componentes estructurales circulares
E	Módulo de elasticidad del acero
(EPA) _A ó (AEP) _A	Área proyectada efectiva de un accesorio
(EPA) _{FN} ó (AEP) _{FN}	Área proyectada efectiva normal de los elementos que soportan un marco de montaje
(EPA) _{FT} ó (AEP) _{FT}	Área proyectada efectiva transversal de los elementos que soportan un marco de montaje

$(EPA)_{MN}$ ó	
$(AEP)_{MN}$	Área proyectada efectiva normal de un marco de montaje
$(EPA)_{MT}$ ó	
$(AEP)_{MT}$	Área proyectada efectiva transversal de un marco de montaje
$(EPA)_N$ ó	
$(AEP)_N$	Área proyectada efectiva asociada con la cara a barlovento normal al azimut del accesorio
$(EPA)_S$ ó	
$(AEP)_S$	Área proyectada efectiva de la estructura
$(EPA)_T$ ó	
$(AEP)_T$	Área proyectada efectiva asociada con la cara a barlovento de un accesorio
C_d	Factor de amplificación de desplazamiento post-elástico.
e	Base de los logaritmos naturales
F_A	Fuerza de viento de diseño sobre los accesorios
F_a	Coeficiente de clase de sitio
F_{ST}	Fuerza de viento de diseño sobre la estructura
F_u	Resistencia a la tracción del acero
F_v	Coeficiente de sitio
F_w	Carga de viento de diseño
F_y	Resistencia a la fluencia del acero
G_h	Factor de ráfaga
h	Altura de la estructura
H	Altura de la cresta sobre el terreno circundante
I	Factor de importancia
K_d	Factor de probabilidad de la dirección del viento
K_e	Constante del terreno
K_h	Factor de reducción dependiente de la altura
K_t	Constante topográfica

Kz	Coeficiente de presión dinámica
Kzmin	Valor mínimo para Kz
Kzt	Factor topográfico;
Pc	Fuerza o capacidad axial disponible
Pn	Fuerza de compresión nominal
Pr	Fuerza axial requerida
qz	Presión dinámica
r	Radio de giro
R	Factor de reducción de respuesta sísmica.
Rs	Relación entre el área proyectada de los accesorios y el área proyectada del elemento estructural
Rr	Factor de reducción para un elemento circular en una cara de una torre
Rrf	Factor de reducción para un elemento circular en un marco de montaje
Ry	Relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico mínimo especificado
SD1	Parámetro de diseño de aceleración espectral a períodos de 1 segundo
SDS	Parámetro de diseño de aceleración espectral a períodos cortos
V	Velocidad básica del viento sin hielo
z	Altura sobre el terreno;
zg	Altura nominal de la capa de contorno en sector atmosférico
ε	Relación de solidez de la estructura sin accesorios
ϕ_c	Factor de resistencia a compresión
ϕ_t	Factor de resistencia a tensión
ϕ_v	Factor de resistencia a corte

θ	Ángulo relativo entre el acimut de un accesorio y la dirección del viento
Ω_r	Factor de sobrerresistencia sísmico.

GLOSARIO

ACI	Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute)
Accesorios	Elementos unidos a la estructura tales como antenas, soportes de antenas, líneas de cables, escaleras, plataformas, carteles, dispositivos de protección, etc.
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
AISC	Instituto Americano de Construcción de Acero (American Institute Of Steel Construction).
Antena estructural	Estructura diseñada para emitir o recibir ondas electromagnéticas, incluyendo los reflectores, directores y pantallas.
Área efectiva Proyectada (AEP)	(o EPA, por sus siglas en inglés), área proyectada de un objeto multiplicada por un coeficiente de fuerza (también llamado coeficiente de resistencia aerodinámica) que se utiliza en la determinación de las cargas de viento.
ASCE	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers).

Cargas de Servicio	Todas las cargas sin factores de carga tanto estáticas o transitorias, que se imponen a la estructura bajo análisis.
Carga de viento de diseño, F_w :	Fuerza estática equivalente a utilizar en la determinación de las cargas de viento.
Combinación de Cargas	Combinación de las fuerzas y cargas mayoradas.
Ductilidad	Propiedad que tiene un material de resistir grandes deformaciones sin colapsar bajo altos esfuerzos de tensión.
Efecto P-DELTA	Cambios en los momentos y deflexiones de columnas debidos a deflexiones laterales.
Estado límite	Condición más allá de la cual una estructura o elemento deja de ser apto para el servicio y se considera que ya no es útil para la función pretendida o es inseguro para dicha función.
Factor de Carga	Factor que toma en cuenta las desviaciones de la carga real respecto de la carga nominal, las incertidumbres en el análisis que transforma la carga en solicitaciones, y la probabilidad de que más de una carga extrema ocurran simultáneamente.
Factor de importancia	Factor que toma en cuenta el nivel de riesgo para la vida humana, los daños a la propiedad y la confiabilidad del servicio.
Factor de Longitud Efectiva	Factor que se aplica a la longitud de una columna para poder convertirla, de acuerdo con sus condiciones de extremo, en una columna equivalente con apoyos articulados.

Factor de Resistencia (ϕ)	Factor menor o igual que la unidad empleado para reducir la resistencia nominal y convertirla en resistencia de diseño.
Fuerza Sísmica	Fuerza horizontal correspondiente a la apropiada distribución en la altura de la estructura del cortante sísmico en la base, para el diseño sismo resistente.
IBC	Código Internacional de Construcción International Building Code).
LRFD	Diseño por Factores de Carga y Resistencia (Load and Resistance Factors Design)
Módulo de Elasticidad	Relación entre el esfuerzo de tracción o de compresión y la deformación unitaria producida por aquel, para esfuerzos inferiores al límite elástico del material.
Peso	Fuerza vertical hacia abajo experimentada por una masa, cuando es sometida a la aceleración de la gravedad.
Presión dinámica	Fuerza estática equivalente que se utiliza en la determinación de las cargas de viento.
Radio de giro	Raíz cuadrada del momento de inercia respecto del eje de pandeo considerado dividida por el área de un elemento.
Relación de Esbeltez	relación entre la longitud no arriostrada, L, y el correspondiente radio de giro, r.
Resistencia de Diseño	Producto de la resistencia nominal multiplicada por el factor de resistencia.
Resistencia	Propiedad que tiene un elemento para soportar una carga o fuerza.

OCBF	Marcos Ordinarios Concéntricamente Embreizados (Ordinary Concentrically Braced Frames)
Sección Compacta	Sección que tiene un perfil suficientemente robusto de manera que es capaz de desarrollar una distribución de esfuerzos totalmente plástica sin que suceda el pandeo.
Torres de celosía Autosoportadas	Modelo tridimensional elástico de reticulados formado por elementos rectos con uniones articuladas que solo producen fuerzas axiales en los elementos.
Velocidad básica del Viento	Velocidad de una ráfaga de viento de 3 segundos a una altura de 33 ft [10 m] sobre el nivel del terreno para una categoría de exposición C para un intervalo de recurrencia de 50 años.

RESUMEN

El desarrollo de la telefonía inalámbrica en Guatemala ha requerido del análisis y diseño estructural de estructuras que permitan la instalación de antenas de radiofrecuencia y antenas de microondas, por la creciente demanda de usuarios para lograr comunicarse, tanto a nivel interno en Guatemala como hacer comunicaciones celulares con otros países.

Ante este crecimiento constante de las instalaciones de estructuras para telefonía inalámbrica se hace necesario hacer una propuesta que permita dar el paso a utilizar una norma que aún no está adoptada por la mayoría de operadores de telefonía, ya que a nivel nacional aún existe una marcada tendencia a utilizar la norma de la asociación de la industria de telecomunicaciones/asociación de la industria electrónica versión F del año 1996 (TIA/EIA 222F por sus siglas en inglés), dicha norma por su año de creación y entrada en vigencia ya no es recomendable utilizarse para fines de requerimientos de servicialidad de estructuras de telecomunicaciones celulares.

Desde el año 2005 ya se cuenta con la norma TIA/EIA 222G la cual dentro de sus principales cambios está el de pasar del método de diseño de esfuerzos de trabajo (Allowable stress design, ASD por sus siglas en inglés) al método de diseño por resistencia última (Load and resistance factor design, LRFD por sus siglas en inglés), aunque los códigos que utiliza dicha norma en el medio de Estados Unidos aplica el AISC-LRFD-99 para el diseño en acero y el ACI 318-05 para el diseño en concreto, se propone en este estudio la utilización para el medio guatemalteco con apoyo de las normas de seguridad estructural AGIES

2010, el AISC-2010 para diseño en acero junto con el AISC 341-10 para requerimientos sísmicos en acero y el ACI-318 08 para el diseño en concreto junto con otros códigos como el ASCE-10, para tener una normativa actualizada para mantener los parámetros de seguridad vigentes en nuestro medio, lo cual se hace imprescindible en Guatemala a raíz de los cambios de diseños en el área de acero principalmente por el terremoto de Northridge del año 1994.

Es de importancia crítica el análisis sísmico de las torres de telecomunicaciones al momento de eventos sísmicos ya que la norma TIA/EIA F no considera la carga sísmica dentro de los parámetros de diseño, sino únicamente viento y la norma TIA/EIA G considera el sismo, pero apoyándose en un código antiguo y no actualizado para nuestro medio guatemalteco.

OBJETIVOS

General:

1. Establecer un procedimiento de análisis de estructuras autoportadas tipo celosía para telecomunicaciones inalámbricas que permita conocer todos los lineamientos necesarios, para la integración de fuerzas de viento y fuerzas de sismo, para obtener un adecuado diseño estructural aplicado al medio guatemalteco utilizando códigos y normas de diseño actualizados.

Específicos:

1. Comprender las diferencias de las normas TIA/EIA 222 F con la norma TIA/EIA 222G en el análisis y diseño estructural de torres autoportadas tipo celosía.
2. Realizar el procedimiento de revisión de piezas como montantes y bracos de la torre autoportada incluyendo placas de conexión y revisión de resistencia de pernos de acuerdo con el código de diseño AISC 360-10 y AISC 341-10 como propuesta de aplicación al medio guatemalteco.

3. Realizar la revisión de diseño de pernos de anclaje de una estructura autosoportada a una fundación de concreto reforzado de acuerdo con los lineamientos establecidos por el código ACI 318-08.

4. Realizar el procedimiento para el diseño de cimentación típica de una torre autosoportada tipo celosía bajo normas y códigos actualizados al medio guatemalteco.

HIPÓTESIS

La falta de una normativa adecuada de diseño para estructuras de telecomunicaciones, incide en la falta de criterio de análisis y diseño estructural que puede influir en fallas por mal diseño y colapso de la estructura autosoportadas que afecta en la comunicación en época de catástrofe o desastres naturales.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo incluye la descripción de las estructuras típicas utilizadas en el área de telecomunicaciones que son normalmente utilizadas en el medio guatemalteco, para lograr dar cobertura de telefonía celular en cualquier región de nuestro país.

También se explica el procedimiento e integración de fuerzas de viento en una estructura autoportada tipo celosía, no solo a nivel de los elementos principales que sirven de estabilidad de dicha estructura, sino a la vez, de los efectos que producen todos los accesorios que son parte de dicha estructura autoportada para integrar todas las fuerzas que actúan sobre la estructura analizada.

Otro capítulo importante en el presente trabajo es la determinación del sismo dinámico de acuerdo con la participación modal de la masa definiendo la cantidad de modos de vibración, para determinar la fuerza de sismo que pueden afectar la estructura; es aquí, en donde este trabajo se apoya en la información que provee la Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales en sus normas de seguridad estructural (AGIES 2010) que ya cuenta con un estudio de zonificación por municipios, para determinar parámetros para espectros de respuesta en la República de Guatemala.

El modelo de análisis estructural es de suma importancia debido a que debe contemplar las combinaciones de carga para el estado límite de

resistencia, las cargas de servicio, la aplicación de fuerzas de viento y sismo y los efectos de desplazamiento en la estructura que se está analizando.

Se hace un diseño de los elementos de acero, tanto de las columnas principales denominados montantes, cantoneras o pipes y de las breizas que actúan principalmente a tensión y compresión de acuerdo con la norma TIA/EIA 222F que solo aplica fuerzas de viento, para luego comparar los efectos que representa el utilizar la presente propuesta con códigos actualizados como AISC 360-10 y código AISC 341-10 que incluye los efectos sísmicos que permite detectar la diferencia entre una y otra norma, además de la importancia especialmente que se observará en las placas de conexión.

El desarrollo del ejemplo incluye el diseño de la cimentación de concreto reforzado de la estructura autosoportada, la revisión de pernos de anclaje entre torre y fundación, así como del diseño de placa de montante basal y las placas de uniones ente montantes.

El objetivo de esta propuesta es que sea una guía para el análisis y diseño estructural de acuerdo con los códigos vigentes de diseño que garanticen ante todo la filosofía de la ingeniería estructural, que es salvar vidas y eviten el colapso de una estructura autosoportada tipo celosía.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1. Historia

A partir del año 1989¹, la comunicación inalámbrica en Guatemala ha tenido una creciente demanda de parte de la población, lo que ha generado la necesidad de la infraestructura necesaria y adecuada que permita la instalación de equipos y antenas de radiofrecuencia y transmisión para un adecuado servicio de comunicación en tiempo real por parte de los operadores encargados de dar estos servicios, tanto de voz y datos. Al año 2013 en nuestro medio están operando tres empresas de telefonía celular o móvil las que han tenido la necesidad de instalar estructuras que soporten las antenas en todo el territorio nacional apegados a criterios de diseños de la norma TIA/EIA 222 F para estructuras de torres auto soportadas, estructuras de torres arriostradas y estructuras tipo monopolo y las principales características de estas estructuras se detallan a continuación.

1.2. Estructuras autosoportadas²:

Son estructuras reticulares de acero que deben su nombre precisamente a que no necesitan mantenerse de pie con apoyo de cables o tensores externos

¹ Fuente: http://es.wikipedia.org/wiki/Comunicaciones_en_Guatemala

² TIA/EIA 222F. Junio 1996. Página 1.

para mantener su verticalidad o que eviten su volteo ante las fuerzas de viento que se produzcan en determinado momento.

Estas estructuras típicamente se instalan a nivel de suelo o en casos muy especiales, se pueden colocar sobre azoteas de edificios. Normalmente este tipo de torres son de tipo triangular o cuadradas y sus piezas se forman de patas tubulares o angulares debidamente arriostradas en cada cara con angulares. Tienen la ventaja de permitir la carga de varias antenas de radio frecuencia y de microondas especialmente cuando el operador considera adecuado convertir el sitio en una torre de transmisión por microondas o ruta principal de transmisión de datos, desde una ruta crítica hasta su Centro de control de operaciones. Las alturas típicas de este tipo de estructuras oscilan entre 30 metros hasta 100 metros.

Este tipo de estructuras es la más utilizada en Guatemala y se pueden observar en todo el país como se muestra en los siguientes ejemplos fotográficos:



Imagen 1: Estructuras autoportadas tipo celosía³

³ Fuente: Victor Betancourth: Fotografía personal.



Imagen 2: Estructura autoportada triangular tipo celosía.⁴



Imagen 3: Estructura cuadrada autoportada tipo celosía.⁵

⁴ Fuente: Victor Betancourth: Fotografía personal.

⁵ Fuente: Victor Betancourth: Fotografía personal.

1.3. Estructuras arriostradas.⁶

Este tipo de estructuras son reticuladas y con Secciones de cara que oscilan entre 0.30 metros hasta 0.60 metros, la particularidad de este tipo de estructuras es la necesidad de accesorios externos como riendas o tensores, para permitir su verticalidad y estabilidad, ya que por su gran esbeltez no pueden permanecer estables sin dichos accesorios; por lo que necesitan de gran extensión de área, para logra anclar adecuadamente al suelo o azotea dichos tensores que en promedio deben ubicarse a un 25% o 30% de la altura total de la estructura tipo celosía. Sus alturas oscilan entre 6 metros hasta 100 metros.



Imagen 4: Estructura arriostrada⁷

⁶ TIA/EIA 222F. Junio 1996. Página 1.

⁷ Fuente: Víctor Betancourth: Foto personal

1.4. Monopostes o Monopolos.⁸

Básicamente, estas estructuras son ideales para espacios reducidos a nivel de suelo en lugares en donde no exista suficiente área para instalar una torre autosoportada por sus distancias basales requeridas entre sus patas de apoyo o que no permitan una instalación de tensores idóneo para las estructuras arriestradas; consiste en un poste metálico o de concreto que oscila entre los 12 metros a 40 metros sobre el nivel del suelo, tiene la dificultad de necesitar vías de acceso que permitan ingresar grúas para el izado o montaje de una o varias Secciones de dicho poste. En algunas regiones cercanas a áreas protegidas o por restricciones de los reglamentos de construcción municipales se han estado instalando mono-polos denominados “ecológicos” simulando una tipo de árbol para no afectar el entorno.



Imagen 5: Estructura tipo monopolo.⁹

⁸ TIA/EIA 222F. Junio 1996. Página 1.

⁹ Fuente: Víctor Betancourth: Fotografía personal.

CAPÍTULO 2

FUERZAS DE VIENTO PARA ESTRUCTURAS AUTOSOPORTADAS

2.1. Normas usadas en el medio guatemalteco.

El registro que se tiene originalmente de uso de normas en Guatemala puede considerarse que inició bajo la norma EIA 222F, ya que dicho uso recomendado se ha mencionado desde AGIES NR-5:2001¹⁰, la cual hace referencia principalmente que para el diseño de torres de telefonía celular debemos apoyarnos en el reglamento Structural Standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures, ANSI/EIA/TIA-E-1991.

Al año 2013 se tiene la más reciente actualización a las Normas Recomendadas y que pasan ahora a ser Normas de Seguridad Estructural denominada NSE-2010 que detallan en forma resumida los parámetros y factores que afectan a las estructuras que sean afectadas por fuerzas de viento.

Normalmente se ha implementado hasta el año 2013 la norma ANSI/EIA/TIA-F-1996, la cual se ha utilizado en el medio guatemalteco con las principales empresas operadoras de telecomunicaciones para telefonía celular; así como nodos de transmisión de microonda, lo que ha mantenido un cierto estándar en la evaluación de las torres, aunque es de recalcar que los códigos

¹⁰ AGIES NR-5:2001 Requisitos para Diseño de Obra de Infraestructura y Obras de Infraestructura y Obras Especiales. Capítulo 6.

originales de acero y concreto de esta norma ya han sido modificados y tienen nuevas versiones a la presente fecha y su análisis y diseño se basa únicamente en fuerzas producidas por el viento y no hace ningún análisis ni diseño sísmico.

En la actualidad ya existe la norma más reciente que es la ANSI/TIA-222-G-2005 aún sin un enfoque uniforme en el medio guatemalteco que se basa en una revisión a la norma F y en la cual se utilizan algunos lineamientos en el presente documento para proponer los criterios básicos a tomar en cuenta para el análisis de este tipo de estructuras que para nuestro estudio se delimitará únicamente a estructuras auto-soportadas triangulares tipo celosía.

2.2. Consideraciones principales de la norma TIA/EIA/222G en Guatemala.

Para seguir un proceso ordenado del análisis y diseño de fuerza de viento de las estructuras que soportan las antenas, se deben tomar en cuenta los siguientes pasos:

- Determinar la Velocidad Básica de viento sin hielo, V .
- Determinar un factor de probabilidad de la dirección del viento denominado K_d .
- Determinar el factor de importancia y clasificación de la estructura.
- Determinar la categoría de exposición y un coeficiente de presión dinámica denominado K_z , para el sitio donde estará ubicado.
- Determinar una categoría topográfica y un factor topográfico denominado K_{zt} .
- Determinar un factor de ráfaga, G .
- Determinar una fuerza de viento de diseño para aplicarlo a la estructura, accesorios y antenas.

2.2.1. Velocidad básica de viento.

Es la velocidad máxima de viento que ocurre durante tres segundos sobre una altura de diez metros (33 pies) sobre el terreno en exposición de categoría C, definida más adelante como categorías de exposición, por un intervalo de recurrencia de 50 años. Para Guatemala se recomienda utilizar el Mapa de zonas de velocidad básica del viento para la República de Guatemala según AGIES NSE-2-10 el cual se muestra en el mapa 1 con velocidades expresadas en kilómetros/hora (kph).

Para fines de utilización en esta norma la velocidad básica de viento puede tomar las dimensionales de metros/segundo (m/s) o millas/hora (mph).

2.2.2. Velocidad básica de viento con hielo.

La consideración del efecto de hielo sobre una estructura autosoportada tipo celosía según la norma TIA 222 F indica que al considerar una combinación de viento y hielo sobre la estructura a analizarse implica la reducción de la velocidad básica de viento sin hielo en un promedio de 25 %¹¹.

Al revisar la norma TIA 222 G para condados de Estados Unidos de Norteamérica¹² ya existe un Lista de velocidad básica de viento sin hielo y de velocidad básica de viento al considerar hielo lo cual varía en reducciones entre

¹¹ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-F. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Anexo A página 32.

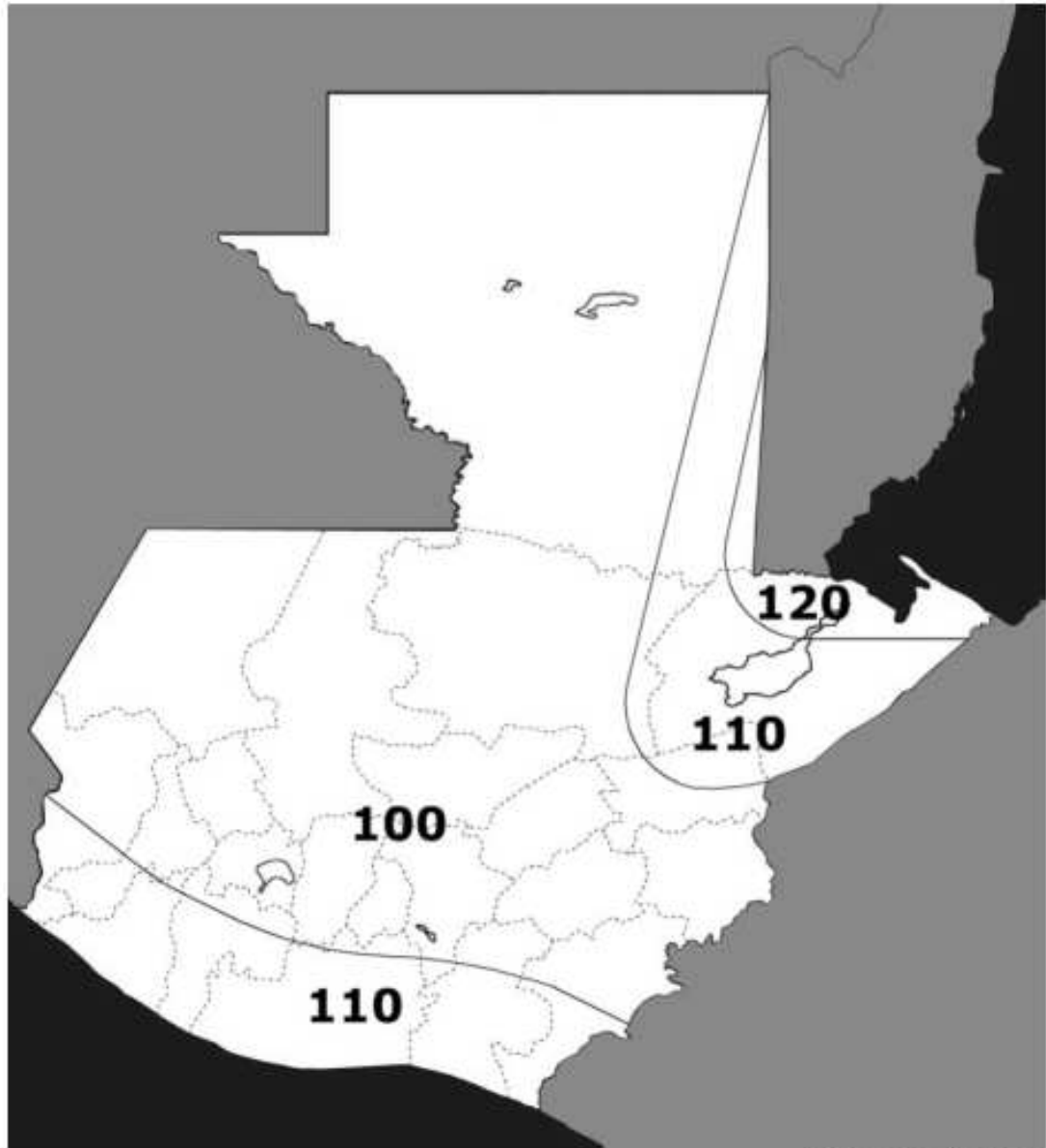
¹² Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Anexo B página 129.

el 30% y 50% según el condado y estado que se esté analizando para Estados Unidos.

Guatemala es un país tropical por lo que las condiciones climáticas no se prestan para sufrir las inclemencias de una nevada o acumulación de hielo sobre estructuras de telecomunicaciones tal y como sucede principalmente en Estados Unidos en la época de invierno.

Aunque ya se cuenta con un registro del 26 de enero de 2013 de una nevisca o granizo suave en el área de Ixchiguán del departamento de San Marcos¹³, dicho fenómeno fue temporal y de forma puntual y no duró ni un día, por lo que para fines de análisis y diseño estructural no se considerará en el presente estudio el efecto de hielo sobre estructuras autosoportadas tipo celosía.

¹³ http://www.prensalibre.com/san_marcos/Neva-occidente-pais_0_853714733.html



Fuente: AGIES

Mapa 1. Zonas de velocidad básica del viento para la República de Guatemala (km/h).¹⁴

¹⁴ Fuente: Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala NSE 2-10, Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES, Figura 5-1, Página 31.

2.2.3. Factor de probabilidad de dirección de viento.

El factor de probabilidad de dirección de viento o factor de direccionalidad del viento, K_d^{15} , se utiliza para obtener fuerzas de viento cuando aplicamos combinaciones de cargas sobre estructuras afectadas por el viento, para el diseño de elementos y que para nuestro estudio será el de estructuras de celosía con Secciones transversales triangulares, cuadradas o rectangulares, incluyendo accesorios y deben tomar un valor estándar de 0.85 (adimensional); este valor es utilizado por la norma TIA 222 G y el valor se mantiene actualmente por el ASCE 7-10 en la tabla 26.6-1.

2.2.4. Factor de Importancia y Clasificación de la Estructura.

La clasificación de cargas a las que debe someterse la estructura con el propósito de integrar la carga nominal de viento, se basa en la tabla II que se muestran de acuerdo con la categoría de riesgo del uso u ocupación de la estructura descrita en la tabla I:

TABLA I: Uso u ocupación de la estructura ¹⁶	Categoría de riesgo
Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales. Para el caso específico de estructuras de telefonía celular que debido a su altura, uso o localización representan un alto daño a la propiedad privada o pública en el evento o falla usado primordialmente para comunicaciones de tipo esencial.	IV

¹⁵ TIA/EIA 222 G. Tabla2-2. Página 39.

¹⁶ Fuente: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, ASCE-10, tabla 1.5-1. Página 2. Categoría de riesgo para edificios y otras estructuras por viento y sismo.

TABLA II: Factor de importancia de viento ¹⁷	
Categoría de Riesgo	FACTOR IMPORTANCIA CARGA VIENTO SIN HIELO (FI viento)
IV	1.15

En Guatemala no existen mapas calibrados de velocidad de viento el cual es eliminado en el ASCE7-10 para los mapas ya calibrados de las regiones propensas a fuerzas de viento; por lo que se tomará el factor indicado en la tabla II de acuerdo al código ASCE 7-05 de acuerdo con la categoría de riesgo de la estructura autosoportada.

2.2.5. Categoría de exposición.

Se le denomina así a la categoría que refleje las características de las irregularidades de la superficie del terreno a ser determinadas para la ubicación de la estructura autosoportada. Todo tipo de vegetación, rugosidad del terreno así como construcciones en los alrededores debe ser contemplado, las descripciones que se resumen a continuación son las que se consideran aplicables a la topografía de la República de Guatemala:

Exposición B: Áreas urbanas o suburbanas, zonas con bastantes concentración de árboles o terreno con numerosa obstrucción o espacio cerrado semejando una concentración de casas unifamiliares (uno o dos niveles en promedio). El uso de esta categoría debe representar por lo menos que la estructura tiene estas concentraciones en todas las direcciones a su alrededor en por lo menos 800 metros (2600 pies) o veinte veces la altura de la

¹⁷ Fuente: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, ASCE-05, tabla 6-1. Página 77. Categoría de riesgo para edificios y otras estructuras por viento y sismo.

estructura, tomar la que sea más grande. Para nuestro medio deberemos asignar esta categoría de exposición a las zonas cercanas a cabeceras departamentales o en concentraciones de poblaciones principalmente, zona del altiplano y zonas fuera del litoral costero.



Imagen 6: Ejemplo 1 de Exposición B para Guatemala.¹⁸



Imagen 7: Ejemplo 2 de Exposición B para Guatemala¹⁹

¹⁸ Fuente: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=580864>

¹⁹ Fuente: http://mrantsypants.files.wordpress.com/2012/04/antigua_snapseed.jpg

Exposición C: Terreno libre con obstrucciones dispersas con alturas promedios y menores a 9 metros (30 pies). Esta categoría incluye terrenos planos, llanuras o pastizales o litoral costero en las zonas propensas a huracanes. Para nuestro medio se sugiere considerar este tipo de exposición como la típica para analizar estructuras autosoportadas, siempre y cuando no esté ubicada en zonas de cascos urbanos como la definida en la exposición B ni en zonas costeras como la definida en la Exposición D.



Imagen 8: Ejemplo 1 de Exposición C para Guatemala zona costera.²⁰



Imagen 9: Ejemplo 2 de Exposición C para Guatemala zona costera.²¹

²⁰Fuente:http://www.panoramio.com/photo_explorer#view=photo&position=19&with_photo_id=231105&order=date_desc&user=21624

²¹ Fuente:<http://www.panoramio.com/photo/7057526?source=wapi&referrer=kh.google.com>

Exposición D: Terrenos totalmente planos, zonas costeras donde fluye el viento sobre aguas abiertas, excluyéndose el litoral de costa en zonas propensas a huracanes, por una distancia de por lo menos 1.6 kilómetros (1 milla). Las líneas costeras en esta exposición se debe considerar para nuestro medio las cercanas a lagos y ríos navegables siempre que no se encuentren en zonas cercanas al litoral Atlántico y Pacífico. Esta exposición se extiende tierra adentro a una distancia de 200 metros (660 pies) o veinte veces la altura de la estructura, tomar la que sea más grande.



Imagen 10: Ejemplo de Exposición D para Guatemala.²²

²² Fuente: <http://www.panoramio.com/photo/2859644?source=wapi&referrer=kh.google.com>

2.2.5.1. Coeficiente de velocidad de presión de viento.

La norma EIA 222 G determina que de acuerdo a las categorías de exposición, un coeficiente de velocidad de presión de viento denominado Kz deberá ser determinado como sigue:

$$Kz = 2.01 * \left(\frac{Z}{Zg} \right)^{2/\alpha} \quad ^{23} \quad Kzmin \leq Kz \leq 2.01 \quad (EC-1)$$

Donde

Z=altura por encima del nivel medio del terreno hasta el punto medio de la sección a analizar (m) [ft];

Zg, α y Kzmin son tabulados como se indica en la tabla III:

Categoría de exposición	Z _g		α	Kzmin	Ke
B	1200	pies	7	0.7	0.9
	366	m			
C	900	pies	9.5	0.85	1
	274	m			
D	700	pies	11.5	1.03	1.1
	213	m			

²³ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Sección 2.6.5.2., página 13.

²⁴ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Tabla 2-4, página 40.

2.2.6. Categorías topográficas.

La categoría topográfica para estructuras autoportadas deberán ser evaluadas de acuerdo con los siguientes parámetros:

Categoría 1: Se considera que no existen en general cambios abruptos en la topografía del lugar a instalar la torre autoportada. Aquí deben considerarse las regiones planas o libres de obstáculos. Este caso específico debe aplicar a la Categoría de exposición C y categoría de exposición 1.



Imagen 11: Ejemplo categoría topográfica Tipo 1.²⁵

Categoría 2: Aquí debemos considerar las estructuras localizadas en o cerca de la cresta de un sector escarpado, es decir, cerca de áreas que no tiene subida ni bajada transitable o la tiene muy áspera y peligrosa. Para este tipo de categoría la velocidad de viento ascendente deberá considerarse que ocurre en todas las direcciones de la estructura autoportada. Estructuras localizadas en la parte baja media vertical de un sector escarpado u horizontal cercano a 8

²⁵ Fuente: <http://archivos.turismocastillalamancha.com/turismo-industrial/plantaciones-de-cultivos/32687/39/4503/campos-agricolas.jpg>

veces la altura de todo el sector escarpado hasta su cresta, deberá considerarse como una categoría topográfica tipo 1.



Imagen 12: Ejemplo categoría topográfica Tipo 2.²⁶

Categoría 3: Esta categoría aplica a estructuras ubicadas en la parte superior media de un cerro, nuevamente las velocidades de viento ascendente deben considerarse que ocurren en todas las direcciones de la estructura autosportada. Si la estructura está ubicada en la parte media baja del cerro deberá considerarse como una categoría topográfica tipo 1.

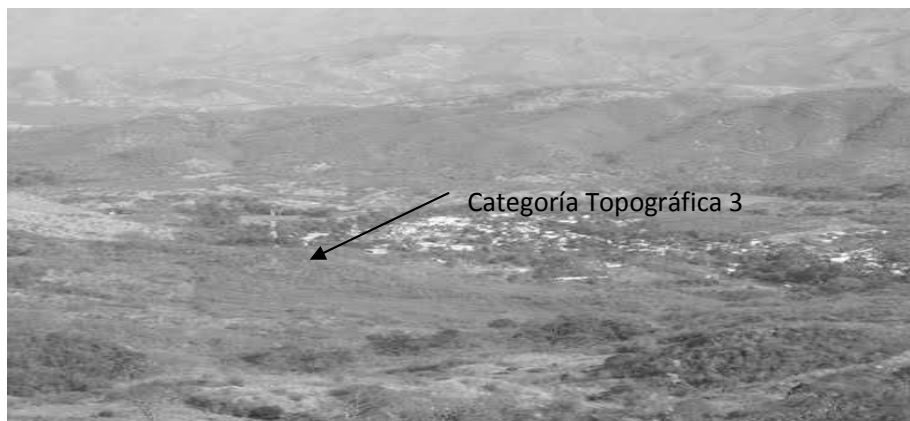


Imagen 13: Ejemplo categoría topográfica Tipo 3.²⁷

²⁶ Fuente: <http://www.panoramio.com/photo/73300347?source=wapi&referrer=kh.google.com>

²⁶ Fuente: <http://www.panoramio.com/photo/36256267?source=wapi&referrer=kh.google.com>

Categoría 4: Aplica a estructura instalada en la parte media superior de una zona estrecha de un sector escarpado, nuevamente las velocidades ascendentes de viento deben considerarse que ocurren en todas direcciones en la estructura. Las estructuras localizadas en la parte media baja de la zona angosta escarpada deberán considerarse como Categoría topográfica 1.

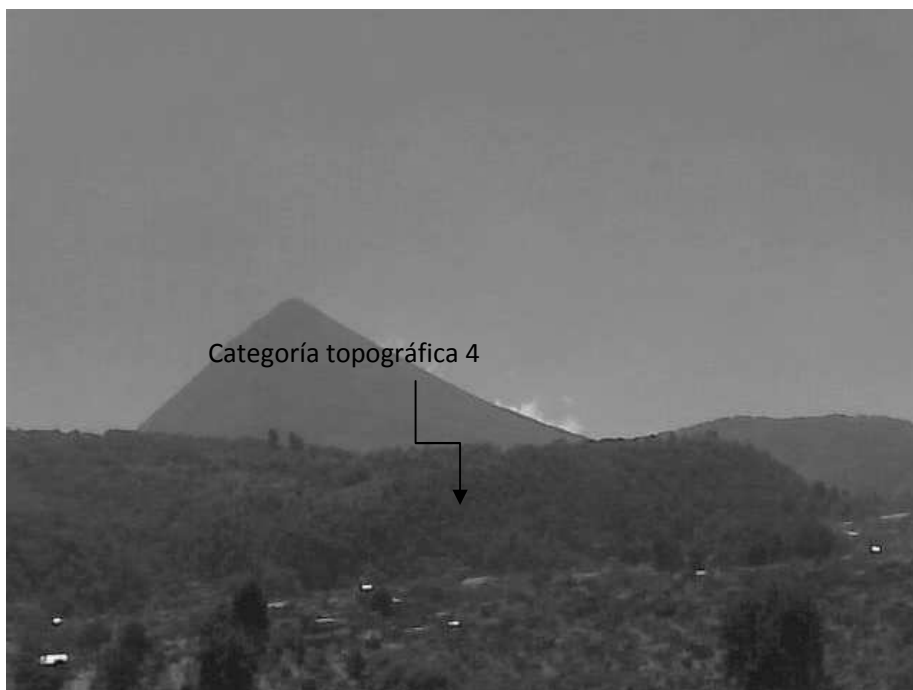


Imagen 14: Ejemplo categoría topográfica Tipo 4.²⁸

Categoría 5: La norma EIA 222 G indica que el criterio para determinar la velocidad de viento ascendente en una estructura debe basarse en una específica investigación del sitio en donde se instalará la estructura. Para fines

²⁸ Fuente: <http://climaya.com/wp-content/uploads/2013/02/image6.jpeg>

prácticos en Guatemala no usaremos esta categoría para el análisis de diseño de fuerza de viento.

2.2.6.1. Factor Topográfico.

Los efectos del viento ascendente en la estructura deberán ser incluidos en el cálculo para el diseño de cargas de viento utilizando el factor K_{zt} de la siguiente forma:

$$K_{zt} = \left[1 + k_e * \frac{k_t}{k_h} \right]^2 \quad (EC-2)$$

29

Cada elemento se detalla de la siguiente manera:

K_h = Factor de reducción de altura obtenida de la siguiente ecuación:

$$K_h = e^{\left(\frac{f * z}{H} \right)} \quad 30$$

e = logaritmo natural, base=2.718

K_e = constante del terreno dado en la tabla III.

K_t = constante topográfica dada en la tabla IV.

f = factor de atenuación de altura dado en la tabla IV.

z = Altura sobre el nivel del terreno desde la base de la estructura

H = Altura de la cresta de la estructura sobre el terreno circundante

²⁹ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Sección 2.6.6.4., página 14.

³⁰ Idem.

Kzt= 1.0 para categoría topográfica 1. Para categoría topográfica 5, Kzt debe basarse sobre literatura publicada con base científica o de acuerdo con resultados de investigaciones realizadas por expertos en la materia.

Categoría topográfica	Kt	f
2	0.43	1.25
3	0.53	2
4	0.72	1.5

2.2.7. Factor de efecto de ráfaga

Para torres autosoportadas tipo celosía, el factor de efecto de ráfaga debe tomar el valor de 1 para estructuras desde 183 metros (600 pies) o mayor en altura de estructura. Para estructuras dese 137 metros (450 pies) o de menor altura, el factor de efecto de ráfaga deberá ser 0.85. El factor de efecto de ráfaga deberá ser linealmente interpolado para altura de estructuras entre 137 metros (450 pies) y 183 metros (600 pies).

Las condiciones descritas anteriormente son expresadas por las siguientes ecuaciones:

$$Gh = 0.85 + 0.15 * \left[\frac{h}{47.5} - 3 \right]^{32} \quad (h, \text{ En metros}) \quad (\text{EC-3})$$

$$Gh = 0.85 + 0.15 * \left[\frac{h}{150} - 3 \right]^{33} \quad (h, \text{ En pies}) \quad (\text{EC-4})$$

³¹ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Tabla 2-5, página 40.

³² Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Sección 2.6.7.1., página 15.

Límites para (Gh) :³⁴ $0.85 \leq Gh \leq 1.00$

Donde:

h= altura de la estructura.

Nota importante: Para estructuras soportadas sobre edificios u otras infraestructuras similares, la denominada altura de la torre tipo celosía, h, no deberá incluir la altura de la estructura de soporte.

2.2.8. Cargas o fuerza horizontal de viento de diseño.

La carga o fuerza horizontal de viento de diseño deberá incluir la suma de las fuerzas de viento de diseño horizontal aplicados a la estructura en la dirección del viento y el diseño de fuerzas de viento sobre accesorios propios de la estructura.

Todos los accesorios de la estructura, incluyendo antenas, soportes de antenas, escalerillas y líneas de cables, deberán asumirse que permanecerán intactos y fijados a la estructura.

El diseño por resistencia deberá basarse sobre la resultante de la dirección del viento en su máxima respuesta. En el caso de estructuras tipo

³³ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Sección 2.6.7.1., página 15.

³⁴ Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Sección 2.6.7, página 15.

celosía, cada dirección del viento indicada en la Tabla V deberá considerarse por cada cara de la estructura autoportada.

Tabla V. Factores de Dirección de viento ³⁵					
Sección transversal de la torre	Cuadrada		Triangular		
Dirección del viento	Normal	45°	Normal	60°	±90°
D_f	1.0	$1 + 0.75\epsilon(1.2Max)$	1.0	0.8	0.85
D_r	1.0	$1 + 0.75\epsilon(1.2Max)$	1.0	1.0	1.0
Direcciones del viento medidas de una línea normal a la cara de la estructura ϵ se definirá en la sección 2.3.1.					

La fuerza horizontal de viento de diseño para diseño por resistencia en accesorios y sus conexiones para estructuras de soporte deberá determinarse usando el factor de efecto de ráfaga con el valor de 1.0 y un factor de direccionalidad determinado en la Tabla VI. No debe considerarse ningún escudo o efecto sombra u obstrucción que genere una estructura sobre otra para la estructura autoportada ni sus accesorios que este analizándose.

Tabla VI: Factor de Probabilidad de Dirección del viento ³⁶	
Tipo de estructura	Factor de probabilidad de Dirección del viento, K_d
Estructura tipo celosía con sección transversal triangular, cuadrada o rectangular incluyendo accesorios.	0.85

³⁵ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Tabla 2-6, página 40.

³⁶ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Tabla 2-2, página 39.

La fuerza de viento de diseño para estructuras tipo celosía autosoportadas deberá ser determinada de acuerdo con lo siguiente:

$$F_W = F_{st} + F_A \quad 37 \quad (\text{EC-5})$$

Donde:

F_{st} = Fuerza de viento de diseño sobre la estructura y se amplía en la sección 2.3.

F_A = Fuerza de viento de diseño sobre accesorios y se amplía en la sección 2.4.

Las fuerzas de viento de diseño, $F_{st} + F_A$, es necesario que no excedan la fuerza de viento calculada para una estructura usando una relación de solidez de 1.0 (sólida de cara) mas la carga de viento sobre accesorios instalados externamente y que se encuentren fuera del área normal proyectada de la estructura y en dirección del viento.

2.3. Fuerza de viento de diseño sobre la estructura.

La fuerza de viento de diseño sobre la estructura, F_{st} aplicada a cada sección deberá ser determinada de acuerdo con lo siguiente:

$$F_{st} = q_z * G h * (E P A)_s \quad 38 \quad (\text{EC-6})$$

Donde:

³⁷ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Sección 2.6.7.1., página 17.

³⁸ Idem.

Fst = Fuerza horizontal de viento de diseño sobre la estructura en la dirección del viento.

q_z = Presión de velocidad de viento, ver sección 2.5.

Gh = Factor de efecto de ráfaga visto en la sección 2.2.6.

$(EPA)_s = (AEP)_s$ = Área efectiva proyectada de la estructura a ser definidas a continuación.

2.3.1. Área efectiva proyectada de estructuras tipo celosía.

El área efectiva proyectada para componentes estructurales de una sección, $(AEP)_s$, se deberá determinar por la siguiente ecuación:

$$(AEP)_s = C_f * \left[D_f * \sum A_f + D_r * \sum (A_r * R_r) \right] \quad (EC-7)^{39}$$

Donde:

$$C_f = 4.0 * \varepsilon^2 - 5.9 \varepsilon + 4.0 \quad (\text{Para Secciones cuadradas})^{40}$$

$$C_f = 3.4 * \varepsilon^2 - 4.7 * \varepsilon + 3.4 \quad (\text{Para Secciones triangulares})^{41}$$

$$\varepsilon = \text{relación de solidez}^{42} = \frac{(A_f + A_r)}{A_g}$$

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

³⁹ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Sección 2.6.9.1.1., página 18

⁴⁰ Idem.

⁴¹ Idem.

⁴² Idem.

Ar= Área proyectada de los componentes estructurales circulares en una cara de la sección, para el medio guatemalteco no consideraremos hielo.

Ag= Área bruta de una cara de la torre, determinada como si la cara fuera maciza o sólida.

Df= Factor de dirección del viento para componentes estructurales planos determinados en Tabla V.

Dr= Factor de dirección del viento para componentes estructurales circulares determinados en Tabla V.

Rr= Factor de reducción para componentes estructurales circulares, y se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Rr = 0.57 - 0.14 * \epsilon + 0.86 * \epsilon^2 - 0.24 * \epsilon^3 \leq 1 \quad 43$$

Cuando $C < 4.4 \text{ m/s m } \{32 \text{ mph ft}\}$ (flujo subcrítico o flujo lento)

$$Rr = 0.36 + 0.26 * \epsilon + 0.97 * \epsilon^2 - 0.63 * \epsilon^3 \quad 44$$

Cuando $C > 8.7 \text{ m/s m } \{64 \text{ mph ft}\}$ (flujo supercrítico o flujo veloz).

Donde:

$$C = [I * K_Z * K_{ZT}]^{1/2} * V * D \quad 45 \quad (\text{EC-8})$$

⁴³ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Sección 2.6.9.1.1., página 18.

⁴⁴ Idem.

⁴⁵ Idem.

Las variables se describen a continuación:

I = Factor de importancia de la tabla II.

Kz= Coeficiente de velocidad de presión de 2.2.4.1.

Kzt= Factor topográfico de 2.2.5.1.

V= Velocidad básica de viento para la condición de carga bajo investigación, m/s o mph.

D= Diámetro externo del componente estructural en m o pies.

Consideraciones especiales:

- a) Para ser considerado como un componente estructural redondo, el componente debe tener todo el perfil redondo en la dirección del viento (barlovento) y en sotavento. Un ángulo formado en forma de U o miembro de canal C deberá ser considerado como un componente estructural plano.
- b) Miembros de refuerzo en caras adyacentes y plano interno, así como partes medias de refuerzo no necesitan ser incluidas en el área proyectada de los componentes estructurales.
- c) Se puede utilizar interpolación lineal cuando $4.4 [32] \leq C \leq 8.7 [64]$ para determinar Rr.

2.4. Integración de las cargas de viento en accesorios de torres.

Se inicia esta sección con los accesorios típicos usualmente utilizados en el medio guatemalteco para torres autoportadas tipo celosía normalmente utilizados para soporte de antenas, soportes de cables y accesorios de seguridad para acceso de personal que realiza trabajos de inspecciones en las estructuras autoportadas y que son necesarias conocer para su adecuada identificación a la hora de integración de fuerzas de viento y pesos.

2.4.1. Soportes para antenas estructurales de Radio frecuencia:

Son marcos de montaje tridimensional para antena o ménsula: lo típico para una torre autoportada es la inclusión de un soporte tipo triangular tridimensional en la que un vértice está soportado en uno de los montantes de la torre y una de las caras del triángulo se utiliza para poder soportar de tres a cuatro antenas de radiofrecuencia en su cara principal, este soporte es normalmente requerido cuando el sitio se prevé que irá creciendo rápidamente en servicios de telefonía inalámbrica.

Como ejemplo puede verse al área proyectada de una ménsula en la imagen 15 como apoyo al área proyectada total de un accesorio.

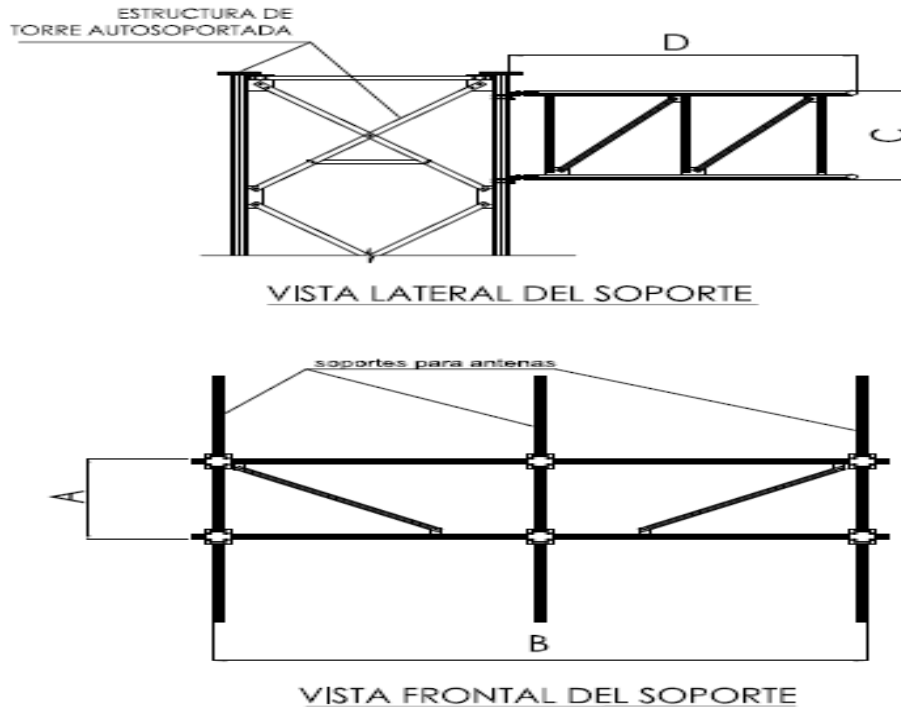


Imagen 15: Área gruesa frontal y lateral para marco de montaje de antenas.⁴⁶

El área efectiva proyectada con la presión del viento Normal a la cara para este tipo de soportes se deberá determinar con las siguientes ecuaciones:

$$(AEP)_N = (AEP)_{MN} + (AEP)_{FN} \quad 47 \quad (EC-9)$$

$$(AEP)_{MN} = C_{as} * (A_f + R_{jf} * A_r) \quad 48 \quad (EC-10)$$

$$(AEP)_{MN} = \text{Área efectiva proyectada del marco}$$

⁴⁶ Fuente: Víctor Betancourth: Dibujo realizado por el autor.

⁴⁷ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Sección 2.6.9.2.2., página 22.

⁴⁸ Idem.

$$C_{as} = 1.58 + 1.05 + (0.6 - \varepsilon)^{1.8} \quad \text{Para } \varepsilon \leq 0.6 \quad 49$$

$$C_{as} = 1.58 + 2.63 + (\varepsilon - 0.6)^{2.0} \quad \text{Para } \varepsilon > 0.6 \quad 50$$

A_f = Área proyectada de los componentes planos del marco de montaje

$$R_{rf} = 0.6 + 0.4 * \varepsilon^2 \quad 51$$

ε = Relación de solidez del marco de montaje sin antenas y tubos de

$$\text{montaje} = \frac{(A_f + A_r)}{A_g} \quad 52$$

A_r = Área proyectada de los componentes circulares del marco de montaje

A_g = Área bruta del marco como si fuera macizo, definida por las dimensiones mayores exteriores de los elementos incluidos en A_r y A_f .

$(AEP)_{FN}$ = Área efectiva proyectada en un plano paralelo a la cara del marco de montaje de todos los elementos que soportan el marco de montaje; de esta forma tenemos:

$$(AEP)_{FN} = 0.5 \left[2.0 * (\sum A_{fs}) + 1.2 * (\sum A_{ts}) \right]_{53} \quad (\text{EC-11})$$

⁴⁹ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Sección 2.6.9.1.1., página 22.

⁵⁰ Idem.

⁵¹ Idem.

⁵² Idem.

⁵³ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Sección 2.6.9.2.2., página 22.

A_{fs} = Área proyectada de los componentes planos que soportan el maco de montaje sin considerar blindaje ni elementos superpuestos.

A_{rs} = Área proyectada de los componentes circulares que soportan el marco de montaje sin considerar el blindaje ni los elementos superpuestos.

El área efectiva proyectada con la presión del viento Transversal a la cara para este tipo de soportes se deberá determinar con las siguientes ecuaciones:

$$(AEP)_T = (AEP)_{FT} + 0.5 * \sum (AEP)_{FTi} + 0.5 * \sum (AEP)_{MT} \quad 54 \quad (EC-12)$$

En donde:

$(AEP)_{FT}$ = Área proyectada efectiva en un plano transversal a la cara del marco de montaje de un pórtico/celosía que soporta el marco de montaje de antenas.

$(AEP)_{FTi}$ = Área proyectada efectiva en un plano transversal a la cara del marco de montaje de cualquier pórtico/celosía adicional que soporte el marco de montaje.

El área proyectada efectiva de los elementos de apoyo tipo pórtico/celosía se deberán determinar de acuerdo con la ecuación para $(AEP)_{MN}$.

⁵⁴ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Sección 2.6.9.2.2., página 22.

$(AEP)_{MT}$ = Área efectiva proyectada, en un plano transversal a la cara del marco de montaje, de todos los elementos del marco de montaje y todos los demás elementos de apoyo (un ejemplo puede ser las barras azimutales o también denominadas barras estabilizadoras de ménsula o un segundo o tercer marco de apoyo de marco principal de soporte de antenas) sin considerar el blindaje ni los elementos superpuestos, determinada usando un coeficiente de resistencia aerodinámica de 2.0 para los elementos planos y un coeficiente de resistencia aerodinámica de 1.2 para los elementos circulares.

2.4.2. Marco de montaje plano para antenas estructurales:

A diferencia de la denominada ménsula, este marco se basa únicamente en un marco rectangular principal que se extiende sobre dos horizontales que lo separa del montante de la torre y que normalmente permite únicamente la instalación de dos antenas, a conveniencia del operador de telefonía celular, este tipo de soportes se utiliza cuando las ménsulas ya han sido ocupadas en toda la capacidad y es necesario un crecimiento de cobertura en la red. Nuevamente se recomienda no considerar los soportes de Antena ni la antena en el cálculo para A_f y A_r normal y lateral. Se observa este detalle de soporte en la imagen 16.

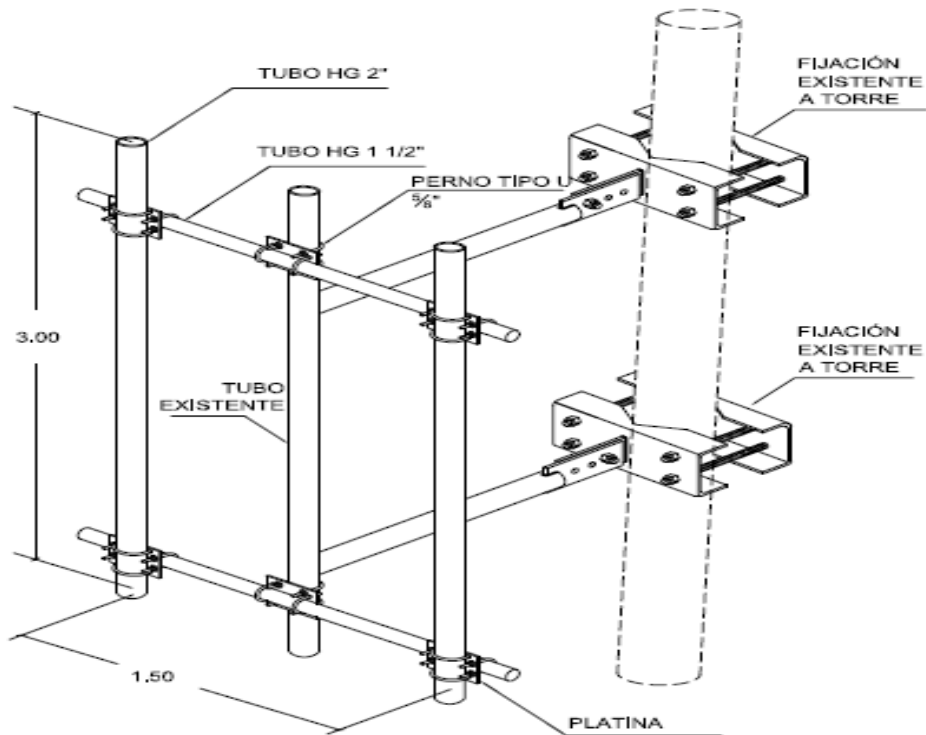


Imagen 16: Marco de montaje plano para antena de Radiofrecuencia.⁵⁵

2.4.3. Soporte para una antena estructural de radiofrecuencia:

Es un tubo vertical como apoyo de la antena que se separa del montante de la torre autosoportada por dos tubos horizontales que van fijados en el montante de la torre. Por el tipo de soporte se recomienda no considerar el tubo de fijación de antena ni la antena en Ar y Af normal, pero sí considerar dicho soporte en el Ar y Af lateral. Un detalle típico se observa en la siguiente figura.

⁵⁵ Fuente: Víctor Betancourth: Dibujo realizado por el autor.

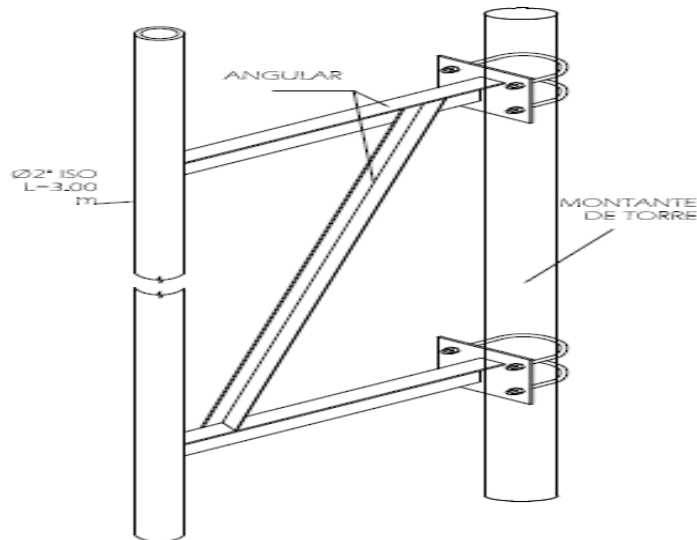


Imagen 17: Soporte de montaje para una antena de Radiofrecuencia.⁵⁶

2.4.4. Escalerillas para ascenso de personal:

Como parte de la instalación de antenas, cables y por mantenimiento propio en escalar y descender de la torre, es necesario instalar una escalerilla para que personal tenga acceso a toda la altura de la estructura autosoportada desde el suelo hasta la cúspide de dicha estructura.

Dependiendo de los fabricantes de torres, la escalerilla de ascenso se ubica dentro del área interior de la torre en planta, ya sea dentro del triángulo o dentro del cuadrado de la figura que presenta la estructura en planta y, en otras ocasiones puede ubicarse la escalerilla adosada a las diagonales (braces) de una de las caras de la torre.

⁵⁶ Fuente: Víctor Betancourth: Dibujo realizado por el autor.

Para el área efectiva proyectada bastará con calcular el área de los elementos tanto en la cara normal como en la cara lateral y multiplicarlos por el factor $q_z * Gh$ para determinar la fuerza producida por el viento en este accesorio.

Para una descripción gráfica se puede observar la imagen 19 de este accesorio.

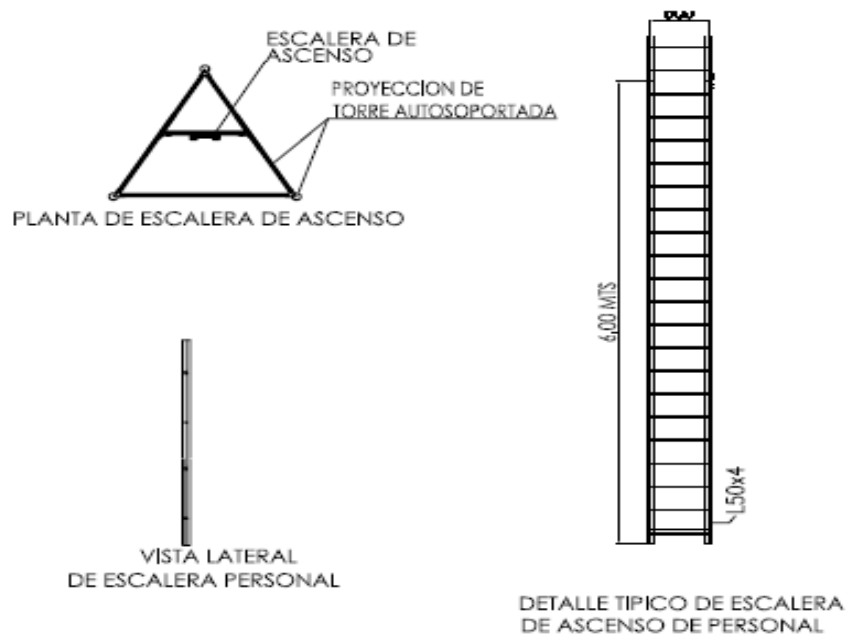


Imagen 18: Detalles típicos de escalerilla de ascenso de personal en torre autoportada.⁵⁷

2.4.5. Escaleras para cables:

Existe necesidad de llevar los cables que interconectan los equipos de telecomunicaciones que normalmente se encuentran en el suelo hacia las

⁵⁷ Fuente: Víctor Betancourth: Dibujo realizado por el autor.

antenas de radiofrecuencia y de microondas, para lo cual es necesario fijar dichos cables en una escalerilla para acondicionarlos adecuadamente, su ancho es variable entre 0.60 a 0.80 metros. Para el área efectiva proyectada bastará con calcular el área de los elementos, tanto en la cara normal como en la cara lateral y multiplicarlos por el factor $q_z * Gh$ para determinar la fuerza producida por el viento en este accesorio.

Para una descripción gráfica se puede observar la imagen 19 de este accesorio.

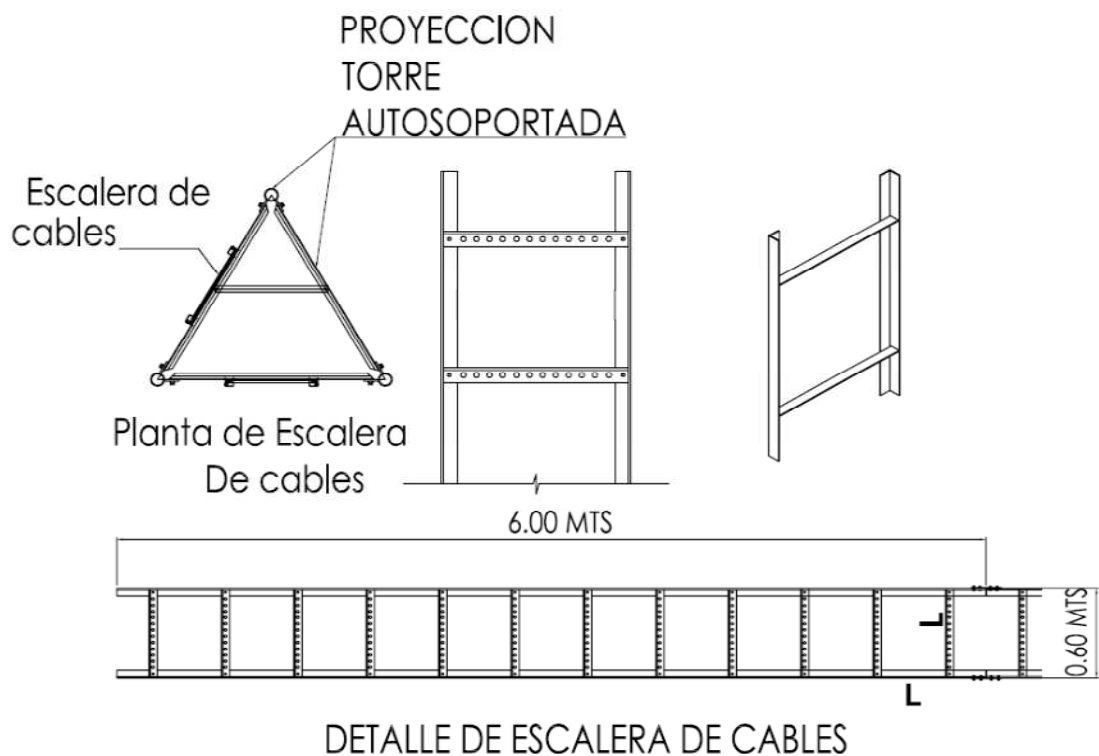


Imagen 19: Detalles típicos de escalerilla para cables en torre autoportada.⁵⁸

⁵⁸ Fuente: Víctor Betancourth: Dibujo realizado por el autor.

2.4.6. Líneas de cables:

Los cables típicos que interconectan los equipos con las antenas varían en dimensiones, por lo que es necesario consultar al operador para que provea la información técnica de diámetros exteriores de todos los cables que se instalarán en la escalerilla de cables. El área proyectada de cada línea en un paquete o bloque, independiente de su espaciamiento o localización dentro del grupo, deberá ser incluido en el cálculo de cargas de viento usando un coeficiente de fuerza, C_a , igual a 1.2 (basado en líneas redondas/elípticas), C_a igual a 1.5 para paquetes cuadrados o rectangulares y 1.2 para paquetes redondos. La siguiente imagen ilustra los criterios a tomar en cuenta en estas líneas de cables.

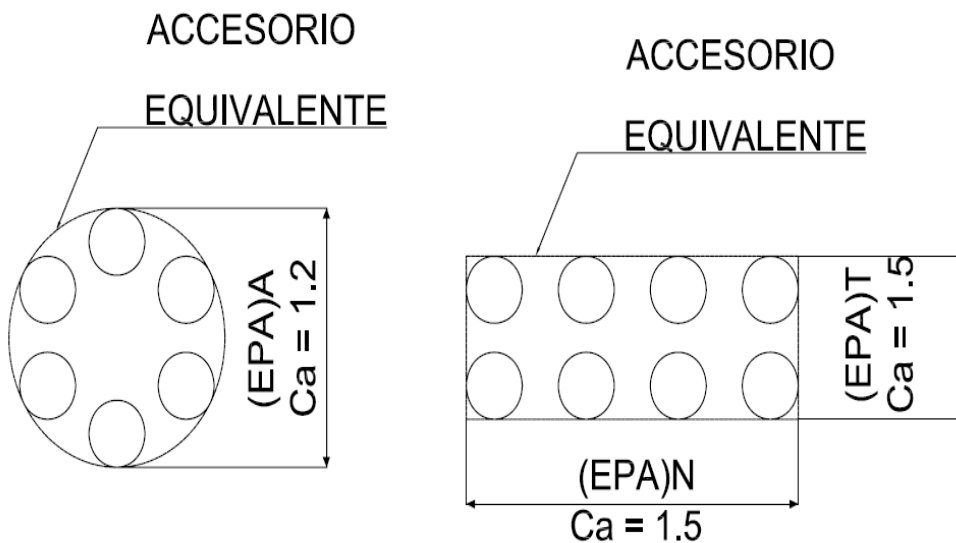


Imagen 20: Área efectiva proyectada para paquetes de cables.⁵⁹

⁵⁹ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Figura 2-12, página 57.

2.4.7. Antenas estructurales de Radiofrecuencia:

Es el accesorio destinado a emitir y recibir o captar las ondas electromagnéticas.

Existe en el medio guatemalteco distinta variedad de antenas de acuerdo al diseño de red que tengan los distintos operadores por lo que se debe pedir dimensiones y pesos para consideraciones del análisis y diseño estructural.

La fuerza de diseño de viento sobre accesorios (excluyendo antenas de microondas), denominada F_A , deberá ser determinada por la siguiente ecuación:

$$F_A = q_Z * Gh * (AEP)_A \quad ^{60} \quad (EC-13)$$

Donde:

q_Z = Presión de velocidad a la línea central de la altura del accesorio según se determinará en la sección 2.5.

Gh = Factor de efecto de ráfaga

$(AEP)_A$ = Área efectiva proyectada del accesorio.

⁶⁰ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Sección 2.6.9.2., página 20.

En ausencia de mayores datos precisos y para fines de fácil aplicación al medio guatemalteco, un accesorio denominado Antena tipo Panel (rectangular y cara sólida) deberá ser considerado como un conjunto de componentes planos y redondos de acuerdo con lo siguiente:

$$(AEP)_N = \sum (Ca * A_A)_N \quad 61 \quad (EC-14)$$

$$(AEP)_T = \sum (Ca * A_A)_T \quad 62 \quad (EC-15)$$

Ca = Coeficiente de fuerza de tabla VII.

A_A = Área proyectada del accesorio incluyendo todos sus componentes.

⁶¹ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Sección 2.6.9.2., página 21.

⁶² Idem.

Tabla VII. Coeficientes de fuerza par accesorios. ⁶³				
Tipo de miembro		Relación de aspecto ≤ 2.5	Relación de aspecto = 7	Relación de aspecto ≥ 25
		Ca	Ca	Ca
plano		1.2	1.4	2.0
Redondo	C < 32 [4.4] (flujo subcrítico o lento)	0.7	0.8	1.2
	32 ≤ C ≤ 64 [4.4] ≤ C ≤ 8.7] (transicional)	$\frac{3.76}{C^{0.485}}$ $\left[\frac{1.43}{C^{0.485}} \right]$	$\frac{3.37}{C^{0.415}}$ $\left[\frac{1.47}{C^{0.415}} \right]$	$\frac{38.4}{C^{1.0}}$ $\left[\frac{5.23}{C^{1.0}} \right]$
	C > 64 [8.7] (flujo supercrítico o veloz)	0.5	0.6	0.6

$C = (I * K_{zt} * K_z)^{0.5} (V)(D)$ para D en pies [m], V en mph [m/s]

V es la velocidad básica de viento para la condición de carga bajo investigación

D es el diámetro externo del accesorio

Relación de aspecto es igual a la relación (longitud total / ancho) en un plano normal a la dirección del viento (la relación de aspecto no es en función de la separación entre puntos de apoyo de los accesorios lineales, ni tampoco se considera que la longitud de la sección tiene una fuerza uniformemente distribuida).

El (AEP)_A total para antenas de radiofrecuencia (RF) deberá ser determinado de acuerdo con los distintos tipos de antenas que maneja el proveedor de servicios inalámbricos, los cuales deben ser requeridos por el

⁶³ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Tabla 2-8, página 42.

diseñador para el análisis estructural, tanto para diseño como para revisión de una estructura existente, si se diera el caso.

2.4.8. Antenas típicas estructurales de microondas:

El diseño de la fuerza de viento, F_A , deberá ser aplicado al centroide del área efectiva proyectada del accesorio en la dirección del viento.

Se recomienda siempre solicitar al proveedor de servicios inalámbricos que proporcione las características geométricas y físicas de las antenas de Mw a instalarse para garantizar que se está trabajando sobre datos reales a aplicarse a la estructura autosoportada.

Para el cálculo de la fuerza de viento de una antena de microondas (incluyendo antenas tipo rejilla) debemos auxiliarnos con los valores de C_a , C_s y C_m (donde aplique) los cuales se describen a continuación:

La fuerza axial, F_{AM} , actúa a lo largo del eje de la antena; la fuerza lateral, F_{SM} , actúa perpendicular al eje de la antena en el plano del eje de la antena y el vector del viento; el momento de torsión, M_M , actúa en el plano conteniendo tanto a F_{AM} y F_{SM} . (Ver imagen 21).

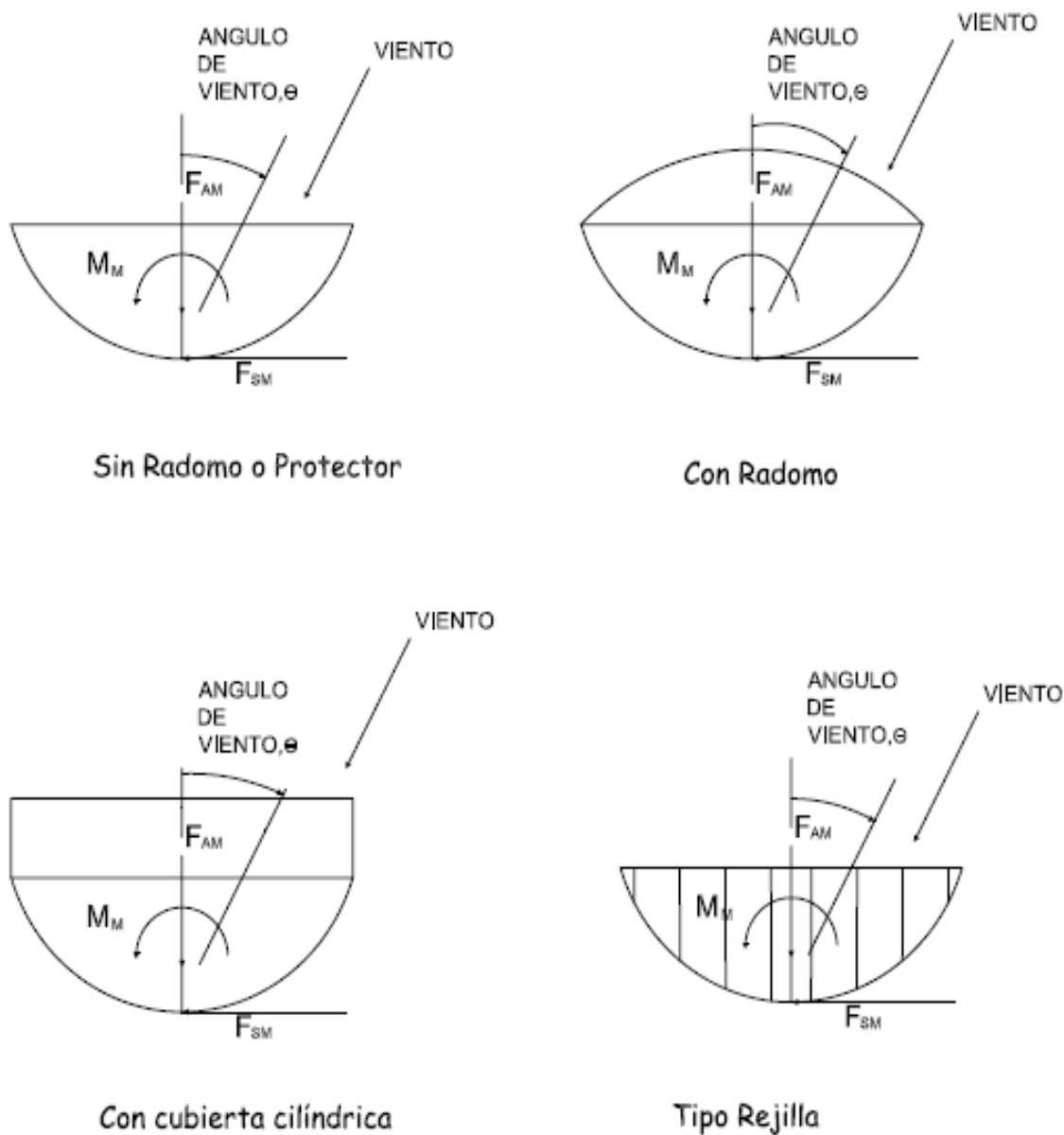


Imagen 21: Fuerzas de viento sobre antenas típicas de microonda.⁶⁴

⁶⁴ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Anexo C, Figura C-1 página 203.

Lo anteriormente expuesto se basará en los cálculos siguientes:

$$F_{AM} = q_z * Gh * C_A * A \quad 65 \quad (\text{EC-16})$$

$$F_{SM} = q_z * Gh * C_S * A \quad 66 \quad (\text{EC-17})$$

$$M_M = q_z * Gh * C_M * D \quad 67 \quad (\text{EC-18})$$

Donde:

q_z = Presión de velocidad en la antena, ver sección 2.5.

Gh = Factor de efecto de ráfaga.

C_A , C_S y C_M son coeficientes contenidos en la tabla VIII, tabla IX, tabla X y tabla XI como una función del ángulo en que actúa el viento, θ .

θ = Ángulo del viento en que actúa sobre la antena, ver imagen 21 para la convención de signos positivos.

A = Área de apertura externa de la antena de microondas.

D = Diámetro externo de la antena de microondas.

⁶⁵ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-.Apéndice C., página 197.

⁶⁶ Idem.

⁶⁷ Idem.

Tabla VIII. Coeficientes de fuerza del viento para antenas típicas de microondas sin radomo ⁶⁸			
ÁNGULO DEL VIENTO θ (DEG)	CA	CS	CM
0	1.5508	0	0
10	1.5391	-0.0469	-0.0254
20	1.5469	-0.0508	-0.0379
30	1.5547	-0.0313	-0.0422
40	1.5938	0.0078	-0.0535
50	1.6641	0.0898	-0.0691
60	1.6484	0.2422	-0.0871
70	1.3672	0.457	-0.0078
80	0.7617	0.3789	0.1
90	-0.0117	0.3438	0.1313
100	-0.4023	0.3828	0.132
110	-0.4609	0.4141	0.134
120	-0.457	0.457	0.143
130	-0.4688	0.4688	0.1461
140	-0.5742	0.4453	0.132
150	-0.7734	0.3906	0.1086
160	-0.8672	0.293	0.0836
170	-0.9453	0.1445	0.0508
180	-1.0547	0	0
190	-0.9453	-0.1445	-0.0508
200	-0.8672	-0.293	-0.0836
210	-0.7734	-0.3906	0.1086
220	-0.5742	-0.4453	-0.132
230	-0.4688	-0.4688	-0.1461
240	-0.457	-0.457	-0.143
250	-0.4609	-0.4141	-0.134
260	-0.4023	-0.3828	-0.132
270	-0.0117	-0.3438	-0.1313

⁶⁸ Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Anexo C, Tabla C-1, página 199.

ÁNGULO DEL VIENTO θ (DEG)	CA	CS	CM
280	0.7617	-0.3789	-0.1
290	1.3672	-0.457	0.0078
300	1.6484	-0.2422	0.0871
310	1.6641	-0.0898	0.0691
320	1.5938	-0.0078	0.0535
330	1.5547	0.0313	0.0422
340	1.5469	0.0508	0.0379
350	1.5391	0.0469	0.0254

ÁNGULO DEL VIENTO θ (DEG)	CA	CS	CM
0	0.8633	0.000	0.000
10	0.8594	0.1484	-0,0797
20	0.8203	0.2969	-0,1113
30	0.7617	0.4102	-0.1082
40	0.6641	0.4883	-0.0801
50	0.5469	0.5313	-0.0445
60	0.418	0.5	-0.0008
70	0.3125	0.4609	0.0508
80	0.2266	0,4375	0.1047
90	0.1328	0.4063	0.1523
100	0.0313	0.3906	0.1695
110	-0.0664	0.3711	0.1648
120	-0.1641	0.3477	0.1578
130	-0.293	0.3203	0.1395
140	-0.4102	0.3047	0.0906

⁶⁹ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Anexo C, Tabla C-2., página 200.

Tabla IX: Coeficientes de fuerza del viento para típicas antenas de microondas con radomo (continuación)

ÁNGULO DEL VIENTO θ (DEG)	CA	CS	CM
150	-0.5195	0.2734	0.0516
160	-0.6016	0.2266	0.0246
170	-0.6563	0.1484	0.0086
180	-0.6914	0	0
190	-0.6563	-0.1484	-0.0086
200	-0.6016	-0.2266	-0.0246
210	-0.5195	-0.2734	-0.0516
220	-0.4102	-0.3047	-0.0906
230	-0.293	-0.3203	-0.1395
240	-0.1641	-0.3477	-0.1578
250	-0.0664	-0.3711	-0.1648
260	0.0313	-0.3906	-0.1695
270	0.1328	-0.4063	-0.1523
280	0.2266	-0.4375	-0.1047
290	0.3125	-0.4609	-0.0508
300	0.418	-0.5	0.0008
310	0.5469	-0.5313	0.0445
320	0.6641	-0.4883	0.0801
330	0.7617	-0.4102	0.1082
340	0.8203	-0.2969	0.1113
350	0.8594	-0.1484	0.0797

Tabla X: Coeficientes de fuerza del viento para típicas antenas de microondas con cubierta cilíndrica. ⁷⁰			
ÁNGULO DEL VIENTO θ (DEG)	CA	CS	CM
0	1.2617	0	0
10	1.2617	0.0977	-0.0281
20	1.2500	0.1758	-0.0453
30	1.2109	0.2344	-0.052
40	1.1563	0.2813	-0.0488
50	1.0859	0.3047	-0.0324
60	0.9453	0.3672	-0.0086
70	0.6719	0.4766	0.0227
80	0.2734	0.582	0.0695
90	-0.1094	0.625	0.098
100	-0.3438	0.6016	0.1125
110	-0.5391	0.5313	0.1141
120	-0.7109	0.4375	0.1039
130	-0.8594	0.3125	0.0926
140	-0.9336	0.2305	0.0777
150	-0.957	0.1758	0.0617
160	-0.9727	0.1484	0.0438
170	-0.9961	0.0977	0.023
180	-1.0156	0	0
190	-0.9961	-0.0977	-0.023
200	-0.9727	-0.1484	-0.0438
210	-0.957	-0.1758	-0.0617
220	-0.9336	-0.2305	-0.0777
230	-0.8594	-0.3125	-0.0926
240	-0.7109	-0.4375	-0.1039
250	-0.5391	-0.5313	-0.1137
260	-0.3438	-0.6016	-0.1125
270	-0.1094	-0.625	-0.098
280	0.2734	-0.582	-0.0695

⁷⁰ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Anexo C, Tabla C-3., página 201.

Tabla X: Coeficientes de fuerza del viento para típicas antenas de microondas con cubierta cilíndrica. (Continuación)			
ÁNGULO DEL VIENTO θ (DEG)	CA	CS	CM
290	0.6719	-0.4766	-0.0227
300	0.9453	-0.3672	0.0086
310	1.0859	-0.3047	0.0324
320	1.1563	-0.2813	0.0488
330	1.2109	-0.2344	0.052
340	1.25	-0.1758	0.0453
350	1.2617	-0.0977	0.0281

Tabla XI: Coeficientes de fuerza del viento para típicas antenas de microondas de rejilla. ⁷¹			
ÁNGULO DEL VIENTO θ (DEG)	CA	CS	CM
0	0.5352	0	0
10	0.5234	10	0.0168
20	0.5078	20	0.0289
30	0.4609	30	0.0383
40	0.4063	40	0.0449
50	0.3438	50	0.0496
60	0.2344	60	0.0527
70	0.1289	70	0.0555
80	0.0391	80	0.0492
90	-0.0508	90	0.0434
100	-0.1172	100	0.0469
110	-0.1875	110	0.0504
120	-0.2656	120	0.0512
130	-0.3359	130	0.0496
140	-0.4063	140	0.0445

⁷¹ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Anexo C, Tabla C-4., página 202.

Tabla XI: Coeficientes de fuerza del viento para típicas antenas de microondas de rejilla. (Continuación)

ÁNGULO DEL VIENTO θ (DEG)	CA	CS	CM
150	-0.4766	150	0.0371
160	-0.5469	160	0.0273
170	-0.5859	170	0.0148
180	-0.5938	180	0
190	-0.5859	190	-0.0148
200	-0.5469	200	-0.0273
210	-0.4766	210	-0.0371
220	-0.4063	220	-0.0445
230	-0.3359	230	-0.0496
240	-0.2656	240	-0.0512
250	-0.1875	250	-0.0504
260	-0.1172	260	-0.0469
270	-0.0508	270	-0,0434
280	0.0391	280	-0.0492
290	0.1289	290	-0.0555
300	0.2344	300	-0.0527
310	0.3438	310	-0.0496
320	0.4063	320	-0.0449
330	0.4609	330	-0.0383
340	0.5078	340	-0.0289
350	0.5234	350	-0.0168

2.5. Presión de velocidad.

La presión de velocidad, q_z , evaluada a la altura “z” deberá ser calculada por la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.00256 * K_Z * K_{ZT} * K_d * V^2 * I \quad ^{72} \text{ (Lb/ft}^2\text{)} \quad \text{(EC-19)}$$

$$q_z = 0.613 * K_Z * K_{ZT} * K_d * V^2 * I \quad ^{73} \text{ (N/m}^2\text{)} \quad \text{(EC-20)}$$

Donde:

K_Z = Coeficiente de presión de velocidad

K_{ZT} = factor de topografía

K_d = Factor de probabilidad de dirección del viento

V= Velocidad básica de viento para las condiciones de carga bajo investigación, mph (m/s)

I= Factor de importancia

Tomar en cuenta que $1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2 = 1 \text{ J/m}^3 = 1 \text{ kg.m}^{-1}.\text{s}^{-2}$

1 kgf = 9.8067 newton

⁷² Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-.Sección 2.6.9.6., página 25.

⁷³ Idem.

CAPÍTULO 3

CARGAS DE SISMO

Una de las consideraciones especiales que contiene la norma EIA 222 G es el tomar en cuenta las cargas por sismo en las estructuras autosoportadas que no estaban requeridas en la norma EIA 222 F.

Es importante mencionar, antes de entrar en detalles, que existe un estudio realizado en Estados Unidos de América por la FEMA⁷⁴ (Federal Emergency Management Agency) realizado en parte para determinar los efectos de los sismos en instalaciones de servicios de telecomunicaciones, incluyendo centrales telefónicas celulares y torres autosoportadas de telefonía celular, revisando las consecuencias de los sismos sobre estas instalaciones investigando especialmente los códigos empleados por las principales empresas operadoras en Estados Unidos y Alaska.

En este estudio hacen referencia a que una torre autosoportada para transmisión vía microondas sufrió daños en el año 1989 por el terremoto de Loma Prieta, California; sin embargo hace énfasis en indicar que las estructuras autosoportadas especialmente para transmisión de microondas no son generalmente diseñadas para fuerzas de sismo y en casos individuales las fuerzas de sismo deberían considerarse para evaluación de riesgos

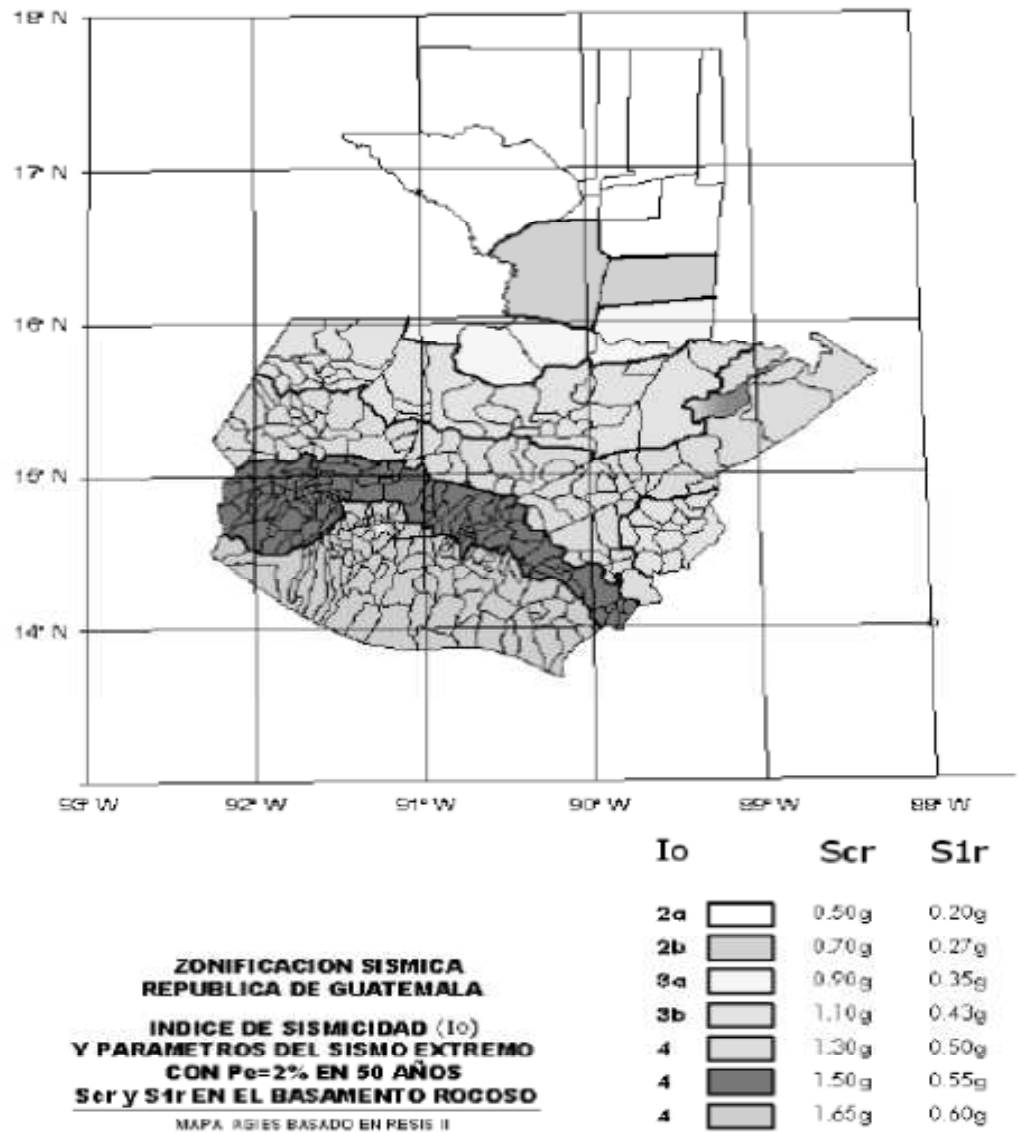
⁷⁴ Fuente: Federal Emergency Management Agency-202 / September 1990. Earthquake Resistant Construction of Electric Transmission and Telecommunication Facilities Serving the Federal Government Report. Pp. 1-31.

La conclusión principal del estudio fue que las torres autosoportadas no sufrieron demasiado daño por la fuerzas de sismo, exceptuando las áreas de suelo inestable. Finalmente el informe indica que algunos de los operadores de estas instalaciones han considerado e incluido este análisis bajo su propia iniciativa, es decir, no había sido considerado como un estándar el tomarse en cuenta en el análisis las fuerzas de sismo sobre las estructuras para telefonía celular.

3.1. Análisis Modal Espectral:

Para fines de análisis de una estructura autosoportada tipo celosía, se recomienda realizar un análisis modal espectral por el nivel de sismicidad que tienen Guatemala, no importando la altura de la torre a analizar o las irregularidades de torsión, irregularidades de rigidez y las irregularidades de masa que pueda presentar la estructura autosoportada a analizar de acuerdo con la tabla I y el factor de importancia por sismo de la estructura. Para el medio guatemalteco se recomienda basarse en las consideraciones de la norma AGIES NSE-2:2010 que actualmente ya muestra un mapa de zonificación sísmica para la República de Guatemala como se observa en mapa 2 y que se complementa con la Lista de Valores de Aceleración por municipio, de acuerdo con AGIES NSE 2-10 Demandas Estructurales, Condiciones del sitio y Niveles de Protección.

También se debe determinar la clase del sitio basado en las propiedades del suelo A, B, C, D y F siguiendo las recomendaciones de la norma AGIES NSE-2:2010.



Mapa 2. Zonificación sísmica para la República de Guatemala.⁷⁵

⁷⁵ Fuente: Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala NSE 2-10, Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES, Figura 4-1, Página 14.

Lista de valores de aceleración por municipio⁷⁶

No.	Municipio	Departamento	Io	Scr	S1r
1	Acatenango	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
2	Agua Blanca	Jutiapa	3b	1.10 g	0.43 g
3	Aguacatán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
4	Almolonga	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
5	Alotenango	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
6	Amatitlán	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
7	Antigua Guatemala	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
8	Asunción Mita	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
9	Atescatempa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
10	Ayutla	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
11	Barberena	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
12	Cabañas	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
13	Cabricán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
14	Cajola	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
15	Camotán	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
16	Canillá	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
17	Cantel	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
18	Casillas	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
19	Catarina	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
20	Chahal	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
21	Chajul	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
22	Champerico	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
23	Chiantla	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
24	Chicacao	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g

⁷⁶ Fuente: Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala NSE 2-10, Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES-, Anexo A, página 55 a página 63.

Lista de Valores de Aceleración por municipio (continuación)
--

No.	Municipio	Departamento	Io	Scr	S1r
25	Chicamán	Quiché	3b	1.10g	0.43g
26	Chiché	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
27	Chichicastenango	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
28	Chimaltenango	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
29	Chinautla	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
30	Chinique	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
31	Chiquimula	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
32	Chiquimulilla	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
33	Chisec	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
34	Chuarrancho	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
35	Ciudad Vieja	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
36	Coatepeque	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
37	Cobán (Norte)	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
38	Cobán (Sur)	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
39	Colomba	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
40	Colotenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
41	Comapa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
42	Comitancillo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
43	Concepción	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
44	Concepción Chiquirichapa	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
45	Concepción Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
46	Concepción Las Minas	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
47	Concepción Tutuapa	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
48	Conguaco	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
49	Cubulco	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
50	Cuilapa	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
51	Cuilco	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
52	Cunén	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g

Lista de valores de aceleración por municipio (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Io	Scr	S1r
53	Cuyotenango	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
54	Dolores	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
55	El Adelanto	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
56	El Asintal	Retalhuleu	4	1.50 g	0.55 g
58	El Júcaro	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
59	El Palmar	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
60	El Progreso	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
61	El Quetzal	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
62	El Rodeo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
63	El Tejar	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
64	El Tumbador	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
65	Escuintla	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
66	Esquipulas	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
67	Esquipulas Palo Gordo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
68	Estanzuela	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
69	Flores	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
70	Flores Costa Cuca	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
71	Fraijanes	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
72	Fray Bartolomé de las Casas	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
73	Génova	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
74	Granados	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
75	Gualán	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
76	Guanagazapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
77	Guastatoya	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
78	Guatemala	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
79	Guazacapán	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
80	Huehuetenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
81	Huitán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g

Lista de valores de aceleración por municipio (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Io	Scr	S1r
82	Huité	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
83	Ipala	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
84	Ixcán	Quiché	3a	0.90 g	0.35 g
85	Ixchiguán	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
86	Iztapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
87	Jacaltenango	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
88	Jalapa	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
90	Jerez	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
91	Jocotán	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
92	Jocotenango	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
93	Joyabaj	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
94	Jutiapa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
95	La Democracia	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
96	La Democracia	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
97	La Esperanza	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
98	La Gomera	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
99	La Libertad	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
100	La Libertad	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
101	La Reforma	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
102	La Unión	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
103	Lanquín	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
104	Livingston Oriente	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
105	Livingston Poniente	Izabal	3b	1.10 g	0.43 g
106	Los Amates	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
107	Magdalena Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
108	Malacatán	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
109	Malacatancito	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
110	Masagua	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g

Lista de valores de aceleración por municipio (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Io	Scr	S1r
111	Mataquescuintla	Jalapa	4	1.50 g	0.55 g
112	Mazatenango	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
113	Melchor de Mencos	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
114	Mixco	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
115	Momostenango	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
116	Monjas	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
117	Morales	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
118	Morazán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
119	Moyuta	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
120	Nahualá	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
121	Nebaj	Quiché	3b	1.10g	1.43g
122	Nentón	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
123	Nueva Concepción	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
124	Nueva Santa Rosa	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
125	Nuevo Progreso	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
126	Nuevo San Carlos	Retalhuleu	4	1.50 g	0.55 g
127	Ocós	San Marcos	4	1.65 g	0.60 g
128	Olintepeque	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
129	Olopa	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
130	Oratorio	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
131	Pachalum	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
132	Pajapita	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
133	Palencia	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
134	Palestina de Los Altos	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
135	Palín	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
136	Panajachel	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
137	Panzós	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
138	Parramos	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g

Lista de valores de aceleración por municipio (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Io	Scr	S1r
139	Pasaco	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
140	Pastores	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
141	Patulul	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
142	Patzicía	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
143	Patzité	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
144	Patzún	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
145	Pochuta	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
146	Poptún	Petén	2b	0.70 g	0.27 g
147	Pueblo Nuevo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
148	Pueblo Nuevo Viñas	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
149	Puerto Barrios	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
150	Purulhá	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
151	Quesada	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
152	Quetzaltenango	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
153	Quetzaltepeque	Chiquimula	3b	1.10g	0.43g
154	Rabinal	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
155	Raxruhá	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
156	Retalhuleu	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
157	Río Blanco	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
158	Río Bravo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
159	Río Hondo	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
160	Sacapulas	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
161	Salamá	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
162	Salcajá	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
163	Samayac	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
164	San Agustín Acasaguastlán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
165	San Andrés	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
166	San Andrés	Petén	2a	0.50 g	0.20 g

Lista de valores de aceleración por municipio (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Io	Scr	S1r
167	San Andrés Sajcabajá	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
168	San Andrés Semetabaj	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
169	San Andrés Villa Seca	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
170	San Andrés Xecul	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
171	San Antonio Aguas Calientes	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
172	San Antonio Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
173	San Antonio Ilootenango	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
174	San Antonio La Paz	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
175	San Antonio Palopó	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
176	San Antonio Sacatepéquez	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
177	San Antonio Suchitepéquez	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
178	San Bartolo	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
179	San Bartolomé Jocotenango	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
180	San Bartolomé Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
181	San Benito	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
182	San Bernardino	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
183	San Carlos Alzatate	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
184	San Carlos Sija	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
185	San Cristóbal Acasaguastlán	El Progreso	4	1.30g	0.50g
186	San Cristóbal Cucho	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
187	San Cristóbal Totonicapán	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
188	San Cristóbal Verapaz	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
189	San Diego	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
190	San Felipe	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
191	San Francisco	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
192	San Francisco El Alto	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
193	San Francisco La Unión	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
194	San Francisco Zapotitlán	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g

Lista de valores de aceleración por municipio (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Io	Scr	S1r
195	San Gabriel	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
196	San Gaspar Ixchil	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
197	San Ildefonso Ixtahuacán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
198	San Jacinto	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
199	San Jerónimo	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
200	San José (Escuintla)	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
201	San José (Petén)	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
202	San José Acatempa	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
203	San José Chacayá	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
204	San José del Golfo	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
205	San José El Ídolo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
206	San José La Arada	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
207	San José Ojetenam	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
208	San José Pinula	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
209	San José Poaquil	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
210	San Juan Atitán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
211	San Juan Bautista	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
212	San Juan Chamelco	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
213	San Juan Comalapa	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
214	San Juan Cotzal	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
215	San Juan Ermita	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
216	San Juan Ixcoy	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
217	San Juan La Laguna	Atitlán	4	1.65g	0.60g
218	San Juan Ostuncalco	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
219	San Juan Sacatepéquez	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
220	San Juan Tecuaco	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
221	San Lorenzo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
222	San Lorenzo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g

Lista de valores de aceleración por municipio (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Io	Scr	S1r
223	San Lucas Sacatepéquez	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
224	San Lucas Tolimán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
225	San Luis	Petén	3a	0.90 g	0.35 g
226	San Luis Jilotepeque	Jalapa	3b	1.10 g	0.43 g
227	San Manuel Chaparrón	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
228	San Marcos	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
229	San Marcos La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
230	San Martín Jilotepeque	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
231	San Martín Sacatepéquez	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
232	San Martín Zapotitlán	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
233	San Mateo Ixtatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
234	San Mateo Ixtatán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
235	San Miguel Acatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
236	San Miguel Chicaj	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
237	San Miguel Dueñas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
238	San Miguel Ixtahuacán	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
239	San Miguel Panán	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
240	San Miguel Petapa	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
241	San Miguel Sigüilá	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
242	San Pablo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
243	San Pablo Jocopilas	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
244	San Pablo La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
245	San Pedro Ayampuc	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
246	San Pedro Carchá	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
247	San Pedro Jocopilas	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
248	San Pedro La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
249	San Pedro Necta	Huehuetenango	4	1.30g	0.50 g
250	San Pedro Pinula	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g

Lista de valores de aceleración por municipio (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Io	Scr	S1r
251	San Pedro Sacatepéquez	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
252	San Pedro Sacatepéquez	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
253	San Pedro Soloma	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
254	San Rafael La Independencia	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
255	San Rafael Las Flores	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
256	San Rafael Petzal	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
257	San Rafael Pie de la Cuesta	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
258	San Raymundo	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
259	San Sebastián	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
260	San Sebastián Coatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
261	San Sebastián Huehuetenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
262	San Vicente Pacaya	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
263	Sanarate	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
264	Sansare	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
265	Santa Ana	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
266	Santa Ana Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
267	Santa Apolonia	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
268	Santa Bárbara	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
269	Santa Bárbara	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
270	Santa Catalina La Tinta	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
271	Santa Catarina Barahona	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
272	Santa Catarina Ixtahuacán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
273	Santa Catarina Mita	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
274	Santa Catarina Palopó	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
275	Santa Catarina Pinula	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
276	Santa Clara La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
277	Santa Cruz Balanyá	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
278	Santa Cruz Barillas	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g

Lista de valores de aceleración por municipio (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Io	Scr	S1r
279	Santa Cruz del Quiché	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
280	Santa Cruz el Chol	Baja Verapaz	4	1.30g	0.50 g
281	Santa Cruz La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
282	Santa Cruz Muluá	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
283	Santa Cruz Naranjo	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
284	Santa Cruz Verapaz	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
285	Santa Eulalia	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
286	Santa Lucía Cotzumalguapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
287	Santa Lucía La Reforma	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
288	Santa Lucía Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
289	Santa Lucía Utatlán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
290	Santa María Cahabón	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
291	Santa María Chiquimula	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
292	Santa María de Jesús	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
293	Santa María Ixhuatán	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
294	Santa María Visitación	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
295	Santa Rosa de Lima	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
296	Santiago Atitlán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
297	Santiago Chimaltenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
298	Santiago Sacatepéquez	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
299	Santo Domingo Suchitepéquez	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
300	Santo Domingo Xenacoj	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
301	Santo Tomás La Unión	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
302	Sayaxché	Petén	2b	0.70 g	0.27 g
303	Senahú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
304	Sibilia	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
305	Sibinal	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
306	Sipacapa	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g

Lista de valores de aceleración por municipio (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Io	Scr	S1r
307	Siquinalá	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
308	Sololá	Sololá	4	1.65 g	0.60 g
309	Sumpango	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
310	Tacaná	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
311	Tactíc	Alta Verapaz	3b	1.1 g	0.43 g
312	Tajumulco	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
313	Tamahú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
314	Taxisco	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
315	Tecpán Guatemala	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
316	Tectitán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
317	Teculután	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
318	Tejutla	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
319	Tiquisate	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
320	Todos Santos Cuchumatanes	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
321	Totonicapán	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
322	Tucurú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
323	Unión Cantinil	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
324	Uspantán	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
325	Usumatlán	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
326	Villa Canales	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
327	Villa Nueva	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
328	Yepocapa	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
329	Yupiltepeque	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
330	Zacapa	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
331	Zacualpa	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
332	Zapotitlán	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
333	Zaragoza	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
334	Zunil	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
335	Zunilito	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g

El análisis modal espectral permite comparar el corte basal estático con el corte basal dinámico debiéndose cumplir la condición de que $0.85V_{estático} < V_{dinámico}$ para fines de determinación de los factores de escala sísmica a aplicar a la estructura; dicho análisis modal espectral deberá incluir un número de modos suficiente para que la participación de masa modal combinada de un resultado al menos del 90%.

Para el parámetro del valor del uso u ocupación de la estructura que indica la Tabla I, se deben utilizar las tablas de AGIES 2010 las cuales ya están actualizadas por municipios para Guatemala y que deben cumplir con los parámetros iniciales S_{cr} y S_{1r} , así como sus ajustes por clase de sitios F_a y F_v , los cuales se deben aplicar a las ecuaciones para determinar los valores de diseño de las aceleraciones del espectro de respuesta, de acuerdo con la norma EIAG que es compatible con el código ASCE 7-10 para obtener los parámetros de coeficientes para máximo sismo esperado SMS y SM1 y los parámetros de diseño de aceleración espectral a períodos cortos (SDS) y a períodos de 1 segundo (SD1) de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$SMS = F_a * S_s \quad 77 \quad (EC-21)$$

$$SM1 = F_v * S_1 \quad 78 \quad (EC-22)$$

$$SDS = 2/3 * F_a * S_s \quad 79 \quad (EC-23)$$

$$SD1 = 2/3 * F_v * S_1 \quad 80 \quad (EC-24)$$

⁷⁷ Fuente: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles; ASCE, Sección 11.4.3, ASCE 7-10

⁷⁸ Idem.

⁷⁹ Fuente: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles; ASCE, Sección 11.4.4. ASCE 7-10

⁸⁰ Idem.

Donde:

Ss = parámetro de aceleración asignada al Lista de valores de aceleración por municipio, Mapa 2

S1 = parámetro de aceleración asignada al Lista de valores de aceleración por municipio, Mapa 2

Fa = coeficiente de sitio, numeral 2.5.3.3., Tabla XII

Fv = coeficiente de sitio, numeral 2.5.3.4., Tabla XIII

AGIES indica en la Norma de Seguridad Estructural (NSE 2-10) que S_{cr} o S_s es la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto; S_{1r} o S_1 es la ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo; ambos para un amortiguamiento de 5% del crítico; F_a es el coeficiente del sitio para períodos de vibración cortos y se obtiene de la tabla XII; F_v es el coeficiente del sitio para períodos largos y se obtiene de la tabla XIII. La caracterización de la clase de sitio, en función del perfil del suelo en el sitio, necesaria para utilizar las tablas XII y XIII se establecen a continuación con apoyo de la tabla XIV y pueden ser consultadas en la sección 4.5 de la NSE 2-10 AGIES 2010:

Perfil de suelo AB: Roca o depósitos densos profundos con valores promedio de velocidad de onda de corte $V_{ps} > 750$ m/s. Se recomienda realizar estudio de suelos por un geotecnista especializado.

Perfil del suelo C, D o E: Para estos tipos de suelos se pueden revisar los valores promedios de la onda de corte en la tabla XIII y a la vez se recomienda realizar estudio de suelos por un geotecnista especializado.

Perfil de suelo F: Principalmente son los suelos con alta susceptibilidad de colapsar bajo carga sísmica; incluyendo suelos potencialmente licuables, arcillas sensitivas y suelos pobremente cementados.

Nuevamente se recomienda realizar un estudio de suelos por un geotecnista especializado.

TABLA XII. Coeficiente del sitio F_a^{81}					
Clase de sitio	INDICE DE SISMICIDAD, I_o				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.2	1.0	0.9	0.9
F	Se requiere evaluación específica.				

TABLA XIII. Coeficiente del sitio F_v^{82}					
Clase de sitio	INDICE DE SISMICIDAD, I_o				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2	1.8	1.7	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.6	2.4	2.4
F	Se requiere evaluación específica.				

⁸¹ Fuente: Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala NSE 2-10, Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES-, Tabla 4-2, página 15.

⁸² Fuente: Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala NSE 2-10, Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES-, Tabla 4-3, página 15.

TABLA XIV. Guía para clasificación de sitios ⁸³					
Clase de sitio		Vps todo el perfil	Np todo el perfil	Nnc sector no-cohesivo	Suc sector Cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	> 200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kPa
		Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3.0 m o más con índice de plasticidad IP>20, humedad w≥40% y Suc<25 kPa			
F	Suelo con problemas especiales	Véase NSE 2.1. CAPÍTULO 5 DE AGIES 2010.			

Los pasos principales para un análisis modal espectral a realizar en la estructura autosoportada se describen a continuación:

- Se debe determinar el factor de importancia sísmico (FI sismo) y la clasificación de la estructura de acuerdo con la tabla I y factor de importancia por sismo de acuerdo con la tabla XVI.
- Determinar el departamento y municipio en donde se requiere la instalación de la estructura autosoportada.
- Determinar la clase del sitio de acuerdo con la tabla XIV, encontrar el índice de sismicidad, lo, de acuerdo al lugar en donde se instalará la estructura autosoportada, (ver Lista de valores de aceleración por

⁸³ Fuente: Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala NSE 2-10, Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES-, Tabla 4-4, página 21.

municipio) y seguidamente determinar los valores F_a y F_v de acuerdo con la tabla XII y tabla XIII para calcular los valores de la aceleración espectral para 0.2 segundos, S_s , y el valor de la aceleración espectral para un segundo, S_1 .

- Determinar los valores de SDS y SDS1 que nos indica la norma EIAG de acuerdo con las ecuaciones EC-21 y EC-22.
- Calcular el corte basal estático, el cual nos servirá como referencia para que el 85% del sismo estático sea menor que el sismo dinámico (sección 12.9.4 del ASCE 7-10) que nos dará los resultados del análisis modal espectral, es de hacer énfasis que el corte basal estático equivalente no es aplicable, si la altura de la estructura autosoportada es mayor a 30 metros, por lo que se ha tomado el criterio de realizar, independientemente de la altura de la estructura, un análisis modal espectral para estandarizar el procedimiento del sismo dinámico, dicho corte basal estático equivalente debe calcularse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_S = C_s * W \quad (\text{EC-25})^{84}$$

W = Peso de la estructura incluyendo todos sus accesorios

C_s = Coeficiente de respuesta sísmica el cual debe cumplir con los siguientes parámetros de acuerdo con sección 12.8.1.1., del código ASCE 7-10 que se indican a continuación:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (\text{EC-26})^{85} \quad , \text{ en donde:}$$

⁸⁴ Fuente: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles; ASCE, *Sección 12.8 ASCE 7-10*

⁸⁵ Idem.

S_{DS} = Aceleración de la respuesta espectral de diseño para períodos cortos de acuerdo con EC-21.

I = Factor de importancia sísmica de tabla XVI.

R = Coeficiente de modificación de respuesta que tiene un valor a 3.0 para estructuras autoportadas tipo celosía, 2.5 para mástiles atirantados tipo celosía y 1.5 para estructuras tipo monoposte de forma tubular.

El valor de C_s mínimo debe cumplir los siguientes parámetros de acuerdo con sección 15.4-1 del ASCE7-10:

$$C_s \min \geq 0.044 * S_{DS} * I \quad (\text{EC-27})^{86}$$

$$C_s \min = 0.03 \quad (\text{EC-28})^{87}$$

El valor de C_s máximo debe cumplir los siguientes parámetros de acuerdo con la sección 12.8-1 del ASCE 7-10:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T * \left(\frac{R}{I} \right)} \quad (\text{EC29})^{88} \quad , \text{ para } T \leq T_L$$

⁸⁶ Fuente: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles; ASCE, *Sección 15.4.1. ASCE 7-10*

⁸⁷ Idem.

⁸⁸ Fuente: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles; ASCE, *Sección 12.8.1, ASCE 7-10*

$$C_S = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2 * \left(\frac{R}{I}\right)} \quad (\text{EC-30})^{89} \quad , \text{ para } T > T_L$$

- Calcular la frecuencia natural fundamental de la estructura y su respectivo período de acuerdo con los siguientes parámetros:

$$f_1 = \frac{K_s * (W_a)}{h^2} * \sqrt{\frac{W_1}{W_1 + W_2}} \quad , \text{ Hertz.} \quad ^{90} \quad (\text{EC-31})$$

Y

$$W_1 = W * \left[\left(\frac{W_a}{W_o} \right)^2 + 0.15 \right] \quad ^{91} \quad (\text{EC-32})$$

$$T = \frac{1}{f_1} \quad ^{92} \quad (\text{EC-33})$$

Donde:

$K_s = 4540$ para h y W_a en pies y 1500 para h y W_a en metros

$W_a =$ Ancho promedio de una cara de la estructura

$h =$ Altura de la estructura, pies o metros.

$W_o =$ Ancho de la cara en la base de la estructura bajo análisis.

⁸⁹ Fuente: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles; ASCE, *Sección 12.8.1 ASCE 7-10*

⁹⁰ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-.Sección 2.7.11.1., página 35.

⁹¹ Idem.

⁹² Idem.

W_2 = Peso de la estructura y sus accesorios en el 5% superior sobre la altura total de la estructura.

W = Peso de la estructura incluyendo todos sus accesorios

T = Período fundamental de la estructura.

- Establecer el sistema estructural para torres autoportadas:
Se debe utilizar el sistema estructural descrito en la sección 15.4 del Código ASCE 7-10 el cual muestra los valores específicos para apoyarse en el análisis modal espectral y que se muestra en la tabla XV.

Tabla XV. Coeficientes sísmicos para estructuras que no son consideradas como edificios. ⁹³								
Tipo de estructura: Torres de Telecomunicaciones	R	Ω_0	Cd	Límite de altura de estructura, pies				
				B	C	D	E	F
Tipo celosía	3	1.5	3	Sin Límite	Sin Límite	Sin Límite	Sin Límite	Sin Límite

- Establecer el espectro de respuesta, ver imagen 24, de acuerdo con los valores que se describen a continuación para ingresarlos al programa SAP2000:
Aceleración espectral a los 2 segundos: S_s;
Aceleración espectral (1 segundo): S₁;
Clase de sitio;
Coeficiente de sitio: F_a;

⁹³ Fuente: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, ASCE 7-10, tabla 15.4.2. Página 143. Requisitos de diseño sísmico para estructuras que no son edificios.

Coeficiente de sitio: F_v ;

Calcular los valores de la curva del espectro de respuesta: SDS y SD1;

T_L = Período de transición a largo plazo que para una magnitud típica entre 7.0 y 7.50 tiene un valor de 8.0 segundos.

Es importante resaltar que el análisis modal espectral deberá incluir un número de modos suficiente para obtener la participación modal combinada de al menos el 90% (Sección 12.9.1 ASCE 2010).

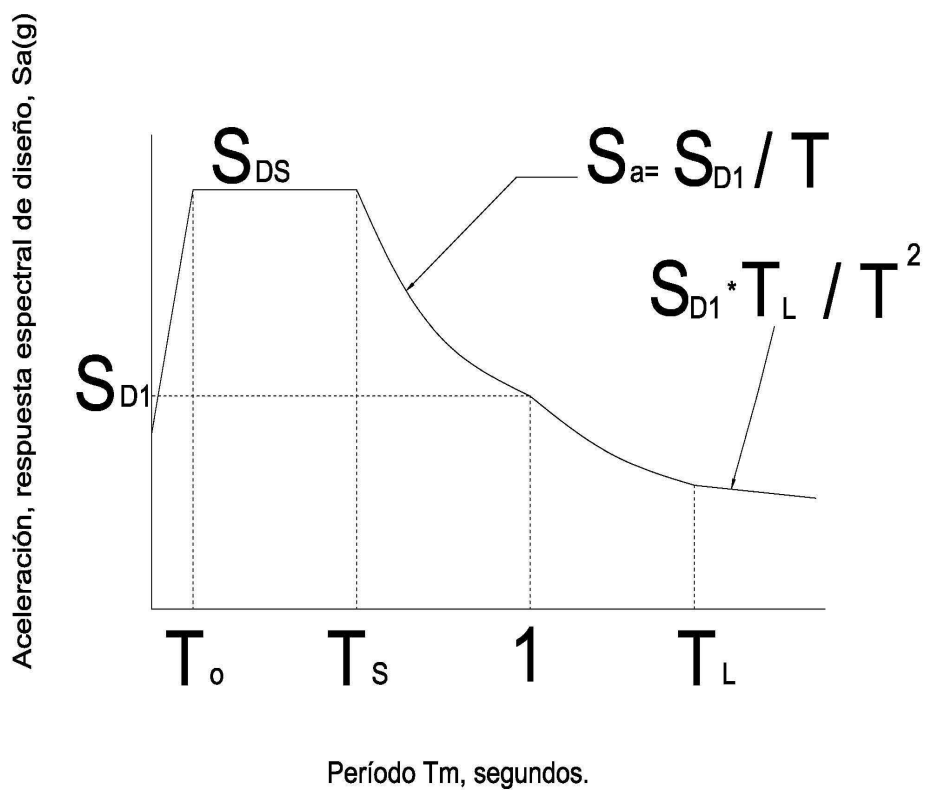


Imagen 22. Espectro de respuesta de diseño⁹⁴

⁹⁴ Fuente: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, ASCE 7-10. Figura 11.4-1, página 66.

3.2. Factor de importancia por Sismo:

La clasificación de cargas a las que debe someterse la estructura con el propósito de integrar la carga nominal de sismo se basan en la tabla XVI que se muestran de acuerdo con la categoría de riesgo del uso u ocupación de la estructura descrita en la tabla I:

TABLA XVI: Factor de importancia por sismo ⁹⁵	
Categoría de Riesgo	FACTOR IMPORTANCIA SISMO (FI sismo)
IV	1.5

⁹⁵ Fuente: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, ASCE 7-10, tabla 1.5-2. Página 5.

CAPÍTULO 4

MODELOS DE ANÁLISIS PARA TORRES AUTOSOPORTADAS

La presente propuesta propone considerar un modelo de armadura tridimensional elástico hecho por miembros rectos y conectados por pernos en las uniones produciendo únicamente fuerzas axiales en tensión y compresión en los miembros.

Para el modelado de la estructura, las breizas o braces deberán ingresarse como elementos pineados (pinned) para garantizar rotación de estas piezas en todo el modelo, y los montantes deberán considerarse como columnas.

4.1. Combinaciones de carga para estado límite de resistencia:

Básicamente la estructura autosoportada debe diseñarse para que su resistencia de diseño como mínimo sea igual o en mejor caso mayor que las solicitaciones que se producen por las cargas mayoradas para las combinaciones que se presentan a continuación como estado límite, las combinaciones de carga que deben aplicarse a la estructura son las siguientes:

a) $1.4 \cdot D \pm 1.4 \cdot N_x$ (EC-34)

b) $1.4 \cdot D \pm 1.4 \cdot N_y$ (EC-35)

- c) $1.2 \cdot D \pm 1.2 \cdot N_x$ (EC-36)
- d) $1.2 \cdot D \pm 1.2 \cdot N_y$ (EC-37)
- e) $1.2 \cdot D \pm 1.6 \cdot W$ (EC-38)
- f) $1.2 \cdot D \pm 0.8 \cdot W$ (EC-39)
- g) $0.9 \cdot D \pm 1.6 \cdot W$ (EC-40)
- h) $1.42 \cdot D + 1.0 \cdot SD_x$ (EC-41)
- i) $1.42 \cdot D + 1.0 \cdot SD_y$ (EC-42)
- j) $0.68 \cdot D + 1.0 \cdot SD_x$ (EC-43)
- k) $0.68 \cdot D + 1.0 \cdot SD_y$ (EC-44)

Donde:

D= Carga permanente de la estructura incluyendo sus accesorios

W= Carga de viento sobre la estructura

N_x = Carga Notional en eje X de acuerdo con sección C2 del AISC 360-10

N_y = Carga Notional en eje Y de acuerdo con sección C2 del AISC 360-10

SD_x = Sismo dinámico en eje X.

SD_y = Sismo dinámico en eje Y.

4.2. Cargas de Servicio

Antes de que a estructura autoportada le sean aplicadas las combinaciones de carga del estado límite de resistencia, es necesario aplicarle

la combinación de cargas para verificar que cumpla con los límites de deformaciones de desplazamiento y rotación.

La combinación de carga para el estado límite de servicio debe considerar el peso propio de la estructura más sus accesorios así como una velocidad básica de viento de 96 KPH (96MPH) de la siguiente manera:

$$1.0*D+1.0*W \qquad 96 \qquad (EC-45)$$

Las deformaciones máximas permisibles bajo la combinación de las cargas de servicio son⁹⁷:

- Una rotación de cuatro grados (4°) respecto del eje vertical por torsión o de cualquier eje vertical por ladeo de la estructura.
- Un desplazamiento permitido igual al tres por ciento (3%) de la altura de la estructura.
- Desplazamiento elástico = Desplazamiento permitido/ [Cd/I] (EC-44).

Las fuerzas de viento horizontales que determinarán las cargas de servicio deberán utilizar los siguientes factores:

- Factor de importancia, $I = 1.00$
- Factor de direccionalidad, $K_d = 0.85$

⁹⁶ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-.Sección 2.8.3., página 38.

⁹⁷ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-.Sección 2.8.2., página 38.

- Coeficiente de presión dinámica, K_z , el factor de ráfaga, G_h , y el factor topográfico, K_{zt} , deberán tomar los valores iguales para la condición que le corresponden al estado límite de resistencia.
- C_d de acuerdo con Tabla XV.

4.3. Aplicación de Fuerzas de viento a estructuras tipo Celosía:

La fuerza horizontal de viento de diseño sobre la estructura en la dirección del viento, F_{st} deberá ser igualmente distribuida a cada junta de pata de la sección transversal en los puntos de panel de celosía tridimensional o modelos de marcos de armadura.

La fuerza de diseño de viento sobre accesorios, F_A , deberá ser distribuida a cada unión en la pata de acuerdo con la localización del accesorio.

Las fuerzas de peso y sismo deberán ser distribuidas y consideradas de igual manera.

4.4. Efectos de desplazamiento⁹⁸:

El análisis de las estructuras tipo celosía para torres autosoportadas, deberán tomar en cuenta los efectos de desplazamiento de las fuerzas en los miembros, efecto $P-\Delta$. El objetivo es evitar las excentricidades por las cargas gravitacionales que pueden producir aumento en las deflexiones horizontales y aumento en las fuerzas internas de la estructura tipo celosía autosoportada.

⁹⁸ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-.Sección 3.5., página 60.

CAPÍTULO 5

DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO.

La norma propuesta para Guatemala acorde a la EIA 222 G debería considerar el basarnos en el AISC-LRFD-99, lamentablemente dicho código a la fecha ya es demasiado antiguo y no es acorde a los requerimientos actuales de diseño, por lo que se hace necesario realizar la revisión de elementos de acuerdo con códigos actualizados en el medio de la ingeniería estructural, para lo que se aplicarán las Revisiones de acuerdo con códigos del AISC 360-10 en sus Secciones D para elementos a tensión, sección E para elementos a compresión y AISC 341-10 para revisar las propiedades de las Secciones estructurales y el diseño sísmico de los elementos en acero.

Es muy importante en este caso tomar en cuenta la compacidad de las Secciones ⁹⁹, para lo cual se utilizarán los valores de elementos de moderada ductilidad para las relaciones de ancho sobre espesor, tanto de brces como de piernas o montantes de la estructura autosoportada, esto se basa en que el ASCE 7-10 le da valores bajos a los coeficientes sísmicos detallados en la tabla XV.

La estructura autosoportada tipo celosía se debe considerar como una estructura de marcos ordinarios embreizados tipo OCBF¹⁰⁰ (Ordinary

⁹⁹ Fuente: American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. AISC 341-10 Capítulo D, tabla D1.1.

¹⁰⁰ Fuente: American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings AISC 341-10; Capítulo F.

Concentrically Braced Frames), para lo cual se aplicarán los lineamientos del capítulo F sección F1 del AISC 341-10 para el diseño sísmico.

5.1. Relación de esbeltez.¹⁰¹

Se debe considerar la relación de esbeltez $K*L$ efectiva/r del elemento a analizar. Dicha relación de esbeltez no deben pasar los siguientes valores:

- 150 para miembros denominados como patas de torre
- 200 para miembros denominados como “braces” o breizas
- 250 para miembros redundantes que reducen longitudes de esbeltez en patas y braces.

El mínimo valor del coeficiente de longitud no arriostrada o efectiva, K , para patas o miembros a compresión deberá ser tomado como 1.0 para estructuras tipo celosía.

Para la relación de esbeltez en angulares debe revisarse los parámetros que se describen en la sección E.5 del código AISC 360-10.

5.2. Conexiones:

Las conexiones de placas y pernos deben diseñarse apoyados con la sección J4 del código AISC 360-10 y la sección 6 del capítulo F del código AISC

¹⁰¹ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. TIA-222-G. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-.Sección 4.4.2. página 69.

341-10. Es muy importante considerar que las conexiones deben cumplir con el esfuerzo de fluencia esperado ($R_y \cdot F_y$) según Capítulo A del AISC 341-10¹⁰².

Para el diseño de unión de placas entre montantes de torre se seguirán los lineamientos de la Guía de Diseño Para Uniones de Secciones Circulares Vacías (CHS) Bajo Cargas Predominantes Estáticas de acuerdo al documento publicado por el Comité Internacional Para el Desarrollo del Estudio de la construcción tubular (CIDECT). El objetivo es determinar los espesores de las placas entre montantes, t_f ; las separaciones de pernos en el las placas de conexión de acuerdo con la imagen 23 y a la tabla XVII.

¹⁰² Fuente: American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings AISC 341-10; Capítulo A General Requirements.

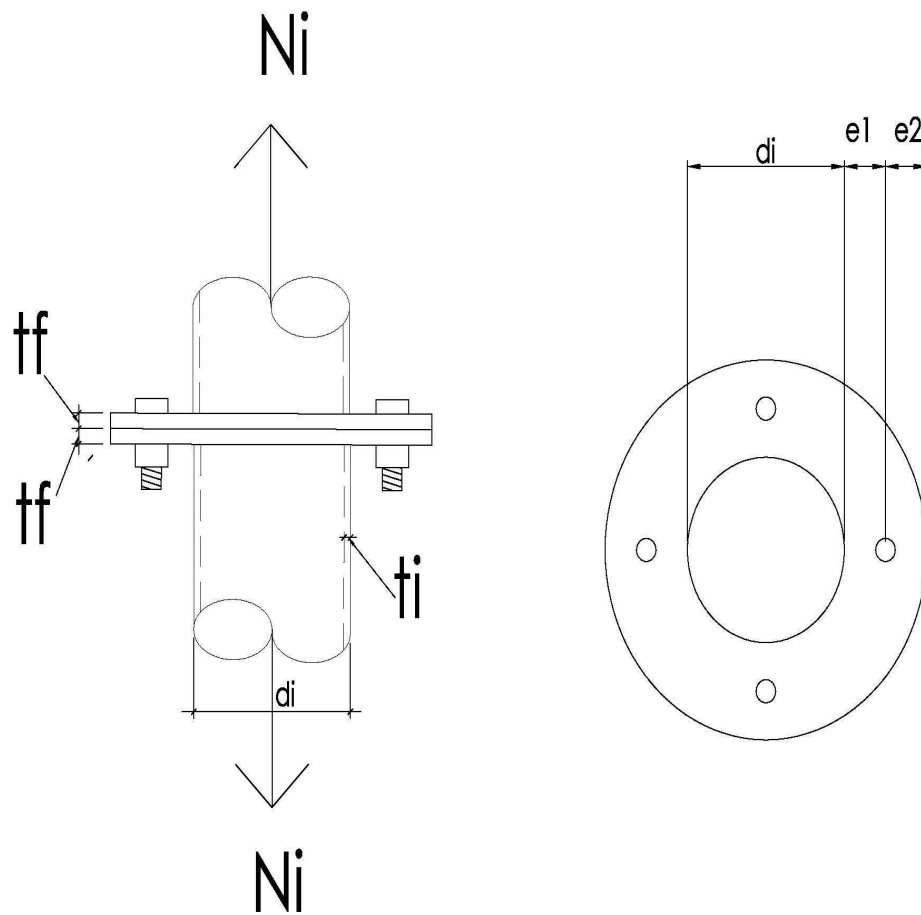


Imagen 23: Detalles estándar para conexiones de placas entre montantes.¹⁰³

¹⁰³ Fuente: Comité Internacional Para el Desarrollo del Estudio de la Construcción tubular. Construcción con acero de sección vacía. Figura 31, página 43.

Dimensiones máximas del tubo, di x ti (mm)	Espesor de la placa de conexión, tf (mm)	Diámetro nominal del perno (mm)	Cantidad recomendada de pernos	Distancias mínimas recomendadas a rostros, e1=e2, (mm)
60.5 x 4.0 hasta 89.1 x 4.0	12	16	4	25
101.6 x 4.0 hasta 114.3 x 3.6	12	16	5	25
114.3 x 5.6 hasta 139.8 x 4.5	16	20	5	30
165.2 x 5.0	20	22	5	35
190.7 x 5.0	20	22	6	35
216.3 x 6.0	20	22	8	35
216.3 x 8.0	22	24	9	40
267.4 x 9.0	24	24	13	40
318.5 x 7.0	24	24	12	40
355.6 x 12.0	24	24	23	40
406.4 x 9.0	24		20	40

El espesor de la placa de conexión deberá ser determinada por la siguiente ecuación:

¹⁰⁴ Fuente: Comité Internacional Para el Desarrollo del Estudio de la Construcción tubular. Construcción con acero de sección vacía. Figura 31, página 43.

$$t_f \geq \sqrt{\frac{(2 * N_i * \Upsilon_m)}{(f_{yp} * \pi * f_3)}} \quad 105 \quad (\text{EC-46})$$

Donde:

N_i = Fuerza de tensión en el miembro.

Υ_m = Factor parcial de seguridad= 1.1

f_{yp} = Resistencia a la tensión del acero de la placa de conexión

f_3 = Dimensiones que deben obtenerse de la imagen 24.

t_f = Espesor de la placa de de conexión entre cada montante.

¹⁰⁵ Comité Internacional Para el Desarrollo del Estudio de la Construcción tubular. Construcción con acero de sección vacía. Ecuación 5.1., página 43.

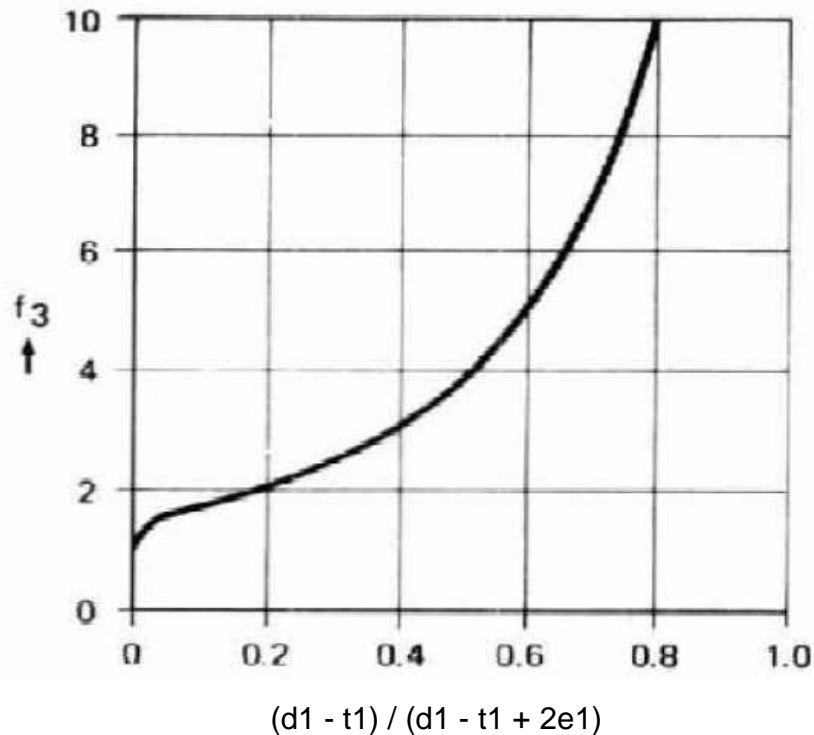


Imagen 24: Parámetros de f_3 para determinar espesores de placas entre Secciones tubulares vacías.¹⁰⁶

La dimensión e_1 debe ser lo más corta en dimensión posible para disminuir la acción de palanca (prying action) considerándose que los límites recomendados pueden ser de 1.5 x Diámetro de perno a 2.0 x diámetro del perno.

El número de pernos puede determinarse de acuerdo con la siguiente ecuación que nos determina el área total en mm^2 , que recomienda utilizarse en las uniones de placas entre montantes:

¹⁰⁶ Fuente: Comité Internacional Para el Desarrollo del Estudio de la Construcción tubular. Construcción con acero de sección vacía. Figura 32, página 44.

$$n \geq Ni * \frac{\left[1 - \frac{1}{f_3} + \frac{1}{f_3 * \ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right)} \right]}{0.67 * Tu} * \Upsilon \quad 107 \quad (\text{EC-47})$$

Donde:

$$r_1 = \left(\frac{d_i}{2} + 2 * e1 \right)$$

$$r_2 = \left(\frac{d_i}{2} + e1 \right)$$

Tu = Tensión de resistencia última del perno.

¹⁰⁷ Fuente: Comité Internacional Para el Desarrollo del Estudio de la Construcción tubular. Construcción con acero de sección vacía. Ecuación 5.2., página 45.

CAPÍTULO 6

CIMENTACIONES Y PERNOS DE FUNDACIÓN

6.1. Diseño de fundación de torres autoportadas:

Como toda obra de infraestructura civil es necesario revisar las reacciones y esfuerzos que se transmitirán al suelo por parte de una estructura para evitar hundimientos y evitar, por la acción del viento y efectos sísmicos en la subestructura o fundación.

La parte medular en el medio guatemalteco deberá considerar el realizar estudios de suelos en el predio a instalar la torre autoportada, permitiendo así un diseño idóneo y acorde al lugar de cimentar la estructura en cuestión.

Normalmente los ensayos de suelos son principalmente la denominada Soil Penetration Standard (SPT) y que normalmente evalúa profundidades promedio de 6 metros (20 pies), se recomienda utilizar un factor de seguridad igual a 3 para evitar el efecto de asentamientos diferenciales pronunciados.

En la norma EIA G, se propone el diseño por resistencia de acuerdo al ACI 318-05 y el AISC-LRFD-99 pero para fines de diseño de refuerzo, tanto en pedestales, losa de cimentación y anclajes se debe regir por el código ACI 318-08 y se sugiere continuar utilizando la teoría de la norma EIA F, la cual indica lo siguiente:

“Se debe asumir que las fundaciones y anclajes estándares o los pilotes excavados y acampanados resisten la fuerza de levantamiento mediante sus pesos propios más el peso de todo el peso encerrado dentro de un cono o pirámide invertida, cuyos lados forman un ángulo de 30 grados respecto a la vertical. Si hay un aumento de sección en la parte inferior de la fundación la base del cono será la base de la fundación o, caso contrario, en ausencia de aumento de sección, la base del cono será la parte superior de la base de la fundación”.¹⁰⁸

Las fundaciones, anclajes y pilotes excavados deberán diseñarse de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$\frac{W_s}{2} + \frac{W_c}{1.25} \geq T \quad \text{Y} \quad 109 \quad (\text{EC-48})$$

$$\frac{(W_s + W_c)}{1.5} \geq T \quad 110 \quad (\text{EC-49})$$

Donde:

W_s = Peso del suelo dentro del cono o la pirámide truncada.

W_c = Peso del concreto de la fundación propuesta.

¹⁰⁸ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. ANSI/TIA/EIA-222-F-1996. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Sección 7.2.4. Subpresión, página 21.

¹⁰⁹ Fuente: Norma Estructural para Antena Estructuras de Soporte y Antenas. ANSI/TIA/EIA-222-F-1996. Asociación de la Industria de Telecomunicaciones-TIA-. Sección 7.2.4.4., página 22.

¹¹⁰ Idem.

T = Máxima tensión del análisis estructural de la torre sin factores de magnificación.

Esta teoría deberá aplicar a fundaciones denominadas tipo “pila y campana” y “zapatas aisladas cuadradas”.

Por pertenecer a zona sísmica se deberán unir los tres pedestales en la parte superior por medio de una viga conectora para evitar efectos diferenciales transmitidos a la fundación, dicha viga deberá resistir las dos terceras partes (2/3) del corte basal sísmico estático calculado por el método modal espectral descrito en el Capítulo 3.

Para losas de fundación en casos donde el valor soporte del suelo sea demasiado bajo o que exista un manto rocoso demasiado superficial, se recomienda contar con un factor de seguridad mínimo de 1.5.

6.2. Pernos de fundación de torres autosoportadas:

Los pernos utilizados para la fijación de la estructura metálica a la fundación de concreto reforzado debe cumplir con las norma ASTM F1554 que describe las características principales de límites de fluencia y de resistencia ultima de dichos pernos los cuales se detallan en la tabla XVIII.

TABLA XVIII. Propiedades mecánicas pernos F1554 ¹¹¹						
Grado acero	Marcaje típico	Tamaño en pulgadas	Tensión en Ksi	Fluencia mínima en ksi	Fluencia en Mpa	% Elongación mínima
36	AB36PB	1/4 a 4	58 a 80	36	248	23
55	AB55PB	1/4 a 2	75 a 95	55	380	21
		2 1/4 a 2 1/2	76 a 95	55	380	21
		2 3/4 a 3	77 a 95	55	380	21
		3 1/4 a 4	78 a 95	55	380	21
105	AB105PB	1/4 a 3	125 a 150	105	724	15

De acuerdo con las características mecánicas el diseñador deberá apoyarse con el apéndice D del ACI 318-08 para Anclaje al concreto.

¹¹¹ Fuente: http://www.portlandbolt.com/technicalinformation/astm/ASTM_F1554.html

CAPÍTULO 7

USO Y APLICACIÓN DE LA PROPUESTA AL MEDIO GUATEMALTECO.

7.1. Ejemplo de análisis y diseño de torre autoportada.

Se tomará como ejemplo una torre autoportada triangular tipo celosía con las siguientes características de carga y ubicación en Guatemala, primero trabajando las cargas de servicio de acuerdo con la sección 4.2 para revisar los efectos de desplazamiento horizontal y de rotación para cumplir los requerimientos de servicialidad:

Altura estructura:	60	mts
Ubicación:	San José, Escuintla	
Utilización de estructura:	Estructura para ruta de transmisión por Microonda, dependen alrededor de 3 sitios de este enlace además da cobertura al sector del Puerto de San José	
Tipo de antenas de Mw:	Con cubierta cilíndrica	
Diámetro antenas de microondas:	1.2	mts
peso antena microondas:	64	kgs
Antenas de RF:	Tipo panel	

Dimensiones (Largo x ancho x profundidad)	1.31x0.17x0.084	mts
Peso antena de RF:	4.4	kgs
Velocidad básica de viento por servicio: (sección 4.2)	60	mph
Velocidad básica de viento:	96	km/hora
Velocidad básica de viento:	26.67	m/seg
Categoría de exposición: (sección 2.2.4)	C	
Factor de probabilidad de dirección de viento, kd: (sección 2.2.2)	0.85	
Clase o tipo de estructura: (sección 2.2.3)	IV	
Factor de importancia con viento de la estructura, (sección 2.2.3.)	1.15	
Cd (Tabla XV)	3	
Categoría topográfica, Kzt: (sección 2.2.5.1.)	1	

Se presenta la elevación típica de la torre a analizar a continuación:

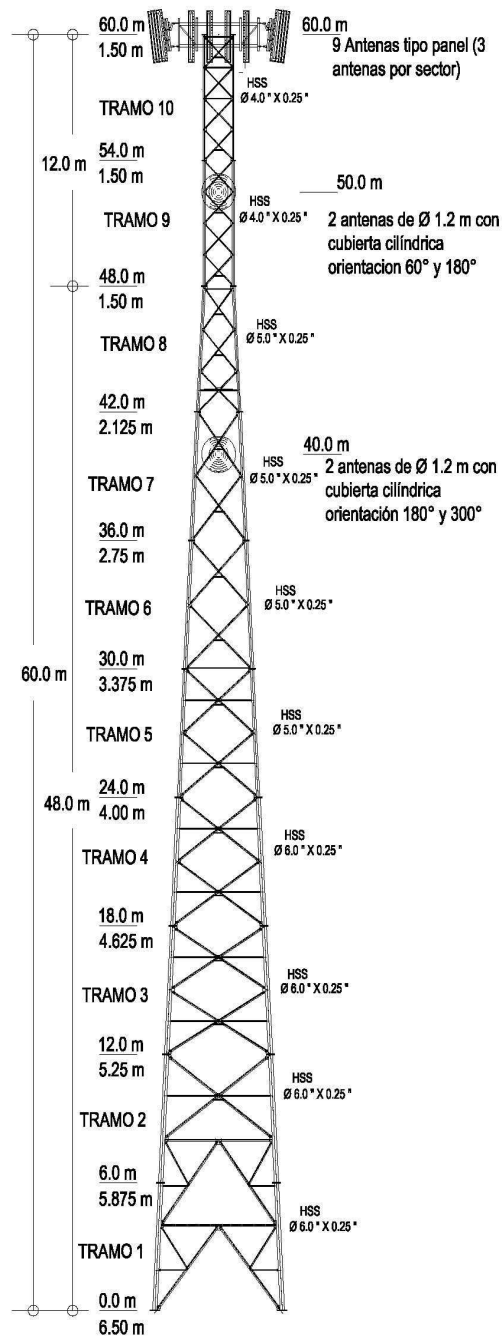


Imagen 25: Elevación de torre autoportada tipo celosía a analizar.¹¹²

¹¹² Fuente: Víctor Betancourth. Dibujo realizado por el autor.

- Integración de fuerzas de viento:

La integración de fuerzas de viento de acuerdo al capítulo 2 se detalla en el apéndice 1. A continuación se muestra el resumen de fuerzas por tramo y por nudo que se han obtenido en la estructura autosoportada bajo análisis:

Ubicación fuerza SAP 2000	Ubicación	Fuerza totales a cada cara Kg	Fuerza a cada nudo por tramo
nudo 31= nudo 32	Superior	500.10	125.03
nudo 28= nudo 29	Superior	476.91	244.25
nudo 25= nudo 26	Superior	410.67	221.89
nudo 22= nudo 23	Superior	495.46	226.53
nudo 19= nudo 20	Superior	403.47	224.73
nudo 16= nudo 17	Superior	470.97	218.61
nudo 13= nudo 14	Superior	498.00	242.24
nudo 10= nudo 11	Superior	503.77	250.44
nudo 7= nudo 8	Superior	525.50	257.32
nudo 2= nudo 3	Superior	416.58	235.52

- Análisis sísmico dinámico de estructura autosoportada utilizando AISC 360-10 y provisiones sísmica AISC 341-10 mediante programa de computadora.

El análisis sísmico dinámico y parámetros descritos en el Capítulo 3 será desarrollado mediante el programa SAP2000 que servirá de herramienta para el modelado y análisis estructural de la torre de 60 metros, tanto por fuerzas de

viento como para el desarrollo del espectro de respuesta y el análisis modal espectral.

El procedimiento de ingreso de datos y análisis y diseño estructural puede observarse en el apéndice 2 por lo que a continuación se presenta el resumen de los valores obtenidos para los la integración de cargas y análisis sísmico dinámico para integrarlos al programa.

Total peso torre+accesorios=	14112.08	Kilogramos
Total peso torre+accesorios=	138392.89	Newton
Total peso torre+accesorios=	31046.57	Libras

Los valores para generar el espectro de respuesta dinámico se muestran a continuación:

Clase o tipo de estructura Viento:	IV	Tabla I
Factor de importancia con sismo de la estructura (FI sismo):	1.5	Tabla XVI
Lugar:	San José (Escuintla)	
lo=	4	Sección 3.1.
Fa=	1	Tabla XII
Clase del sitio de acuerdo con Fa	D	Sección 3.1.
Fv=	1.5	Tabla XIII
Clase del sitio de acuerdo con Fv	D	Sección 3.1.

Conclusión de Clase de sitio=	D	De acuerdo con Fa y Fv
Ss=Scr=	1.65 g	Sección 3.1.
S1=S1r=	0.60 g	Sección 3.1.
SDS=2/3*Fa*Ss	1.1	EC 21
SD1=2/3*Fv*S1	0.6	EC 22
SDS/SD1	1.83	
Peso total estructura (West)=	14112.08	kg
I=FI sismo=	1.5	Tabla XVI
R=	3	Tabla XV

Revisión de valores de sismo estático en relación a sismo dinámico:

Con 48 modos de vibración

Fe=	8.84	
V estático SAP=	6174.03	kgf
V dinámico SAP:	7027.94	kgf
0.85*V estático=	5247.93	kgf
Conclusión:	Si cumple $0.85*V$ estático < V dinámico	

- a) Revisión de resistencia de elementos principales de torre autosoportada por cargas de diseño de viento y de sismo de acuerdo con códigos estructurales.

El resumen de los elementos principales que se desea analizar tanto en montantes como en breizas se muestra a continuación:

Cargas de diseño para elementos de torre autoportada para revisar códigos AISC360-10 y AISC 341-10

Elemento No.	Tipo de Sección	Carga de Diseño	Longitud
		Kgf	m
43	HSS5X0.250	-13438.31	6.01084
79	HSS4X0.250	-3770.95	6
121	HSS6X0.250	-25486.92	6.01084
6	L3X3X3/8	-5186.22	5.15529
14	L2X2X1/4	-590.85	1.52083
69	L4X4X3/8	-2118.16	3.46863
162	L2-1/2X2-1/2X1/4	-1543.67	2.25825

Cargas de diseño para elementos de torre autoportada para revisar códigos utilizando AISC ASD-89 (norma TIA/EIA222F)

Elemento No.	Tipo de Sección	Carga de Diseño	Longitud
		Kgf	m
43	HSS5X0.250	-1304.46	6.01084
79	HSS4X0.250	-377.1	6
121	HSS6X0.250	-16600.2	6.01084
6	L3X3X3/8	-3278.67	5.15529
14	L2X2X1/4	-345.84	1.52083
69	L4X4X3/8	-1351.4	3.46863
162	L2-1/2X2-1/2X1/4	-969	2.25825

Revisión de braces elemento 6 bajo códigos AISC 360-10 y 341-10:

TRAMO 1

ELEMENTO:	6	ANGULAR =	L3X3X 3/8
Longitud=	5.15529	m=	
	16.91	pies=	202.91 in
Sección=			
Ancho=	76.2	mm=	3.00 in
Alto=	76.2	mm=	3.00 in
Espesor=	9.525	mm=	0.38 in
Área gruesa brace:	1361.2876	mm ² =	
	13.61	cm ² =	2.11 in²
E=	29000000	lbs/pug ² =	29000 Ksi

Acero A36 PARA ANGULARES

Fy=	36000.00	lbs/pug ² =	36	KSI
Fu=	58000.00	lbs/pug ² =	58	KSI

Acero A500 Grado B PARA MONTANTES O CANTONERAS

Fy=	42000.00	lbs/pug ² =	42	KSI
Fu=	58000.00	lbs/pug ² =	58	KSI

PERNOS PARA ANGULAR:

A325X

Diámetro=	25.4mm=	1.00 in
-----------	---------	----------------

Cantidad=	4		
PLACA DE CONEXIÓN			
Material=	Acero A36		
Fy=	36	KSI	
Fu=	58	KSI	

DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y COMBINACIÓN DE CARGAS SE PRESENTA LA FUERZA MÁXIMA ACTUANTE AXIALMENTE

P a analizar en elemento=	5186.22	kg=	
	11420.06	lbs=	11.42 kips

REVISIÓN DISEÑO POR TENSIÓN EN EL ANGULAR:

1. TENSIÓN DE FLUENCIA EN EL ÁREA GRUESA

$\phi P_n = \phi * F_y * A_g =$	68.36	Kips	SECCIÓN D2-1 AISC 2010
ϕ (LRFD)=	0.90		SECCIÓN D2-1 AISC 2010
Fy=	36	ksi	
Ag=	2.11	in ²	
D/C=	17%		

Conclusión: **Sección resiste fluencia
área gruesa**

2. TENSIÓN DE RUPTURA EN EL ÁREA NETA

$\phi P_n = \phi * F_u * A_e =$	66.22	Kips	Sección D2-2 AISC 2010
---------------------------------	--------------	-------------	---------------------------

ϕ_t =	0.75	
F_u =	58	ksi
$A_e=U \cdot A_n$	1.52	in ²
Caso 2: $U=1-X/L$	0.90	Tabla D3-1 AISC 2010
X=	0.88	in
L=	9.00	in
Caso 8:	0.80	Tabla D3-1 AISC 2010
U a tomar=	0.90	
$A_n=A_g$ -Espesor placa*diámetro agujero=	1.69	in ²
D/C=	17.25%	

**Sección resiste ruptura en ÁREA
NETA**

Conclusión:

**REVISIÓN DISEÑO POR COMPRESIÓN EN EL
ANGULAR:**

P a analizar en elemento=	11.42	kips
L_{com} =	101.46	in
r_x =	0.91	
L_{com}/r_x =	111.49	
Conclusión:	$kL/r=(32+1.25 \cdot L/r_x) < 200$	
kL/r =	171.36	

Conclusión: **KL/r menor que 200; O.K.**

Revisión de compacidad de la sección:

b/t= 8
Angulares= $.38 \cdot \sqrt{E/f_y}$ = 10.79

Conclusión: **Sección sísmicamente compacta**

$4.71 \cdot \sqrt{E/F_y}$ = 133.68
E= 29000.00 KSI
F_y= 36 KSI

Conclusión: **usar E3-3 con F_{cr}=0.877·F_e**

$F_e = \pi^2 \cdot E / (kl/r)^2$ = 9.75 Kips
F_{cr}= 8.55 Kips
 ϕ = 0.9
 $\phi P_n = \phi F_{cr} \cdot A_g$ = 16.23 kips
D/C= 70.35%

Conclusión: **Sección resiste compresión**

REVISIÓN PLACA DE CONEXIÓN:

Tensión
Máxima= $R_y \cdot F_y \cdot A_g = T_{max}$ = **113.94** kips
R_y= 1.5 Tabla A3.1 AISC

341-10

Fy=	36	ksi
Ag (brace)=	2.11	in ²

REVISIÓN CAPACIDAD DE PERNOS A CORTE:

$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b =$ **160.22** **Ksi**

ϕ corte= 0.75

F_{nv}=(rosca excluidas del plano de corte) 68 ksi Tabla J3.2 AISC 2010

Diámetro de perno= 1.00 in

A_b=A_{perno}= 0.79 in²

Numero pernos a usar: 4.00

A_b total=A_{perno} total= 3.14

D/C= 71.11%

Perno resiste Corte

Conclusión:

1. TENSION DE FLUENCIA EN EL ÁREA GRUESA

SECCIÓN J4 AISC 2010

$\phi R_n = \phi F_y A_g =$ **127.58** **kip** (J4-1)

ϕ (LRFD)= 0.9

F_y= 36 Ksi

A_g= 3.94 in²

A_{gmin}=T_{max}/(ϕF_y)= 3.52 in²

Longitud de conexión=Lconex=	9.00	in
Ancho brace=	3.00	in
Ancho Whitmore=		
2*Lconex*sen30= Ancho mínimo=	9.00	in
Ancho propuesto placa=	9.00	in
tmin=Agmin/ancho propuesto placa=	0.39	in
Tusar	7/16	in

D/C= 89.31% =

Sección placa resiste fluencia área gruesa

Conclusión:

2. TENSIÓN DE RUPTURA EN EL ÁREA NETA

$\phi Rn = \phi * Fu * Ae =$ 149.87 kips (J4-2)

ϕ (LRFD)= 0.75

Fu= 58 ksi

Ae=U*An 3.45 in²

U= 1

An=Ag-Espesor placa*diámetro
agujero= 3.45 in²

D/C= 76.03%

**Sección placa resiste ruptura en
ÁREA NETA**

Conclusión:

Capacidad a Tensión a tomar= 127.58 kips

3. FLUENCIA DE CORTE EN LA PLACA

$\phi R_n = \phi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} =$	157.95	kips	(J4-3)
$\phi =$	1		
$F_y =$	36	ksi	
$L_{Agv} =$	9.00	in	
$A_{gv} = L_{Agv} \cdot t =$	7.31	in ²	
$D/C =$	72.14%		

Conclusión:

Sección placa resiste fluencia de corte en placa

4. RUPTURA DE CORTE EN LA PLACA

$\phi R_n = \phi \cdot 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} =$	190.86	kips	(J4-4)
$\phi =$	0.75		
$F_u =$	58	Ksi	
$L_{Anv} = L_{Agv} =$	9.00	in	
$A_{nv} = L_{Anv} \cdot t =$	7.31	in ²	
Capacidad de Corte a tomar =	157.95	kips	
$D/C =$	59.70%		

Conclusión:

Sección resiste ruptura corte en placa

5. TENSION DE RUPTURA EN EL BLOQUE DE CORTE

Sección J4-5 AISC 2010

$$0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot (0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 340.73$$

$$0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 357.778125$$

Conclusión: **Se cumple que**
 $(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt})$

Agv= área gruesa sujeta a corte	7.31	
Anv= área neta sujeta a corte	7.31	
Ant= área neta sujeta a tensión	3.45	
ϕ =	0.75	
Fu=	58	Ksi
Fy=	36	Ksi
Ubs=	1	
ϕR_n a tomar es=	340.73	

Conclusión: Placa resiste rotura en bloque de corte

$$D/C = 33.44\%$$

DISEÑO DE CONEXIÓN EN COMPRESIÓN: CAPÍTULO J sección J-4 AISC 2010

Compresión a considerar:

$$\text{Compresión } 1 = R_y \cdot F_y \cdot A_g = 113.94$$

$$R_y = 1.5$$

Fy=	36
Ag=	2.11
Compresión $2=1.14 \cdot F_{cre} \cdot A_g=$	20.56
Fcre=Fcr=	8.55
Ag=	2.11
Compresión Máxima a considerar=	20.56

Si $Kl/r \leq 25$ entonces: $P_n = F_y \cdot A_g$

Sección J4-
6

Utilizar capítulo

Si $Kl/r > 25$ entonces: E

$K \cdot l/r=$	3.46
K=	1
$l = t_{placa} =$	1/2
$r = \sqrt{I/A}$	0.126
$I = 1/12 \cdot b \cdot h^3$	0.063
$A = b \cdot h =$	3.9375
b=Ancho propuesto placa=	9
h= t _{placa} =	1/2
Conclusión:	$P_n = F_y \cdot A_g$
$\phi \cdot P_n = \phi \cdot F_y \cdot A_g =$	127.575
$\phi =$	0.9

Fy= 36
 Ag= 3.9375

Capacidad a corte de placa= 127.575

Demanda de brace a
 compresión= 20.56

Placa resiste
 Conclusión:**compresión**

Demanda/Capacidad= 0.161170682

DISEÑO DE SOLDADURA DE PLACA DE CONEXIÓN A
 MONTANTE O CANTONERA:

$\phi R_n = \phi \cdot 0.6 \cdot F_{exx} \cdot \sqrt{2} / (2 \cdot 16) \cdot D \cdot L = 1.392 \cdot D \cdot L$ 125.03 Kips
 $\phi =$ 0.75
 Tipo de eletrodo=FEXX= 70 ksi
 D=Dimensión de filete final= 3 /16 de pulgada
 $D_{min} = T_{max} / (1.392 \cdot L \text{ soldadura}) =$ 2.05 /16 de pulgada
 $T_{max} =$ 113.94 kips
 L=longitud mínima de soldadura
 (1 lado de placa)= 19.96 in
 507 mm

(se tomara soldadura a cada lado de placa)

D/C= 91.13%

Conclusión: Soldadura resiste Tensión actuante

DISEÑO DE SOLDADURA DE PLACA DE CONEXIÓN A MONTANTE O CANTONERA DETALLE 9, 15:

$\phi R_n = \phi \cdot 0.6 \cdot F_{exx} \cdot \sqrt{2} / (2 \cdot 16) \cdot D \cdot L = 1.392 \cdot D \cdot L$

$\phi = 0.75$

Tipo de eletrodo=FEXX= 70 ksi

D=Dimensión de filete final= 3 /16 de pulgada

$D_{min} = T_{max} / (1.392 \cdot L \text{ soldadura}) = 2.10$ /16 de pulgada

$T_{max} = 113.94$ kips

L=longitud mínima de soldadura (1 lado de placa)= 19.50 in

495.4 mm

(se tomara soldadura a cada lado de placa)

D/C= 93.26%

Conclusión: Soldadura resiste Tensión actuante

Revisión de braces elemento 6 bajo códigos AISC ASD89:

Revisión angular según ASD89

Revisión de angular a Tensión:

TRAMO 1

ELEMENTO:	6	ANGULAR =	L3X3X3
Longitud=	5.15529	m=	
	16.91	pies=	202.91 in
Sección=			
Ancho=	76.2	mm=	3.00 in
Alto=	76.2	mm=	3.00 in
Espesor=	9.525	mm=	0.38 in
Área gruesa brace:	1361.2876	mm ² =	
	13.61	cm ² =	2.11 in²
E=	29000000	lbs/pug ² =	29000.00 Ksi

Acero A36 PARA ANGULARES

Fy=	36000.00	lbs/pug ² =	36	KSI
Fu=	58000.00	lbs/pug ² =	58	KSI

Acero A500 Grado B PARA MONTANTES O
CANTONERAS

Fy=	42000.00	lbs/pug ² =	42	KSI
Fu=	58000.00	lbs/pug ² =	58	KSI

Pernos A325N

Diámetro= 1 in
 Cantidad 1
 Elemento: 6
 Ta= 3278.67kg=
 7213.074lbs=
 7.21 kips

Tensión permisible Área gruesa (Sección D1 ASD89):

Tpermisible= $FCU \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_g$ = 60.62 Kips
 Fy= 36.00 ksi
 FCU= 1.33 Sección A5 AISC89
 Ag= 2.11 in
 D/C= 11.90%

Conclusión: Chequea por Tensión en ÁREA GRUESA

Tensión permisible en ÁREA NETA (sección D1 ASD89)

Tpermisible= $FCU \cdot 0.5 \cdot F_u \cdot A_e$ = 49.51 Kips
 Fu= 58 ksi
 FCU= 1.33 Sección A5 ASD89
 Ae=U*An 1.28 in²
 An=Ag-Apernos= 1.71 in²

U= 0.75 Sección B2 ASD89

D/C= 14.57%

Conclusión: Chequea por Tensión en ÁREA
NETA

Revisión a compresión del Angular (Sección E2 ASD89)

b/t= 8

Límite b/t (no compacto)= $95/\sqrt{f_y}$ = 15.83

Conclusión: Dentro límite de sección no compacta

$76/\sqrt{f_y}$ = 11.73

Conclusión: Q=1

KL/r= 111.49

$r_x=r_y$ = 0.91

$C_c = \sqrt{(2 \cdot \pi^2 \cdot E / F_y)}$ = 116.75

Conclusión: usar ecuación E2-1 para F_a

$F_a = F_{CU} \cdot \left\{ \left[1 - \frac{(KL/r)^2 / (2 \cdot C_c^2) \cdot F_y}{5/3 + 3 \cdot (KL/r) / (8 \cdot C_c)} \right] - (KL/r)^3 / (8 \cdot C_c^3) \right\}$ = 13.59

FCU= 1.33

D/C= 0.53

Conclusión: Elemento resiste Compresión actuante, O.K.

Elemento	6	DATOS	L 3x3x3/8	
alto angular=	76.2	mm=	3.00	i n
espesor angular=	9.525	mm=	0.38	i n
Fy=	36	Ksi		
Fu=	58	Ksi		
Longitud=	16.91	pies		
Ta=	7.21	kips	(de análisis estructural y ya con combinaciones de cargas)	
Pernos	A325N			
Diámetro=	1	in		
Cantidad	1			
Placa de conexión:				
Espesor=	0.50	in		
Material=				
Fy=	36	ksi		
Fu=	58	Ksi		

Paso 1 **Revisión de la capacidad en tensión de la sección (D1 AISC ASD89):**

Fluencia en el área gruesa:

$F_t = .6 * f_y =$ 21.6 ksi

$$T_{perm} = A_g \cdot F_t = 45.56 \text{ kips}$$

$$A_g = 2.11 \text{ in}^2$$

$$D/C = 16\%$$

Conclusión: **Sección OK por fluencia en A_g**

Ruptura en el área neta:

$$F_t = 0.5 \cdot F_u = 29 \text{ ksi}$$

$$A_e = U \cdot A_n = 1.28 \text{ in}^2$$

$$U = 1 - X_{cent}/L = 0.75 \quad \text{Sección B3 del AISC ASD} \\ 89$$

$$A_n = A_g - A_{agujero} = 1.71$$

$$A_{agujero} = 0.40 \text{ in}^2$$

$$T_{perm} = A_e \cdot F_t = 37.21 \text{ kips}$$

$$D/C = 19\% =$$

Conclusión: **Sección OK por ruptura en área neta o efectiva**

$$\text{Capacidad en tensión} = 37.21 \text{ kips}$$

Ruptura del bloque de corte en el angular

$$\text{sección J4} \quad T_a = 0.3 \cdot F_u \cdot A_{nv} + 0.5 \cdot F_u \cdot A_{nt} = 8.70 \text{ kips}$$

$$A_{nv} = A_g - A_{pernos} = 0.19 \text{ in}^2$$

$$A_g = t \cdot L_e = 0.56 \text{ in}^2$$

$$t = 0.38 \text{ in}$$

Leh=	1.5	1.5 veces diámetro perno
Apernos=	0.38	in²
Ant=Agt-Apernos	0.19	in ²
Agt=t*Lev=	0.56	in ²
t=	0.38	in
Lev=	1.50	1.5 veces diámetro perno
Apernos=	0.38	in²

Capacidad en tensión=	8.70	
D/C=	83%ok	
Conclusión	ruptura bloque corte OK	

Paso 2

Capacidad de los pernos

Fv=	21	Ksi (Tabla J3-3 ASD89)
Ab=	0.79	in ²
Va=Fv*Ab=	16.49	Kips
Relación D/C=	44%	RESPECTO A Ta=
Conclusión	Resiste corte el perno	

Paso 3

Ruptura en la placa

Fp=Le*Fu/(2d)≤1.2*Fu		
=	43.5	Ksi (sección J3-3 ASD89)
Le=1.5*d=	1.5	in
d=	1	in
Le*Fu/(2d)=	43.5	ksi

$$1.2 \cdot F_u = 69.6 \text{ ksi}$$

$$T_a = A_p \cdot F_p = 23.11 \text{ Kips}$$

$$A_p = 0.53 \text{ in}^2$$

$$t_{\text{placa}} = 0.50 \text{ in}$$

$$\phi_{\text{agujero}} = 1.06 \text{ in}$$

$$D/C = 31\%$$

Paso 4

Bloque de corte en la placa

$$T_a = 0.3 \cdot F_u \cdot A_{nv} + 1.5 \cdot F_u \cdot A_{nt} = 17.40 \text{ Kips}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - A_{pernos} = 0.38 \text{ in}^2$$

$$A_{gv} = t \cdot L_{eh} = 0.75 \text{ in}^2$$

$$t = 0.50 \text{ in}$$

$$L_{eh} = 1.5 \text{ in}$$

$$A_{nt} = A_{gt} - A_{pernos} = 0.38 \text{ in}^2$$

$$A_{gt} = t \cdot L_{ev} = 0.75 \text{ in}^2$$

$$t = 0.5 \text{ in}$$

$$L_{ev} = 1.5 \text{ in}$$

$$\text{Capacidad en tensión} = 17.40 \text{ Kips}$$

$$\text{Relación D/C} = 41\%$$

Capacidad del Angular y su Placa de Conexión

Elemento	T max (kips)	
Angular	8.70	kips
Perno	16.49	kips
Placa de conexión	17.40	kips
T máximo=	8.70	kips
Relación D/C=	83%	=

Diseño de la soldadura entre placa y la columna de soporte

Electrodo	E70	
FEXX=	70	ksi
Fa=.3*FEXX=	21	ksi
Tmax= A*Fa=	11.14	kips (doble filete)
A=.707*D*L=	0.27	in ²
D=(dimensión del filete)=	0.1875	in (Tabla J2-4 ASD89)
L=(long mínima soldadura)=	2	in (ambos lados de placa)
D/C=	78%	
CONCLUSIÓN:	SOLDADURA OK	

Revisión de montantes o cantoneras elemento 121 utilizando código AISC360-10 y código AISC341-10:

**REVISIÓN DE CAPACIDAD DE MONTANTE O
CANTONERA TRAMO 1**

Nombre=	HSS6X0.25		
ELEMENTO=	121	(análisis SAP)	
Fy=	42	Ksi	
Fu=	58	Ksi	
Longitud=	6.01084	m=	
	19.72	pies=	236.59 in
Diam Ext=	6.000	in	
espesor=	0.250	in	
Ag=	4.22	in ²	
rx=	2.04	in	
E=	29000.00	KSI	
Z=	7.75	in ³	

**REVISIÓN DISEÑO POR COMPRESIÓN EN EL MONTANTE O
CANTONERA: CAPÍTULO E AISC 2010**

P a analizar en elemento=	25486.92	kg=	
	56122.20	lbs=	56.12 kips
KL/r=	38.66		
L=	78.86	in	
r=	2.04	in	
Conclusión:	KL/r es menor de 150 O.K		

Revisión de compacidad de la sección:

$$\text{HSS Circular} = .044 * E / f_y = 30.38$$

$$D/t = 25.8$$

$$(D/t)_{\text{max}} = 0.07 * E / f_y = 48.33 \quad D/t < (D/t)_{\text{max}}, \text{ O.K}$$

Conclusión: **Sección sísmicamente compacta**

$$4.71 * V (E / F_y) = 123.76$$

$$E = 29000 \quad \text{KSI}$$

$$F_y = 42 \quad \text{KSI}$$

Conclusión: **usar E3-2 con $F_{cr} = [0.658^{(F_y / F_e)}] * F_y$**

$$F_e = \pi^2 * E / (k l / r)^2 = 191.52 \quad \text{Kips}$$

$$F_{cr} = 38.32 \quad \text{Kips}$$

$$\phi = 0.9$$

$$\phi P_n = \phi F_{cr} * A_g = 145.53 \quad \text{Kips}$$

$$D/C = 38.56\%$$

Conclusión: **sección resiste compresión**

REVISIÓN DISEÑO POR TENSIÓN EN EL MONTANTE O CANTONERA: CAPÍTULO D AISC 2010

$$P \text{ a analizar en elemento} = 25486.92 \quad \text{kg}$$

$$56122.1978$$

$$4 \text{ lbs} =$$

$$56.12 \quad \text{Kips}$$

Fluencia en el ÁREA

GRUESA

$$\phi P_n = \phi * F_y * A_g = 159.52 \text{ kips}$$

$$\phi = 0.9$$

$$F_y = 42$$

$$A_g = 4.22$$

Ruptura en el ÁREA NETA:

$$\phi P_n = \phi * F_u * A_e = 183.57 \text{ kips}$$

$$\phi = 0.75$$

$$F_u = 58 \text{ ksi}$$

$$A_e = U * A_n = 4.22$$

$$U = 1 \quad \text{Tabla D3-1 AISC 2010 caso 3}$$

$$A_n = A_g = 4.22 \text{ in}^2$$

$$\text{Capacidad menor a tensión} = 159.52 \text{ Kips}$$

$$D/C = 35.18\%$$

Conclusión: **Sección O.K. a Tensión**

ESPESOR DE LA PLACA DE UNION:

$$t_f \geq \sqrt{\frac{2 * N_i * Y_m}{f_y * \pi * f_3}} \quad 10.17 \quad \text{mm}$$

$$N_i = \text{Fuerza de tensión en el miembro (Newton)} = 25486.92 \text{ kg}$$

$$Y_m = \text{factor parcial de seguridad} = 1.1$$

fyp=esfuerzo fluencia de placa=	36000lb/pulg2=	249942.6	Newton
$(d1-t1)/(d1-t1+2*e1)=$	0.676		
			Newton/m
f3 (de imagen 24)=	6.800	248.73	m ²
d1=	6.000	pulg=	152.40 mm
ti =	0.250	pulg=	6.35 mm
e1 (tabla XVII)=	35	mm	
e2 (tabla XVII)=	35	mm	
tf recomendado (tabla XVII)=	20.000	mm=	0.79 pulg

Conclusión: Usar tf recomendado de Tabla XVII

Area para Numero de pernos

$$n: n \geq N_i \left\{ 1 - \frac{1}{f_3 + 1/[f_3 \ln(r_1/r_2)]} \right\} \cdot Y_m / (0.67 \cdot T_u) = 688.125534 \text{ mm}^2$$

$$r_1 = (d_1/2 + 2 \cdot e_1) = 146.2 \text{ mm}$$

$$r_2 = (d_1/2 + e_1) = 111.2 \text{ mm}$$

Tu (perno A325)=	120000	lb/pulg2=	829.11	Newton/m
				m ²

Revisión Prying Action:

D máxima= 2 x Diámetro perno =

1.5	in=	38.1	mm
-----	-----	------	----

e1 utilizada=	35	mm
---------------	----	----

Conclusión: No causa Prying Action

Dimensiones finales de placa de conexión:

Espesor= **20** mm= 0.79 pulg

No. De pernos= **4**

Diámetro de pernos= **3/4** pulgada

Revisión de montantes o cantoneras elemento 121 utilizando código AISC ASD89:

Revisión Columna según ASD89

TRAMO 1

ELEMENTO: 121 HSS = **HSS6X0.2**
50

Longitud= 6.01084 m=

19.72 pies= **236.59 in**

Sección=

Diam Ext= 6in

espesor= 0.25in

Ag= 4.22in²

rx= 2.04in

E= 29000KSI

Z= 7.75in³

E= 29000000 lbs/pug²= **29000.00 Ksi**

Acero A36 PARA ANGULARES

Fy= 36000.00 lbs/pug²= **36** KSI

Fu= 58000.00 lbs/pug²= **58** KSI

Acero A500 Grado B PARA MONTANTES O
CANTONERAS

Fy= 42000.00 lbs/pug²= **42** KSI

Fu= 58000.00 lbs/pug²= **58** KSI

Elemento: 121

Ta= 16600.2 kg=

36520.44 lbs=

36.52 kips

Tensión permisible Área gruesa (Sección D1 ASD89):

Tpermisible= FCU*0.6*Fy*Ag= 141.44 Kips

Fy= 42.00 ksi

FCU= 1.33 Sección A5 AISC89

Ag= 4.22 in

D/C= 25.82%

Conclusión: Chequea por Tensión en Área
gruesa

Tensión permisible en Área neta (sección D1 ASD89)

$T_{\text{permisible}} = FCU * 0.5 * F_u * A_e =$	162.77	Kips
$F_u =$	58	ksi
$FCU =$	1.33	Sección A5 ASD89
$A_e = A_g$	4.22	in ²
$D/C =$	22.44%	

Conclusión: Chequea por Tensión en Área neta

Revisión a compresión de elemento HSS (Sección E2 ASD89)

$D/t =$	25.8
$KL/r =$	38.66
$r_x = r_y =$	2.04
$C_c = \sqrt{(2 * \pi^2 * E / F_y)} =$	116.75

Conclusión: Usar ecuación E2-1 para F_a

$$F_a = FCU * \left\{ \left[1 - \frac{(KL/r)^2 / (2 * C_c^2) * F_y}{\{5/3 + 3 * (KL/r) / (8 * C_c) - (KL/r)^3 / (8 * C_c^3)\}} \right] * F_y \right\} = 88.67$$

$FCU =$	1.33
$D/C =$	41%

Conclusión: Elemento resiste Compresión actuante, O.K.

El método de revisión de varios elementos principales de diferentes tramos de la torre autosoportada, para revisar si cumplen con el código AISC 360-10 y provisiones sísmicas del código AISC 341-10 se presentan en el apéndice 3 para los elementos 14, 69, 162,43 y 79.

- b) Diseño de fundación, revisión de pernos de anclaje y diseño de placa basal sección inicial HSS.

Del análisis estructural de SAP2000, se obtienen las reacciones basales como reacciones producidas en la base de cada pata de la torre para definir los esfuerzos inducidos hacia el suelo, que servirán para el diseño del concreto reforzado y parámetros de diseño de pernos de anclaje y placa de acero del montante inicial de la torre.

Las reacciones basales obtenidas son las siguientes:

Descripción	Vx	Vy	P tensión	P compresión
CM	3472	319.92	3292.57	0
Viento	3100	934.64	16882.36	16882.36
Sismo Dinam. X	3081.46	1281.77	20173.4	0
Sismo Dinam. Y	1281.77	3820.74	23294.23	0
	3472	3820.74		

Max V=	3820.74	kg
Max T=	23294.23	kg
Max C=	16882.36	kg

Revisión de Pernos de Anclaje de fundación de torre autoportada:

Tipo perno:	Astm F 1554	
Grado perno= $F_y=F_{ya}$ =	55	KSI
F_u perno=	75	KSI
Diámetro perno=	1	in
Longitud de perno=	70.85	in=
	1.8	mts
Cantidad de pernos por pata= n=	8	u
Cantidad de pernos en sentido X=	2	
Cantidad de pernos en sentido Y=	3	
Valores máximos de Fuerzas basales (cargas de trabajo):		
T=	23294.23	kg=
	51.25	kips
C=	16882.36	kg=
	37.14	kips
V=	3820.74	kg=
	8.41	kips
Esfuerzo a tensión ultimo= $1.6 \cdot T$ =	82.00	kips
Esfuerzo a corte ultimo= $1.6 \cdot V$ =	13.45	kips
f'_c =	4	Ksi

$F_{nt}=0.75*F_u=$	56.25	Ksi
$F_{nv}=0.45*F_u=$	33.75	Ksi

Revisión de requerimientos generales de pernos:

SECCIÓN D5 REQUERIMIENTOS DE PERNOS A TENSION ACI 318-08

D.5.1.2. Resistencia a la tensión de pernos de anclaje:

$\phi N_{sa} = \phi * n * A_{se,N} * f_{uta} =$	379.80	kips
$\phi_{tension} =$	0.75	
$n =$	8	u
$A_{se,N} =$	0.61	in ²
$n_t(\text{roscas por pulgada}) =$	8	threads
$f_{uta} = \text{menor valor de } 1.9 * f_{ya} \text{ y}$	104.50	ksi
$1.9 * f_{ya} =$	104.50	ksi
valor segundo a evaluar $f_{uta} =$	125	ksi

Conclusión: **Pernos de anclaje resisten tensión**

D.5.2.1. Rompimiento del concreto para pernos en tensión

$\phi N_{cbg} = \phi * (A_{nc}/A_{nco}) * \psi_{ec,N} * \psi_{ed,N} * \psi_{c,N} * \psi_{cp,N} * N_b =$	883.47	Kips
---	--------	------

Ncbg=	1177.96	Kips
Ancho propuesto del pedestal=	0.9	m=
	35.424	in
ϕ tensión=	0.75	
hef pernos=	70.85	in
1.5*hef pernos=	106.272	in

Conclusión para hef:

hef debe utilizar el mayor valor de ca max/1.5 o 1/3 del espaciamiento entre los pernos del grupo de pernos analizados

Ca max=	15.31	in
Ca1=	15.31	in
Ca2=	13.50	in
Ca max/3=	5.10	in
S entre pernos=	6.18	in
hef=	6.18	in
Anc=(ca1+s1+1.5*hef)*(ca2+s2+1.5*hef)=	890.50	in ²
Anco=9* hef²=	343.55	in ²
n*Anco=	2748.38	

Conclusión para el valor de Anc:

Utilizar valor de Anc

Anc a tomar=	890.50	in ²
$\Psi_{ec,N} = 1/(1+2*e'N/3h ef)=$	0.90	O.K.
Nota: $\Psi_{ec,N} \leq 1$		
ca min=	13.50	in

$1.5 \cdot h_{ef} =$	9.27	in
Conclusión: $\Psi_{ed,N} =$	1	
$e'N =$	1	
	Todos los pernos trabajan a tracción	
$\Psi_{cn} =$	1.25	
	Pernos dentro de fundación sin agrietamiento	
$\Psi_{cp,N} =$	0.55	
Considerando que desplazamiento controlan los anclajes:		
Toma $CAC = 4 \cdot h_{ef} =$	24.71	in
Conclusión para $\Psi_{cp,N}$:	Tomar ca min/cac	
$N_b =$	737.14	kips
		Numeral 8.6.1 ACI 318-8
$\lambda =$ para concreto normal =	1	
$f'_c =$	4	
$K_c =$	24	
Conclusión:	Pernos resisten tensión	

D.5.3.1 Resistencia a la extracción de pernos de anclaje

ϕN_{pn} (por un perno) =	22.81	kips
ϕN_{pn} (por ocho pernos) =	182.46	kips

ϕ tensión=	0.75	
$N_p=8 \cdot A_{brg} \cdot f'_c$ =	30.41	kips
A_{brg} =diámetro perno +contratuerca=	0.95	in ²
A_b = Area de una varilla=	0.7854	in ²
$\Psi_{c,p}$ =	1	considerado crítico
$\Psi_{c,p}$ no agrietamiento del concreto por cargas de servicio=	1.4	
$\Psi_{c,p}$ agrietamiento del concreto por cargas de servicio=	1	

Conclusión= **Pernos resisten tensión**

D.5.4. Rompimiento lateral de concreto por pernos de anclaje sujetos a tensión

hef pernos=	70.85	in
ca1=	15.31	in
2.5*ca1=	38.29	in
$N_{sb}=160 \cdot Ca1 \cdot R_{AIZ}(A_{brg}) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$	151.07	kips
3*ca1=	45.94	
Ca2=	13.50	
ca2/ca1=	0.88	No aplicar factor
ϕ =	0.75	
λ para concreto normal=	1	
6*ca1=	91.89	in

s= espaciamiento entre pernos=	4.73	in
obtener valor de $\phi[1+s/(6*ca1)]*Nsb=$	119.14	Kips

Conclusión: **Pernos resisten tensión**

SECCIÓN D.6. REQUERIMIENTOS DE PERNOS A CORTE ACI 318-08

D.6.1. Resistencia del perno de anclaje a corte

$V_{sa} = \phi_v * n * A_{se,v} * f_{uta} * \text{factor grout} =$	263.33	kips
$\phi_v =$	0.65	
n=	8	
$A_{se,v} =$	0.61	in ²
futa final=	104.5	ksi
futa= 1.9*fya=	104.5	ksi
futa= 125000 psi=	125	ksi
Factor por uso de grout=	0.8	

Conclusión: **Pernos resisten corte**

D.6.2. Rompimiento del concreto por pernos de anclaje

$\phi V_{cbg} =$	137.70	kips
$\phi_v =$	0.65	

$\Psi_{ec,v} \leq 1$	1	O.K.
$e'v$ (no excentricidad) =	0	
ca1=	15.31	in
ca2=	13.50	in
$\Psi_{ed,v}$ =	0.88	
1.5*ca1=	22.97	in
Conclusión:	$ed,v=0.7+0.3*ca2/(1.5*ca1)$	
$\Psi_{c,v}$ =	1.4	
$\Psi_{h,v}$ =	1	
ha=	63.76	in
1.5*ca1=	22.97	
Conclusión:	Tomar valor de 1 para h,v	
Vb=	62.21	ksi
le=hef=	70.85	in
da= diámetro perno=	1	in
λ = concreto normal=	1	
Avc=	2929.44	in ²
$n*Avco$ =	8442.86	in ²
Avc a tomar=	2929.44	
s entre pernos= s1=	4.73	in
3*ca1=	45.94	in
Conclusión:	$Avc=2*(1.5*ca1)*ha$	

$A_{vco} = 4.5 \cdot ca_1^2 =$	1055.36	in ²
--------------------------------	---------	-----------------

Conclusión:	Pernos resisten corte
-------------	------------------------------

D.6.3. Pryout strenght (resistencia a la extracción por corte)

$\phi V_{cpg} = \phi v \cdot K_{cp} \cdot N_{cbg}$	1531.35	kip
--	----------------	-----

hef pernos=	70.85	
-------------	-------	--

$\phi v =$	0.65	
------------	------	--

$k_{cp} =$	2	
------------	---	--

$N_{cbg} =$	1177.96	kip
-------------	---------	-----

Resustados de resistencia de pernos a tensión

D.5.1.2. Resistencia a la tensión de pernos de anclaje:	379.80	kip
--	--------	-----

D.5.2.1. Rompimiento del concreto para pernos en tensión	883.47	kip
---	--------	-----

D.5.3.1 Resistencia a la extracción de pernos de anclaje	182.46	kip
---	--------	-----

D.5.4. Rompimiento lateral de concreto por pernos de anclaje sujetos a tensión	119.14	kip
---	--------	-----

Factor por zona sísmica=	0.75	
--------------------------	------	--

ϕN_n mínimo=	119.14	kip
--------------------	--------	-----

$\phi N_n =$	89.35	kip
--------------------------------	--------------	-----

Conclusión:	Pernos resisten
-------------	------------------------

tensión

Resustados de resistencia de pernos a corte

D.6.1. Resistencia del perno de anclaje a corte	263.33	kips
D.6.2. Rompimiento del concreto por pernos de anclaje	137.70	kips
D.6.3. Pryout strenght (resistencia a la extracción por corte)	1531.35	kips
Factor por zona sísmica=	0.75	
ϕV_n mínimo=	137.70	kips
ϕN_v=	103.28	kips

Pernos resisten corte

Conclusión:

Esfuerzo completo en tensión es permitido

D.7.1. Comprobación $V_u \leq 0.2\phi V_n$

V_u = 13.45

$0.2*\phi*V_n$ = 20.66

Usar D.7.3. Ecuación de interacción

D.7.2. Comprobación $N_u \leq 0.2\phi N_n$

N_u = 82.00

$0.2*\phi*N_n$ = 17.87

Pernos cumplen interacción de tensión y corte y se aceptan finalmente

D.7.3. Comprobar que $N_u/\phi N_n + V_u/\phi V_n \leq 1.2$

$$N_{ua}/\phi N_n + V_{ua}/\phi V_n \leq 1.2$$

$$N_{ua}/\phi N_n = 0.92$$

$$V_{ua}/\phi V_n = 0.13$$

$$N_{ua}/\phi N_n + V_{ua}/\phi V_n = 1.05$$

REVISIÓN DE PLACA BASAL

Datos placa base

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$F_u = 58 \text{ ksi}$$

$$t \text{ propuesto} = 0.38 \text{ in} = 3/8$$

$$9.53 \text{ mm}$$

$$\text{Ancho placa propuesto} = 16.00 \text{ in}$$

$$\text{Largo placa propuesto} = 16.00$$

$$D_{\text{columna o pipe}} = 6.00 \text{ in}$$

$$152.4 \text{ mm}$$

Datos pedestal

$$f'_c = 4 \text{ ksi}$$

$$282 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c \text{ (grout)} = 4 \text{ ksi}$$

$$282 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Ancho propuesto pedestal} = 35.424 \text{ in}$$

	0.9m	
D=diámetro del pipe=	6.00	in
P _{trabajo a compresión} (kg)=	16882.36	kg
P _{trabajo a compresión} (kips)=	37.14	Kips
P _u =1.2*D=	44.57	Kips

CALCULAR ÁREA DE LA PLACA DE MONTANTE BASE

Dimensiones propuestas:

N _{min} ≥Diámetro pipe+2*d _{min a rostro placa} =	12.00	in
dist min a rostro placa desde pipe=	3	in
B _{min} ≥Diámetro pipe+2*d _{min a rostro placa} =	9.00	in
d _{min a rostro placa} =	3	in
N=B=lado de placa final propuesto=	12	in
Área placa propuesta=	115.72	in ²
Area vacío por pipe=	28.26	in ²

Dimensiones mínimas:

A _{min} =P _u / (φ _c *0.85* f'c Pedestal) =	20.17	in ²
P _u =	44.57	kips
φ _c =	0.65	
f'c concreto de pedestal=	4.00	ksi
N=B=√A _{min} =	4.49	in

$A_{min}=N*b=$	20.17 in ²
Conclusión:	Utilizar Área placa propuesta
Revisión de resistencia de concreto de pedestal	SECCIÓN J8-2 AISC 2010
$\phi_c=$	0.65
Área placa Base= A1	115.721708 7 in ²
Área placa del pedestal= A2=	1254.85977 6 in ²
$\phi_c P_p=$	No chequea resistencia concreto de pedestal
$\phi_c * 0.85 * f'_c * A_1 * V(A_2/A_1)=$	842.17 kips
$1.7 * f'_c * A_1=$	786.91 kips
Conclusión	No cumple con resistencia de concreto, AUMENTAR ÁREA DE PLACA
PROPUESTA DE NUEVA ÁREA DE PLACA:	
N=B= ancho placa pedestal=	18 in
Área placa propuesta=	295.74 in ²
Revisión de resistencia de concreto de pedestal	SECCIÓN J8-2 AISC 2010
$\phi_c=$	0.65

Área placa Base= A1	295.74	in ²
Área del pedestal= A2=	1254.85977	6 in ²
$\phi_c P_p$ =	1346.31	
$\phi_c * 0.85 * f'_c * A_1 * \sqrt{A_2/A_1}$ =	1346.31	kips
$1.7 * f'_c * A_1$ =	2011.03	kips
Conclusión	$1.7 * f'_c * A_1 > 0.85 * f'_c * A_1 * \sqrt{A_2/A_1}$=OK	

Determinación de espesor de placa:

$m=n=\text{lado crítico} = (N - 0.80D)/2$ =	6.60	in
$n' = (\sqrt{D^2})/4$ =	1.50	in
$X = (4 * D^2 * P_u) / ((2 * D)^2 * \phi_c P_p)$ =	0.03	in
$\lambda = (2\sqrt{X}) / (1 + \sqrt{1-X}) \leq 1$	0.18	O.K
$\lambda * n'$ =	0.28	in
$l = \max(m, n, \lambda n)$ =	6.60	in
$f_{pu} = P_u / (\text{Área placa propuesta})$ =	0.15	kips/in ²
$\phi_b = 0.90$	0.9	
$t_p(\text{min}) = l * \sqrt{(2 f_{pu}) / (\phi_b F_y)}$ =	0.64	in
Usar espesor de placa=	3/4	in

Dimensiones finales de placa (ver detalles en apéndice 4):

Ancho= 18 in

Largo= 18 in
espesor= 3/4 in

Por ser una fundación típica normalmente desarrollada en este tipo de estructuras, se procede al desarrollo de un ejemplo con zapata cuadrada aislada interconectada, por medio de vigas conectoras de acuerdo con lo explicado en el capítulo 6, en donde se realiza la revisión de pernos de anclaje, diseño de placa basal de anclaje de montante a pedestal de concreto y diseño de fundación de concreto reforzado.

Diseño fundación tipo Zapata aislada cuadrada con vigas conectoras

Datos:

Densidad del suelo natural=	0	ton/m3
Densidad del relleno con selecto=	1.6	ton/m3
Densidad del concreto=	2.4	ton/m3
Valor soporte del suelo=	10	ton/m2
Factor por viento=	1.33	ton/m2
Valor soporte por viento=	13.3	ton/m2
Resistencia del concreto, f'c=	250	kg/cm2=
	3548.38	lb/pulg2
Fy acero longitudinal=	4220	kg/cm2
	59896.65	lb/pulg2
Fy estribos=	2810	kg/cm2

	39883.79	lb/pulg ²
Pre dimensionamiento:		
Ancho de la zapata (Bz)=	3.5	m=
	137.76	in
Chaflán de la zapata (A)=	0.15	m=
	5.904	in
Ancho de la columna=	0.9	m=
	35.424	in
Alto de la columna=	2	m=
	78.72	in
Alto de la zapata (D) =	0.5	m=
	19.68	in
Recubrimiento inferior para zapata=	0.08	m=
	3.1488	in
Peralte zapata=	0.42	m=
	16.53	in
Angulo de arrancamiento α =	30	grados
Cargas del diseño Estructural:		
Tensión máxima=	23.29423	Ton=
	51.25	kips
Compresión máxima=	16.88236	Ton=
	37.14	kips
Corte máximo=	3.82074	Ton=

8.41 kips

Chequeo de estabilidad:

Peso del concreto= 18.59 Ton

Volumen de concreto= 7.75 m³

Peso del suelo= 76.16 Ton

Volumen suelo= 47.60 m³

Volumen del cono en punta= $\pi \cdot r^2 \cdot h / 3 =$ 12.44 m³

$h = (Bz/2) / \tan \alpha =$ 3.29 m

$r = (Bz + \text{chaflan}^2) / 2$ 1.9 m

Volumen del cono mayor= $\pi \cdot R^2 \cdot (h+h2) / 3 =$ 67.79 m

$B = ((h+h2) \cdot bz) / h$ 6.69 m

$R = B/2 =$ 3.34 m

$h2 = h \text{ pedestal} + h \text{ peralte losa} =$ 2.5 m

Chequeos por arrancamiento o extracción de fundación

Requiere cumplimiento de las dos literales:

a) $W_{\text{suelo}}/2 + W_{\text{concreto}}/1.25 > \text{Tensión}$ **Cumple chequeo a)**

$W_{\text{suelo}}/2 =$ 38.08

$W_{\text{concreto}}/1.25 =$ 9.29

$W_{\text{suelo}}/2 + W_{\text{concreto}}/1.25 =$ **47.37**

b) $(W_{\text{suelo}} + W_{\text{concreto}})/1.5 > \text{Tensión}$ **Cumple chequeo b)**

$W_{\text{suelo}}=$	76.16
$W_{\text{concreto}}=$	18.59
$(W_{\text{suelo}} + W_{\text{concreto}})/1.5$	63.17

Revisión de presiones en el suelo:

$P_{\text{max}}=$	16.88	ton=
	37.141192	kips
$M_{\text{max}}=$	9.55	ton-m
	827.1137952	kips-in
Area zapata=	12.25	m ²
$S=1/6*B^3$	7.15	m ³
$P/A+Mx/S$	2.71	Ton/m ²
$P/A-Mx/S$	0.04	Ton/m ²

Presiones sobre suelo son menores a valor soporte por Viento: O.K.

Conclusión:

Compresión total hacia suelo:

$P_{\text{suelo}}+P_{\text{concreto}}+\text{Compresion}=$	111.63	ton=
	245589.9426	pounds
Azapata=	12.25	m ² =
	18977.8176	in ²
$Esf_1= \text{Esfuerzo inducido en el suelo}$	9.11	Ton/m ² =

	12.94	psi
Compresión total hacia parte superior zapata:		
Psuelo+Pconcreto=	94.75	ton=
	208448.7506	pounds
Azapata=	12.25	m ² =
	18977.8176	in ²
Esf2 = Esfuerzo hacia abajo de zapata:	7.73	Ton/m ² =
	10.98	psi
Chequeo por corte normal y corte punzonante en zapata		
Peralte zapata (d)=	0.42	m=
	16.53	in
Longitud en voladizo de zapata (L)= bw =	1.3	m=
	51.168	in
Ancho punzonante (Anchop)=	1.32	m=
	51.96	in
Area Punzonante (Areap)=	1.7424	m ² =
	2699.34	in ²
Vu (Corte flexionante ultimo a Rostro)=Factor por viento*Esf1*Areap	21.12	Ton=
	46.46	Kips
Corte Punzonante actuante (Ctotal-Esf1*Apunzonante)*1.33=	127.35	Ton=
	280.18	Kips

Cálculo de Vc mínimo (sección
11.11.2.1. ACI 318-08)

$$a) \phi V_c = (2 + 4/\beta) * \lambda * V(f'c) * b_o * d \quad \mathbf{920.92} \quad \text{kips}$$

β = relación lado largo/lado corto de
columna =

1

λ (concreto de peso normal 8.6.1. ACI
318-08) =

1

$$b_o = 4 * (\text{ancho columna} + \text{peralte zapata}) \quad 207.82 \quad \text{pulg}$$

$$\phi_v = \quad 0.75$$

$$b) \phi V_c = \phi * ((\alpha_s * d) / b_o + 2) * \lambda * V(f'c) * b_o * d = \quad \mathbf{795.34} \quad \text{kips}$$

$$\alpha_s = \text{Columna interior} = \quad 40$$

$$c) \phi V_c = 4 * \lambda * V(f'c) * b_o * d = \quad \mathbf{613.95} \quad \text{kips}$$

$$\phi V_c \text{ a tomar} = \quad \mathbf{613.95} \quad \text{kips}$$

**Zapata resiste corte actuante,
O.K.**

Conclusión:

Diseño de refuerzo de Zapata:

CAMA INFERIOR

$$A_{smin} = 3 * V(f'c) * b_w * d / f_y = \quad 2.52 \quad \text{in}^2$$

$$A_{smin} = 200 * b_w * d / f_y = \quad 2.82 \quad \text{in}^2$$

$$\mathbf{A_{smin} \text{ a tomar} = \quad 2.82 \quad \text{in}^2}$$

$$\phi M_{\text{resistente de } A_{smin}} = \phi b * A_s * f_y * (d - a/2) = \quad 2485.98 \quad \text{kips-in}$$

$$\phi_b = \quad 0.9$$

$a=As*fy/(0.85*f'c*b) =$	0.407155809	
Multimo parte inferior zapata= $Esf1*bw^2/2*Bz=$	2333.75	kips-in
Conclusión:	Reforzar con Asmin	
Barra de acero propuesta=	6	
As barra propuesta=	0.4418	in^2=
	2.85	cm^2
espaciamiento=	6	in=
	16	cms
CAMA SUPERIOR		
Astemp (Sección 7.12.2.1. ACI 318-08)= $0.0018*b*d=$	1.17	in^2
ϕM resistente de Astemp= $\phi b*As*fy*(d-a/2)=$	1038.38	kips-in
$\phi b=$	0.9	
$a=As*fy/(0.85*f'c*b) =$	0.1688	
Multimo parte superior zapata= $Esf2*bw^2/2*Bz=$	1980.81	kips-in
Conclusión:	Reforzar con Astemp	
Barra de acero propuesta=	6	
As barra propuesta=	0.4418	in^2=
	2.85	cm^2
espaciamiento=	15	in=
Smáximo=5*D=	98.4	in
Smáximo= 18 inches=	18	in

S cama superior de zapata a tomar=	15	in=
	38	cms

DISEÑO ACERO DE PEDESTAL:

REFUERZO LONGITUDINAL

As tensión actuante= $1.33 \cdot T / (0.9 \cdot F_y) =$	1.26	in ²
---	------	-----------------

As min (sección 10.8.4 ACI 318-08)= $0.01 \cdot (1/2 \cdot A_g) =$	6.27	in ²
--	------	-----------------

Barra de acero propuesta=	8	
----------------------------------	----------	--

As barra propuesta=	0.7854	in ² =
---------------------	--------	-------------------

Cantidad de varillas longitudinales=	8	
--------------------------------------	----------	--

As final instalado en columna=	6.28	in²=
---------------------------------------	-------------	------------------------

40.54	cm²
--------------	-----------------------

ϕ estribos en columnas=	0.65	in ²
------------------------------	------	-----------------

Ag = Área gruesa columna=	1254.86	in ²
---------------------------	---------	-----------------

$\phi P_n = \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_s \text{ final}) + A_s \text{ final} \cdot F_y) =$	2692.43	kips
---	---------	------

Tensión última= $T_u = 1.33 \cdot T =$	68.16	kips
--	-------	------

Compresión última= $C_u = 1.33 \cdot C =$	49.40	kips
---	-------	------

Sección de acero adecuada en columna

Conclusión:

REFUERZO TRANSVERSAL:

dcolumna=	32.424	in
-----------	--------	----

Barra de acero propuesta=	4	
---------------------------	----------	--

As barra propuesta=	0.196	in ² =
S estribo=	8.000	in
Vs=Av*fy*d/Sestribo=	63.48	kips
Confinamiento (Sección 21.3.5.2. ACI 318-05)		
8*dvarilla longitudinal=	8	in
24*dvarilla transversal=	12	in
1/2*Ancho de columna=	17.712	in
12 pulgadas=	12	in
Smáximo confinamiento=	8	in
Longitud de Confinamiento (lo)		
1/6*hcolumna=	13.12	in
Ancho columna	35.424	in
18 pulgadas=	18	in
Longitud de Confinamiento (lo)=	35.4	in
Resumen de colocación de estribos en columna.		
Ubicación del primer estribo al extremo superior de la columna=		
	4	in=
	10.2	cms
Espaciamiento de estribos en zona de confinamiento=		
	8	in=
	20.3	cms
Longitud de confinamiento MÍNIMO en columna en extremo superior=		
	35.4	in=

	90.0	cms	
Se tomará una longitud de confinamiento de:	100.0	cms	
Se tomará una longitud de confinamiento de:	39.37	in	
Longitud del resto de estribos hacia extremo de zapata=	35.3	in=	
	89.8	cms	
Espaciamiento máximo de estribos hacia extremo de zapata=	16	in=	
	41	cms	

DISEÑO VIGA CONECTORA:

Diseño acero longitudinal:

Vsismo estático (SAP)=	6562.07	kg=	
	14.44	kips	
Tensión viga conectora (Sección 9.6 TIA/EIA222G)= $2/3 \cdot Vsismo$ =	9.62	kips	
Base propuesta=	10	in=	25.4 ^c m
Alto propuesto=	13	In=	33.02 ^c m
As Tensión= $1.33 \cdot Tviga / (0.9 \cdot Fy)$ =	0.24	in ²	
As min viga= $0.01 \cdot Ag$ viga= As	1.3	in ²	

compresión=

Asmin a tomar para viga conectora= 1.30 in²

Barra de acero propuesta= 6

As barra propuesta= **0.4418 in²=**

2.85 cm²

Cantidad de varillas longitudinales= 4

As final instalado en viga= 1.77 in²=

11.40 cm²

Conclusión: **As viga conectora > Asmin, O.K.**

Diseño acero transversal (estribos)

Peralte viga conectora= d_{vcon} = 10.00 in= 25.4 m^c

F_y = 39883.79 psi

d_{vcon} = 10.00 in

Numero de varilla propuesta para estribo= 3.00

As varilla estribo= 0.11 in=

0.71 cm²

$S_{max} = d_{vcon}/2$ (sección 21.3.4.3 ACI 318-08):

5.00 in=

13 cms

$V_s = A_v * F_y * d_{vcon} / S$ 17.62 Kips

Conclusión:

Vs>T, As estribos O.K

El detalle de la sección de zapata se especifica a continuación y los planos de conexiones de acero y detalles de fundación completa de la torre, se pueden ver en el apéndice 4.

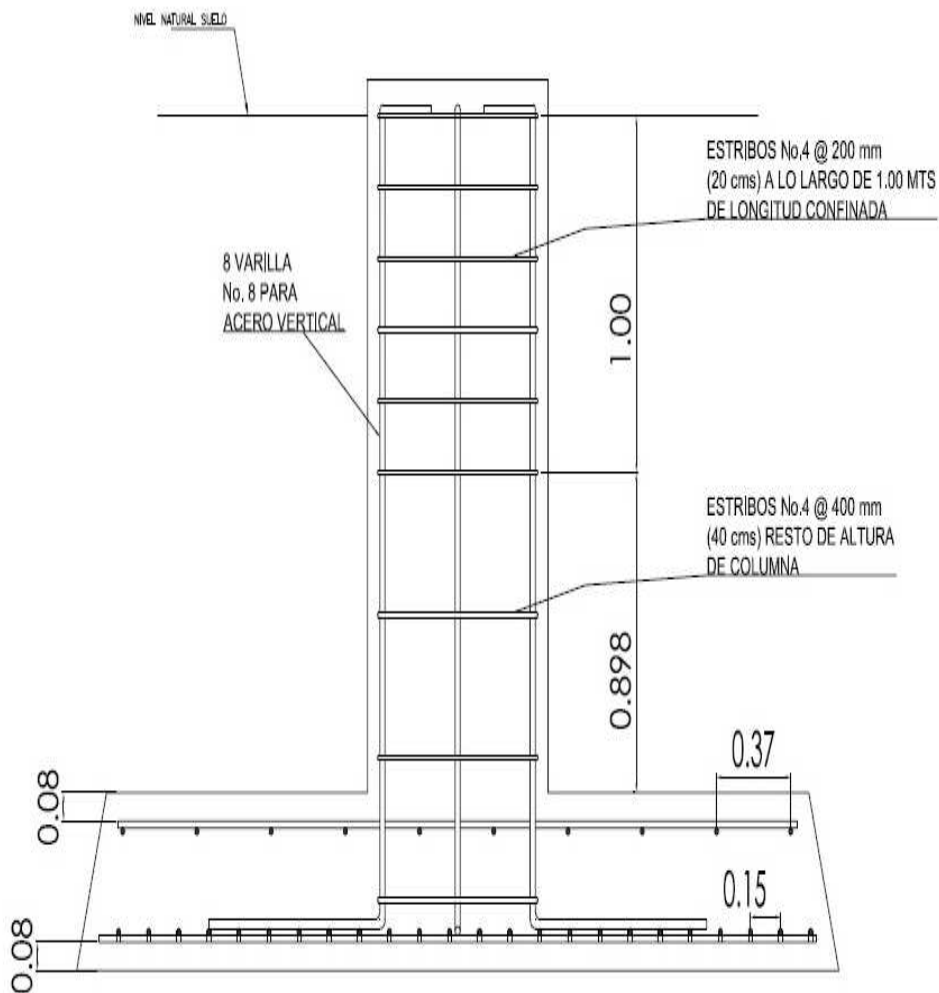
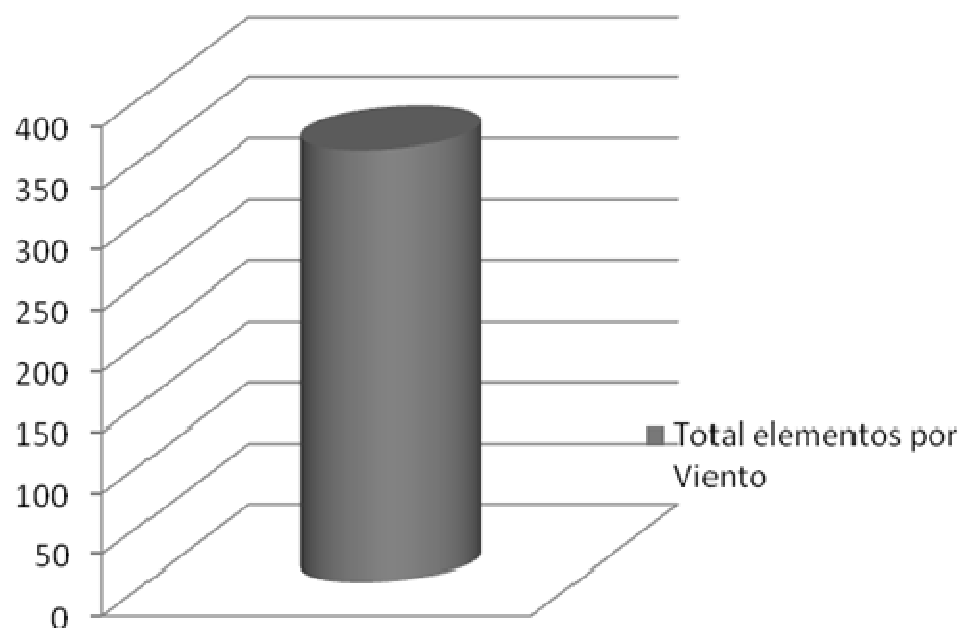


Imagen 27: Detalles de cimentación tipo zapata cuadrada torre autoportada

7.2. Análisis y discusión de resultados obtenidos.

Para la norma TIA F se analizaron 354 elementos expuestos totalmente a fuerzas de viento según se muestra en la siguiente tabla y gráfica:

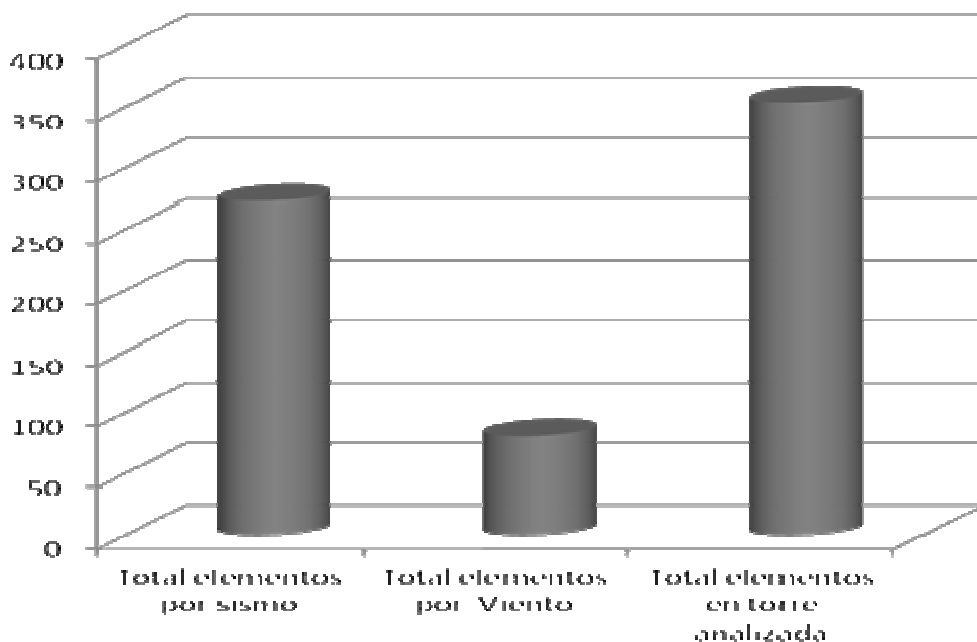
Total de elementos por Viento TIA 222 F para torre autoportada tipo celosía	
Total elementos por Viento	354
Total elementos en torre analizada	354



Gráfica 1: Total de elementos por Viento Norma TIA F para torre autoportada.

Para la norma TIA G aplicada al medio guatemalteco, se analizaron 354 elementos expuestos bajo cargas de viento y códigos sísmicos actualizados de acuerdo con las combinaciones de carga indicadas en la sección 4.1 del capítulo 4, mostrando resultados de elementos que resisten más fuerza de viento en algunos casos y otros resisten más fuerzas de sismo, para esto se detalla la distribución total obtenida mediante el diseño de elementos con el programa SAP 2000 y gráfica respectiva para una mejor visualización con la aplicación de la norma TIA 222 G para Guatemala.

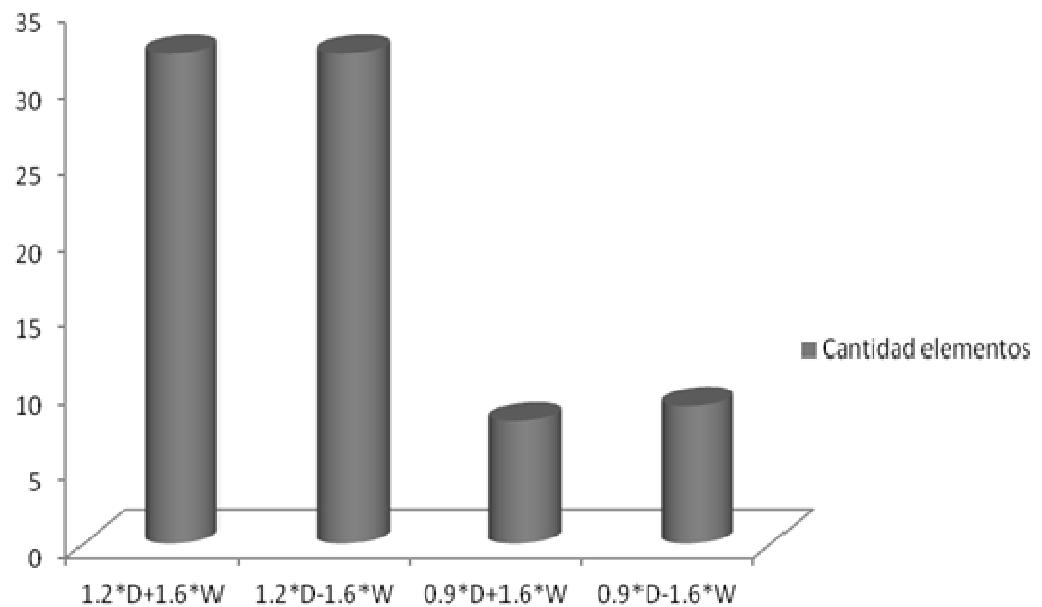
Total de elementos por Viento y Sismo TIA 222 G aplicado al medio guatemalteco para torre autoportada tipo celosía	
Total elementos por sismo	273
Total elementos por Viento	81
Total elementos en torre analizada=	354



Gráfica 2. Total de Elementos según TIA 222 G por viento y sismo.

Del total de 81 elementos que resisten fuerzas de viento se obtiene la siguiente cantidad de elementos por combinaciones de carga muerta y carga de viento y su gráfica de acuerdo al tipo de combinación utilizada:

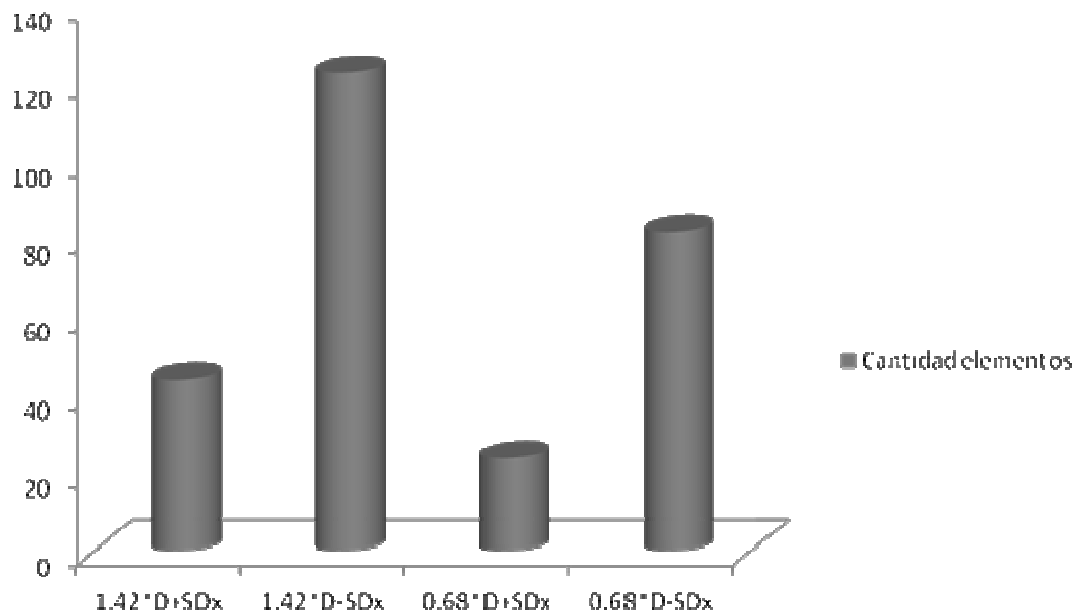
Combinación por viento	
Combinación	Cantidad elementos
$1.2*D+1.6*W$	32
$1.2*D-1.6*W$	32
$0.9*D+1.6*W$	8
$0.9*D-1.6*W$	9
Total elementos por Viento	81



Gráfica 3. Combinación de cargas por viento norma TIA G

Del total de 273 elementos que resisten fuerzas de sismo se obtiene la siguiente cantidad de elementos por combinaciones de carga muerta y carga de sismo y su gráfica de acuerdo al tipo de combinación utilizada:

Combinación por sismo	
Combinación	Cantidad elementos
$1.42 \cdot D + SDx$	44
$1.42 \cdot D - SDx$	123
$0.68 \cdot D + SDx$	24
$0.68 \cdot D - SDx$	82
Total elementos por sismo	273

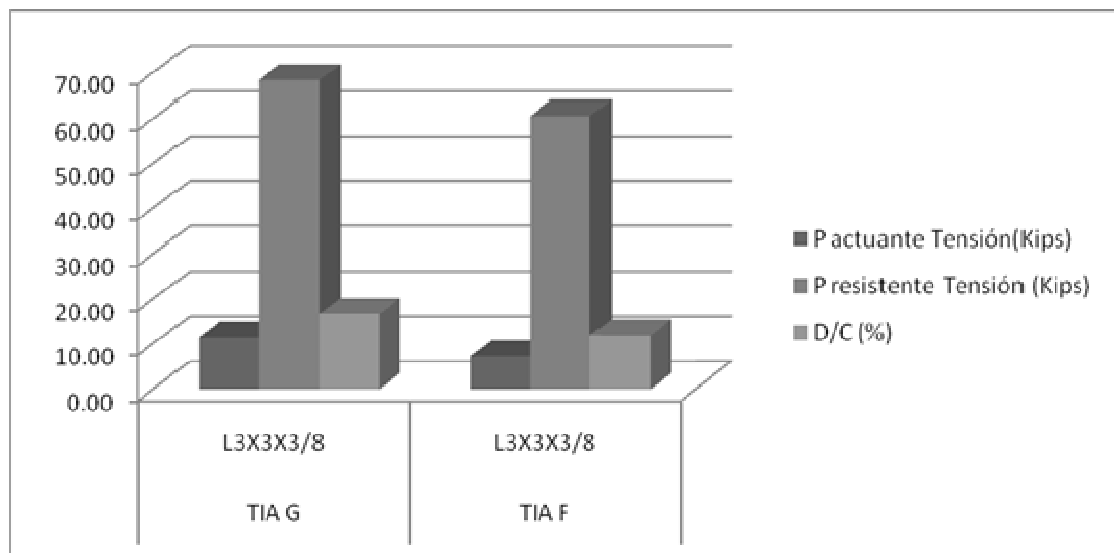


Gráfica 4. Combinación de carga por sismo norma TIA G

Como puede observarse, los elementos tanto braves como montantes resisten los esfuerzos inducidos, tanto por provisiones sísmicas según TIA EIA G aplicada al medio guatemalteco, utilizando el AISC 2010 y AISC 341-10, así como para la norma TIA 222 F por esfuerzos de trabajo utilizando el código ASD 89 respectivamente.

Para los esfuerzos por tensión en angulares se presenta el siguiente cuadro resumen y su respectiva gráfica.

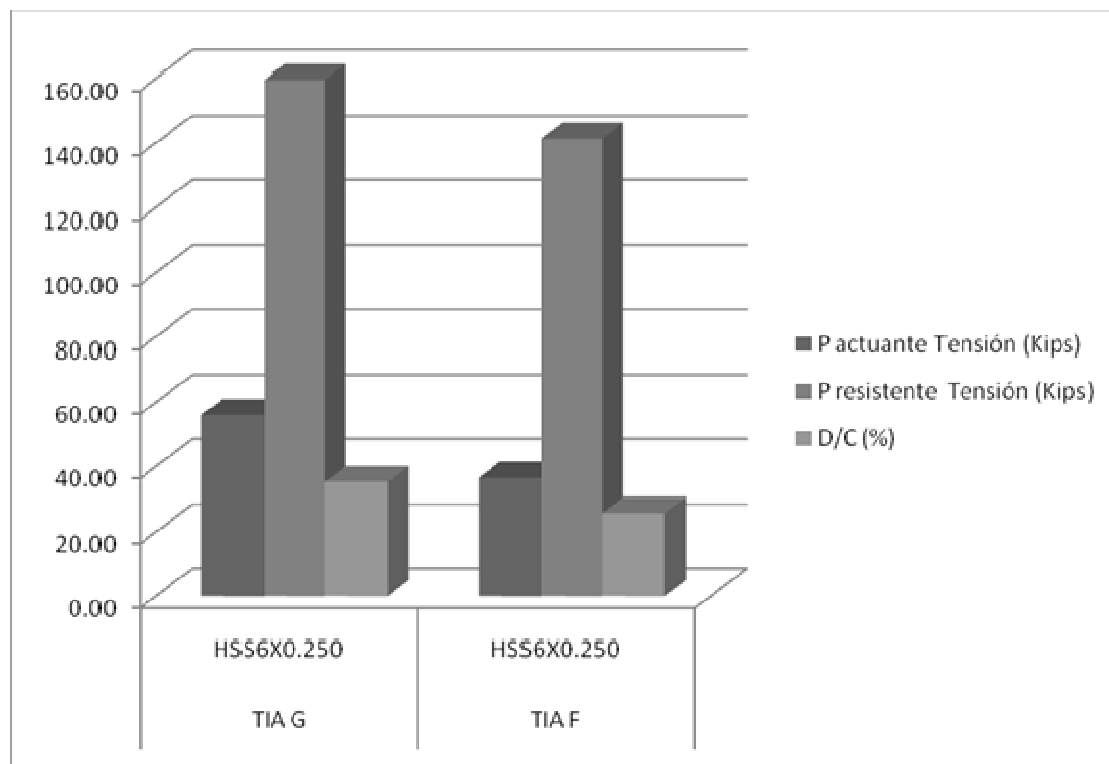
Descripción de elementos						Tensión		
Norma	Elemento	Tipo	Longitud (pulg)	Fy (Ksi)	Fu (Ksi)	P actuante Tensión (Kips)	P resistente Tensión (Kips)	D/C (%)
TIAG	6	L3X3X3/8	202.91	36	58	11.42	68.36	16.70
TIAF	6	L3X3X3/8	202.91	36	58	7.21	60.62	11.90



Gráfica 5. Esfuerzos por tensión en angulares.

Para los esfuerzos por tensión en Secciones circulares HSS se presenta el siguiente cuadro resumen y su respectiva gráfica.

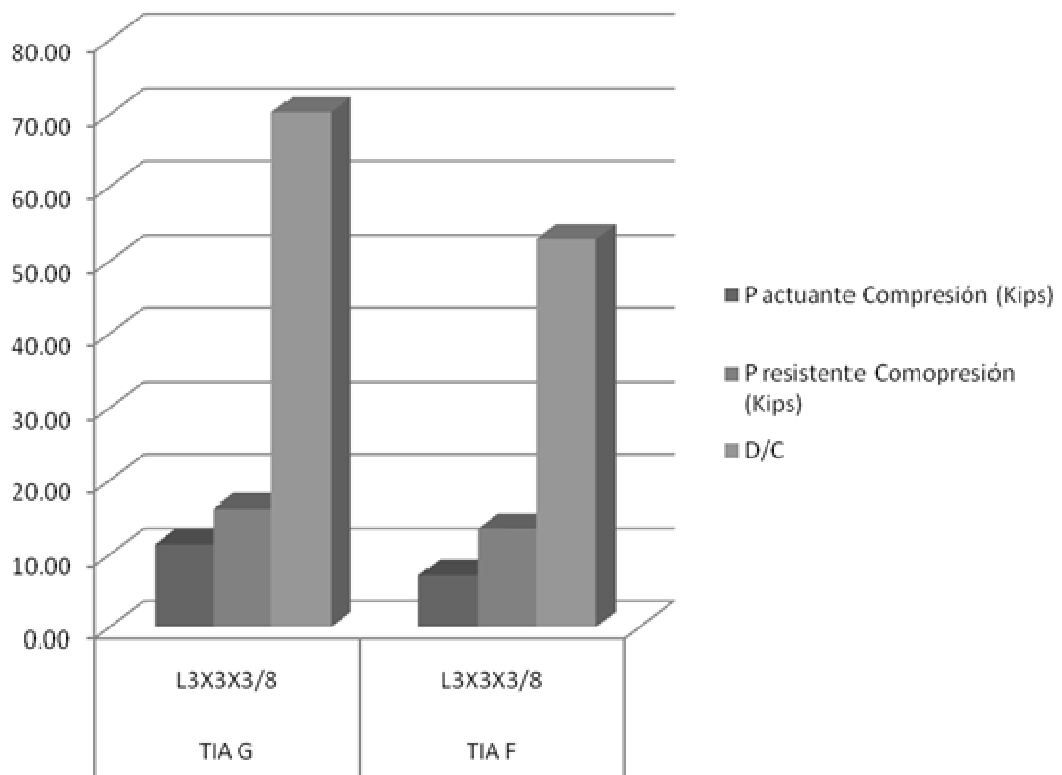
Descripción de elementos						Tensión		
Norma	Elemento	Tipo	Longitud (pulg)	Fy (Ksi)	Fu (Ksi)	P actuante tensión (Kips)	P resistente tensión (Kips)	D/C (%)
TIAG	121	HSS6X0.250	236.59	42	58	56.12	159.52	35.18
TIAF	121	HSS6X0.250	236.59	42	58	36.52	141.44	25.82



Gráfica 6. Esfuerzos por tensión en Secciones circulares HSS.

De igual forma, para los esfuerzos por compresión en angulares se presentan en el siguiente cuadro resumen y su respectiva gráfica.

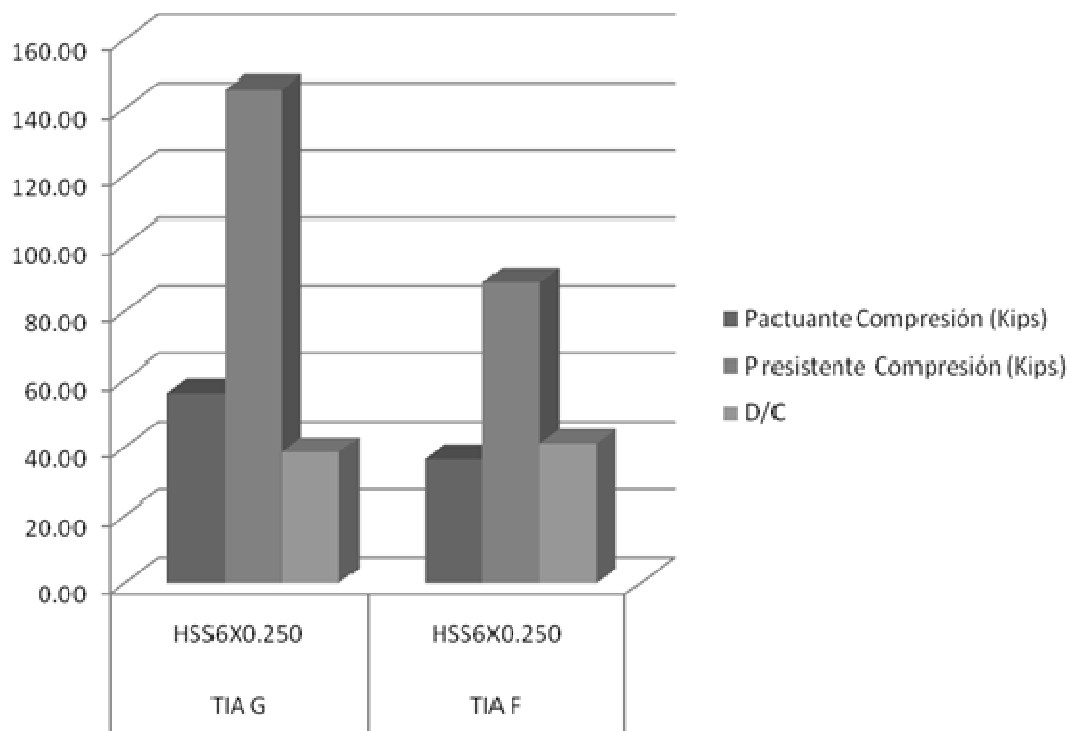
Descripción de elementos						Compresión		
Elemento	Norma	Tipo	Longitud (pulg)	Fy (Ksi)	Fu (Ksi)	P actuante Compresión (Kips)	P resistente Compresión (Kips)	D/C
6	TIA G	L3X3X3/8	202.91	36	58	11.42	16.23	70.35
6	TIA F	L3X3X3/8	202.91	36	58	7.21	13.59	53.06



. Gráfica 7. Esfuerzos por compresión en angulares.

Y los esfuerzos por compresión en Secciones circulares HSS se presentan en el siguiente cuadro resumen y su respectiva gráfica.

Descripción de elementos						Compresión		
Elemento	Norma	Tipo	Longitud (pulg)	Fy (Ksi)	Fu (Ksi)	Pactuante Compresión (Kips)	P resistente Compresión (Kips)	D/C
121	TIA G	HSS6X0.250	236.59	42	58	56.12	145.53	38.56
121	TIA F	HSS6X0.250	236.59	42	58	36.52	88.67	41.19

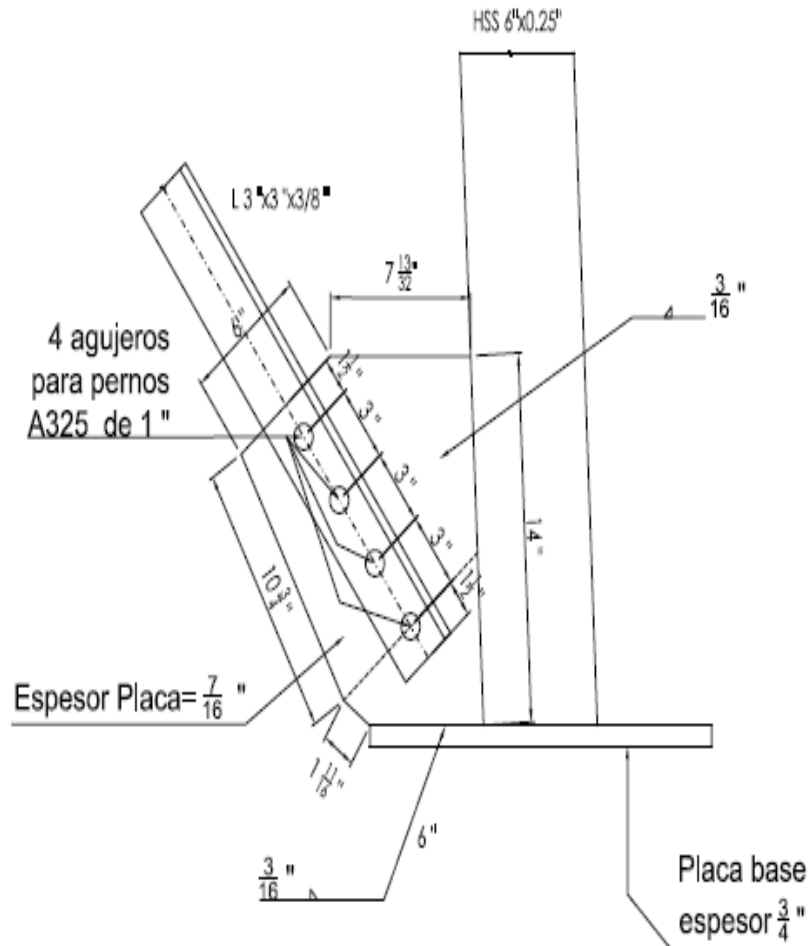


Gráfica 8. Esfuerzos por compresión en Secciones circulares HSS.

El inconveniente se da en las placas de conexión debido a que ASD trabaja sobre los esfuerzos de tensión y compresión que se obtienen de la aplicación de las fuerzas de viento únicamente mientras que al desarrollar el código AISC 341-10 la provisiones sísmicas obligan a utilizar los factores de tensión Máxima por el producto de $R_y \times F_y \times A_g$ permitiendo obtener dimensiones de placas de conexión de mayor sección evitando un colapso por fuerzas sísmicas en la estructura bajo análisis que difícilmente se logrará con placas de Secciones menores según los valores obtenidos por el código AISC ASD 89 y que no cumplen con las dimensiones mínimas permitidas por códigos sísmicos.

Se observa que ASD 89 cumple con únicamente un perno de 1 pulgada de diámetro para resistir los esfuerzos inducidos mientras que para AISC 360-10 con AISC 341-10 necesita de 4 pernos de 1 pulgada por requisitos sísmicos, esto aumenta el área de la placa tal y como se observan en la siguiente tabla y en los dos dibujos que ilustran ambos códigos en los detalles de placas de conexión.

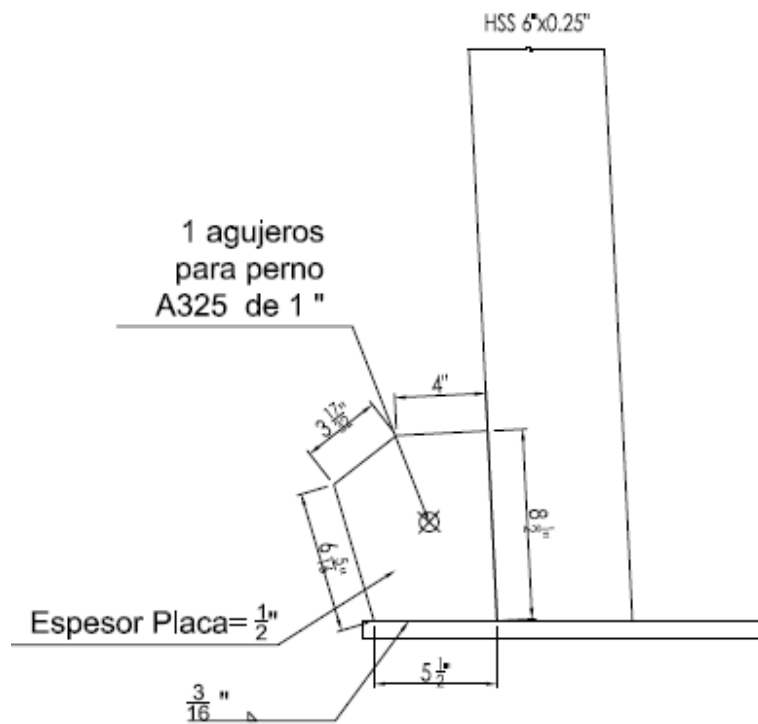
Cuadro resumen comparación entre normas TIA 222G y TIA 222F revisión de elementos de conexión: pernos y placas								
Norma	Tipo perno	Diámetro pernos (pulg)	# pernos requeridos	P actuante (Kips)	P resistente Pernos (Kips)	D/C (pernos)	P resistente Placa (Kips)	D/C
TIAG	A325X	1	4	113.94	160.22	71%	127.58	89%
TIAF	A325X	1	1	7.21	16.49	44%	17.40	41%



Dimensiones placa AISC 360-10 y AISC 341-10

Imagen 28. Detalles de placa de conexión utilizando norma TIA 222 G¹¹⁴

¹¹⁴ Fuente: Víctor Betancourth. Dibujo realizado por el autor.



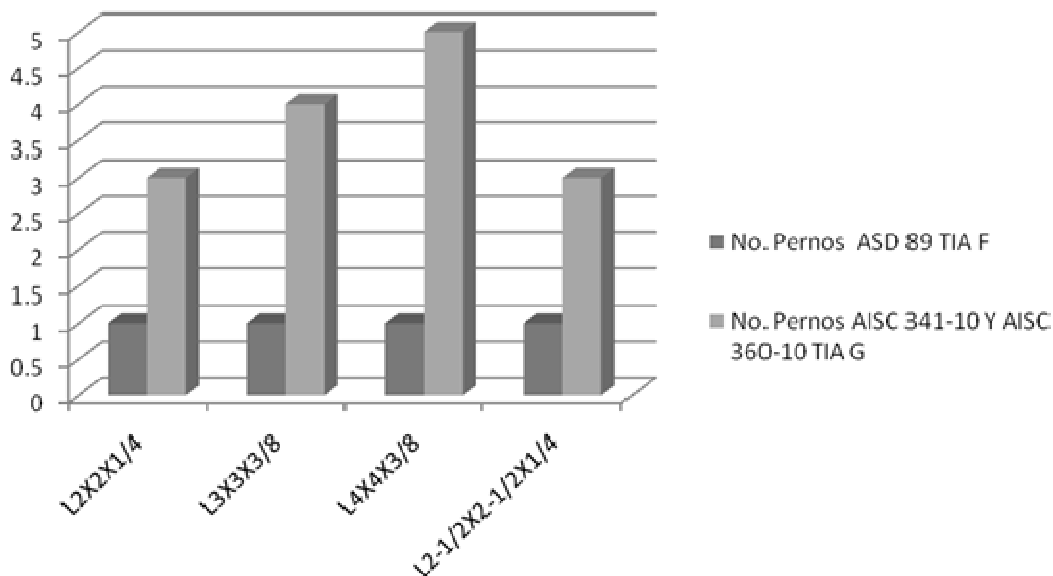
Dimensiones placa AISC ASD89

Imagen 29. Detalles de placa de conexión utilizando norma TIA 222 F.¹¹⁵

Se adjunta a continuación el cuadro resumen de los cálculos realizados para comparar los resultados obtenidos para los elementos de conexión en pernos y placas utilizando la norma TIA 222 G con códigos actualizados para aplicarse al medio guatemalteco como los resultados obtenidos por la norma TIA F para las conexiones en los principales uniones de angulares de la torre autosoportada tipo celosía en conexiones con montantes y braces.

¹¹⁵ Fuente: Víctor Betancourth. Dibujo realizado por el autor.

Descripción			CONEXIÓN BRACE-MONTANTE TIA F		CONEXIÓN BRACE-MONTANTE TIA G	
Ubicación	Elemento	Tipo elemento	No. Pernos ASD 89 TIA F	Φ perno	No. Pernos AISC 341-10 Y AISC 360-10 TIA G	Φ perno
TRAMO 1	14	L2X2X1/4	1	0.75	3	0.75
TRAMO 1	6	L3X3X3/8	1	1	4	1.00
TRAMO 2	69	L4X4X3/8	1	0.75	5	1.00
TRAMO 6	162	L2-1/2X2-	1	0.75	3	0.75



Gráfica 9. Cantidad de pernos en conexiones al aplicar normas TIA 222 F y TIA 222 G.

Mientras que el diseño con la norma TIA F solo requiere un perno en la conexión, la norma TIA G requiere de 3 a 5 pernos mínimos en las conexiones y con esto, se puede garantizar que no se produzca una falla en la estabilidad de la estructura y se evite un colapso por efectos sísmicos.

CONCLUSIONES

1. El procedimiento de análisis de estructuras autosoportadas tipo celosía para telecomunicaciones inalámbricas para Guatemala, utilizando la norma TIA/EIA 222 G y códigos actualizados al medio guatemalteco, ha permitido identificar los pasos necesarios para una adecuada integración de fuerzas de viento y fuerzas de sismo garantizando un apropiado diseño estructural de los elementos que la conforman.
2. La norma TIA 222 F integra únicamente fuerzas de viento para su análisis sin embargo la norma TIA 222 G, aplicada al medio guatemalteco, provee una estructura de mayor resistencia por las combinaciones de cargas de viento y cumplir con requerimientos sísmicos de AGIES-2010 y AISC 341-10.
3. El procedimiento de revisión de placas y pernos de conexión indican que el seguir utilizando la norma TIA 222 F representa un grave riesgo de colapso de las estructuras autosoportadas tipo celosía en Guatemala, el cual posee un alto grado de sismicidad por lo que se debe implementar la norma TIA 222 G.
4. Se realizó la revisión de diseño de pernos de anclaje de una estructura autosoportada a una cimentación de concreto reforzado de acuerdo con lineamientos establecidos por el código ACI 318-08 y la norma ASTM F

1554 demostrando valores adecuados de resistencia a los esfuerzos basales inducidos por tensión, compresión y corte.

5. El diseño de la cimentación de concreto reforzado de una torre triangular autosoportada tipo celosía, se realizó de acuerdo con la utilización de código ACI 318-08 dando resultados y lineamientos adecuados para el diseño de zapata aislada cuadrada y viga sísmica.

RECOMENDACIONES

1. Utilizar el presente estudio como guía de los pasos necesarios que permitan desarrollar el análisis y diseño estructural de una estructura autosoportada de celosía de acuerdo al medio guatemalteco.
2. Realizar otros estudios de tesis dentro de la maestría en estructuras que desarrollen estudios de plataformas sobre edificios, Monopolos y torres arriostradas, ya que también son utilizadas para soportar antenas de radiofrecuencia y microondas en el medio guatemalteco y que por sus características especiales necesitan un análisis y diseño particular.
3. Mantener por parte del ingeniero estructural la actualización de normas y códigos que permitan una adecuada aplicación al medio guatemalteco en el diseño de la estructura para torre autosoportada, garantizando su estabilidad ante las inclemencias del tiempo especialmente por las variaciones que experimenta nuestro país, por el cambio climático a nivel de huracanes de la costa sur y del Caribe guatemalteco como de los efectos sísmicos que se están produciendo por las tres placas tectónicas que atraviesan el territorio guatemalteco.
4. Participar en congresos y charlas que se imparten a nivel de ingeniería estructural para que el profesional pueda mantenerse actualizado en criterios y experiencias que permitan aplicarlo a casos especiales de desarrollo de soluciones dentro del medio guatemalteco.

5. El diseño de torres autosoportadas no debe cerrarse en realizar un detalle típico estándar para una sola torre, ya que su función y cobertura celular puede variar dependiendo la región en donde se encuentre y por esto, se hace necesario evaluar la estructura cada vez que se agrega una carga adicional de antena en el caso que se desea realizar dicho cambio en la realidad.

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary. Instituto Americano del Concreto 318-08.
2. AGIES NSE 2-10 Demandas Estructurales, Condiciones del sitio y Niveles de Protección.
3. American Institute of Steel Construction AISC 1989 ASD Manual 9th Edition.
4. American Institute of Steel Construction AISC 360-10 14° edition. 2010. Specification for Structural Steel Buildings.
5. American Institute of Steel Construction AISC 360-05 13° edition. 2010. Specification for Structural Steel Buildings.
6. American Institute of Steel Construction AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
7. American Institute of Steel Construction AISC 341-05 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings
8. American Society of Civil Engineers. ASCE 10-97. Design of Latticed Steel Transmission Structures.
9. ANSI/TIA 222 G 2007. Structural Standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures.
10. ANSI/TIA 222 F 1996. Structural Standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures.

11. ANSI/TIA Standard 222-Structural Standard For Antenna Supporting Structures and Antennas. A comparison of Revisions F and G. January 2006. Peter Moskal and Krishnamurthy Raghu.
12. ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Building and other Structures.
13. ASCE/SEI 7-05 Minimum Design Loads for Building and other Structures.
14. Comite International pour le Developpement et l'Etude de la Construction Tubulaire. Jaap Wardenier, Delft University of Technology; Yoshiaki Kurobane, Kumamoto University; Jeffrey A. Packer, University of Toronto; Dipak Dutta, Chairman Technical Commission of Cidect; Noel Yeomans, Chairman Cidect Joint and Fatigue Working Group. 2008.
15. FEMA-202/September 1990
16. McCormac-Russell, Jack C. H. Brown. Diseño de Concreto Reforzado. Octava edición. Editorial Alfaomega. 2011.
17. Normas Estructurales de Diseño Recomendadas para la República de Guatemala AGIES Nr-5: 2001 Requisitos Para Diseño de Obras de Infraestructura y Obras Especiales.
18. Proyecto RESIS II. Evaluación de la Amenaza Sísmica en Centroamérica. Abril 2008.
19. Research Council on Structural Connections. RCSC. Specification for Structural Joint Using High-Strength Bolts.

20. Steelwise the Whitmore Section. How to use the Whitmore method for tension and compression strength checks. By William A. Thornton, P.E., Ph.D., and Carlo Lini, P.E. July, 2011.

21. <http://www.insivumeh.gob.gt/>

22. <http://earthquake.usgs.gov/>

APÉNDICE 1

INTEGRACIÓN DE FUERZAS DE VIENTO.

De acuerdo con la elevación de la torre del Capítulo 7, se analizarán tramos de 6 metros por cada sección de torre que permitirá tabular los valores de la altura del nivel medio del terreno, hasta el punto medio de cada sección que se analizará y de acuerdo con la tabla III de la sección 2.2.4.1., se procede a calcular los valores de K_z tabulados de la siguiente manera de acuerdo con la categoría de exposición C anteriormente definida:

Sección	Elevación superior de tramo	Elevación inferior de tramo	Ancho superior	Z
TRAMO 10	60	54	1.5	57
TRAMO 9	54	48	1.5	51
TRAMO 8	48	42	1.5	45
TRAMO 7	42	36	2.125	39
TRAMO 6	36	30	2.75	33
TRAMO5	30	24	3.375	27
TRAMO 4	24	18	4	21
TRAMO 3	18	12	4.625	15
TRAMO 2	12	6	5.25	9
TRAMO 1	6	0	5.875	3

$\alpha =$	9.5	Tabla III
$Z_g =$	274	Tabla III
$K_e =$	1	Tabla III

Sección	Kz mínimo (Tabla III)	Kz (sección 2.2.4.1.)	Kz máximo (sección 2.2.4.1.)	Kz a utilizar
TRAMO 10	0.85	1.44	2.01	1.44
TRAMO 9	0.85	1.41	2.01	1.41
TRAMO 8	0.85	1.37	2.01	1.37
TRAMO 7	0.85	1.33	2.01	1.33
TRAMO 6	0.85	1.29	2.01	1.29
TRAMO5	0.85	1.23	2.01	1.23
TRAMO 4	0.85	1.17	2.01	1.17
TRAMO 3	0.85	1.09	2.01	1.09
TRAMO 2	0.85	0.98	2.01	0.98
TRAMO 1	0.85	0.78	2.01	0.85

Corresponde ahora calcular el factor de presión de velocidad de viento, q_z , a cada una de las alturas “z” de cada tramo, esto de acuerdo con la sección 2.5 y utilizando la ecuación $q_z = 0.613 * K_z * K_{zT} * K_d * V^2 * I$ [N/m²] para cada tramo se obtienen los siguientes resultados:

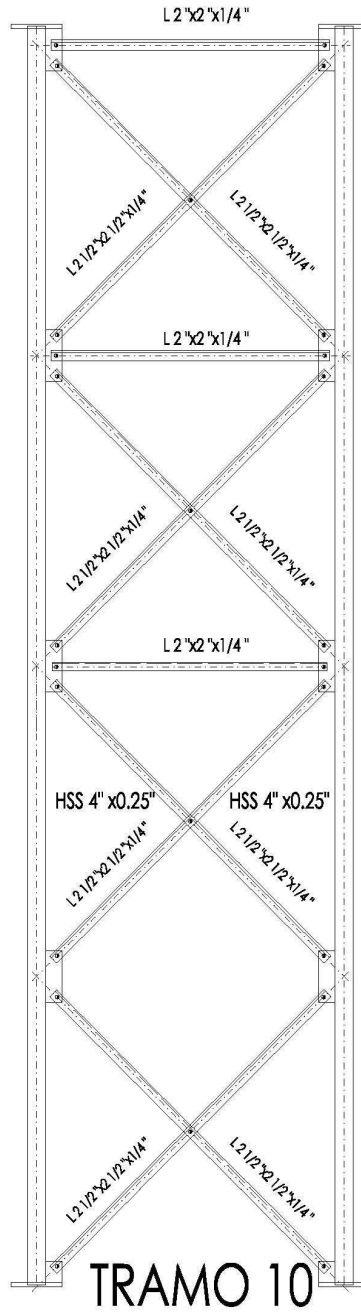
Sección	Kz a utilizar	qz [Pa ó N/m ²]
TRAMO 10	1.44	535.13
TRAMO 9	1.41	522.75
TRAMO 8	1.37	509.15
TRAMO 7	1.33	494.04
TRAMO 6	1.29	476.97
TRAMO5	1.23	457.24
TRAMO 4	1.17	433.67
TRAMO 3	1.09	404.02
TRAMO 2	0.98	362.82
TRAMO 1	0.85	314.95

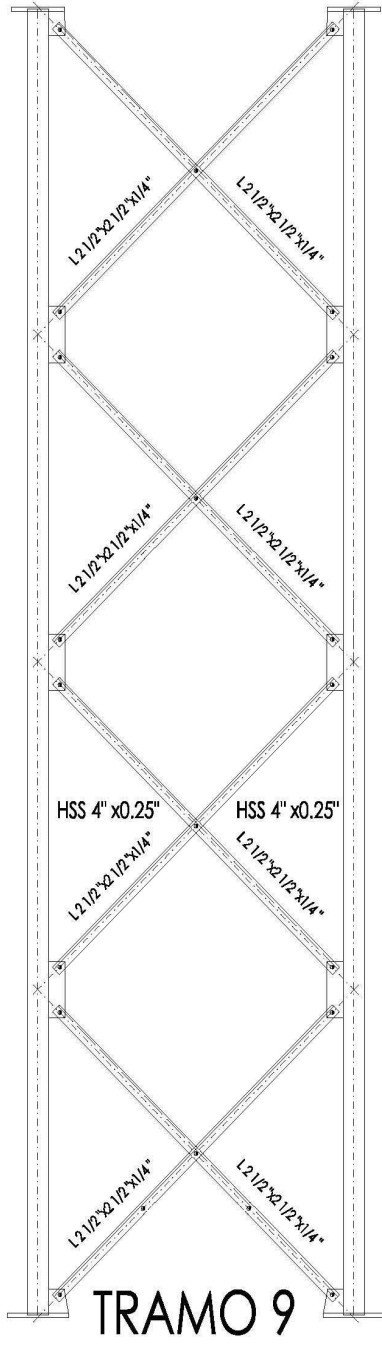
Se debe calcular el valor de Factor de Efecto de Ráfaga (G_H) para este caso, y de acuerdo con la altura de la estructura que es de 60.00 metros le corresponde un factor de 0.85 de acuerdo con la sección 2.2.6., se procede a multiplicar ahora cada factor de velocidad de viento en cada tramo por el factor de efecto de ráfaga, para después proceder a calcular las fuerzas, tanto en la cara de la torre como las fuerzas de los accesorios e integrar por tramos todas las fuerzas inducidas por viento en la estructura, de esta forma, los cálculos de $q_z * G_H$ quedan de la siguiente forma:

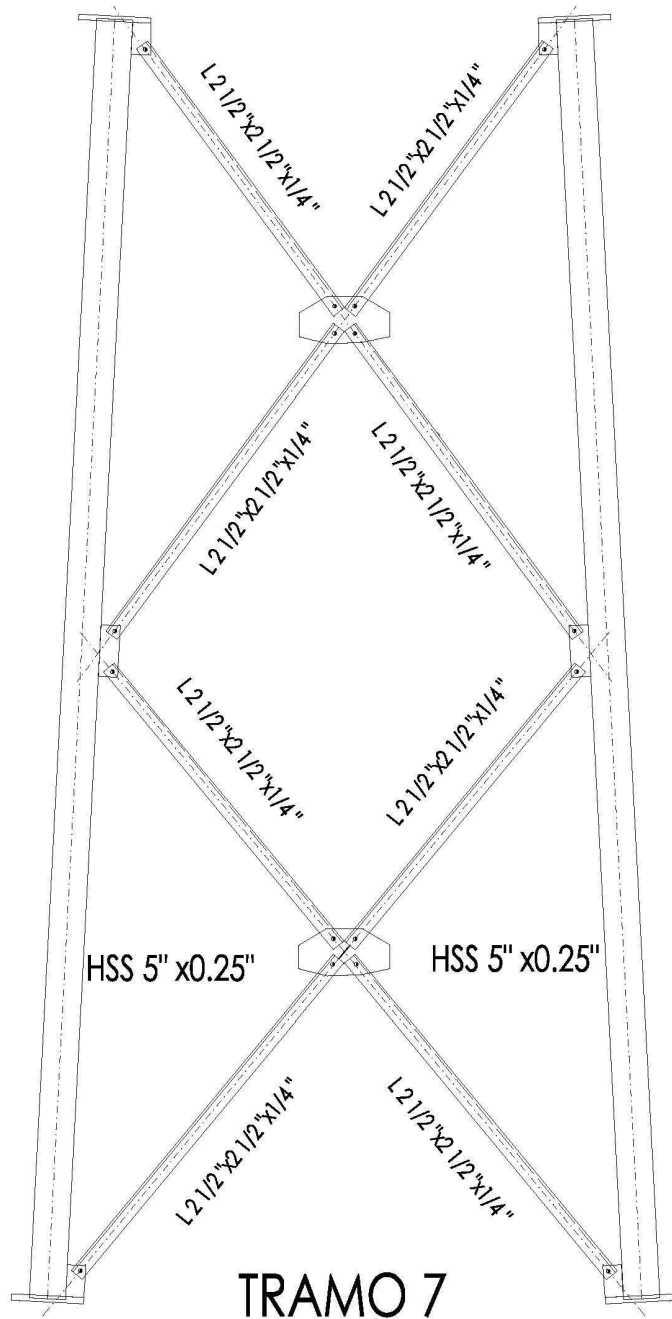
Sección	q_z [Pa ó N/m ²]	G_H	$q_z * G_H$ [Pa ó N/m ²]
TRAMO 10	535.13	0.85	454.86
TRAMO 9	522.75	0.85	444.33
TRAMO 8	509.15	0.85	432.78
TRAMO 7	494.04	0.85	419.94
TRAMO 6	476.97	0.85	405.42
TRAMO5	457.24	0.85	388.65
TRAMO 4	433.67	0.85	368.62
TRAMO 3	404.02	0.85	343.42
TRAMO 2	362.82	0.85	308.40
TRAMO 1	314.95	0.85	267.70

Ahora es necesario calcular las áreas efectivas proyectadas (AEP), tanto de la cara de la torre en cada tramo y las áreas efectivas proyectadas de los accesorios que se encuentran en cada tramo para que al multiplicarlo por el valor de $q_z * G_H$ se encuentre la fuerza actuante respectiva.

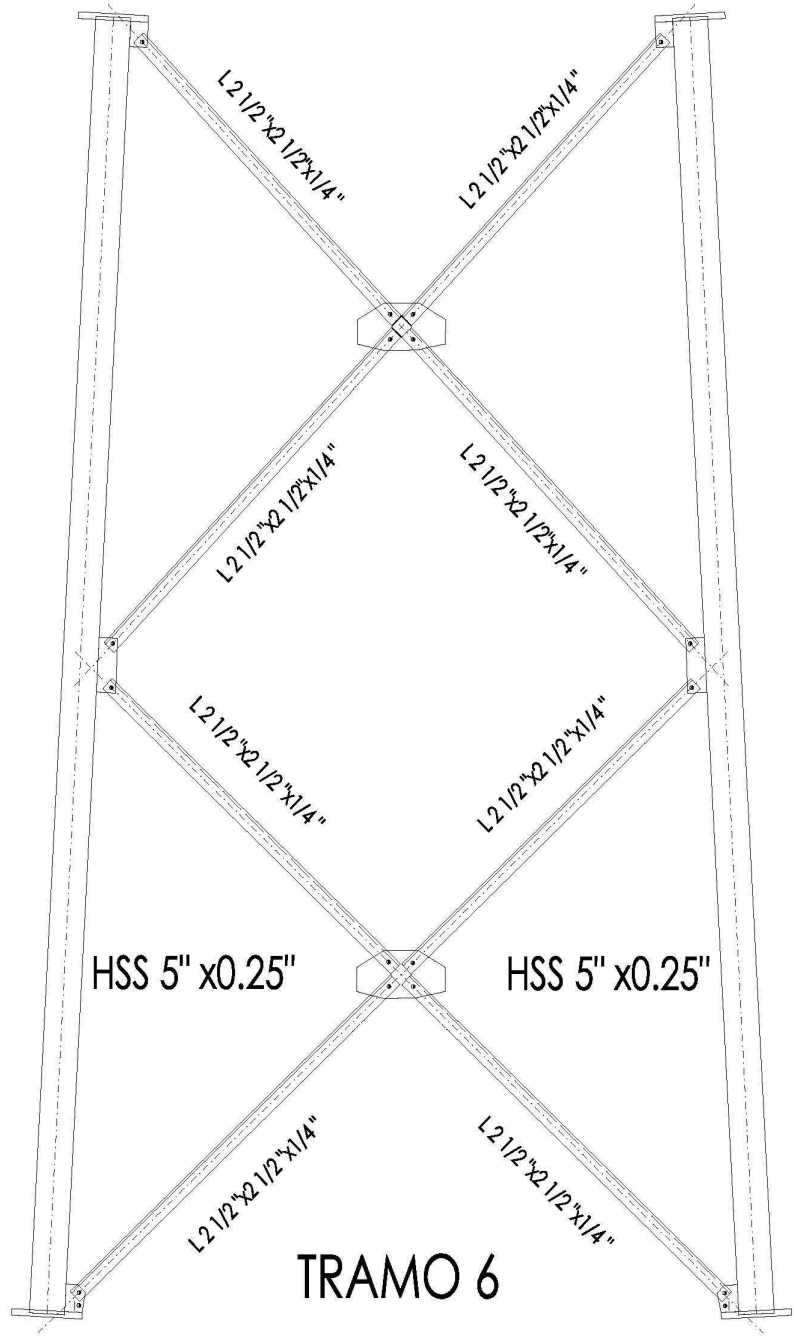
Se muestran los planos de la torre disponibles para apoyo en los tipos de Secciones que se utilizan, tanto para los montantes como para las breizas (braces) y la información que nos permita encontrar el AEP.

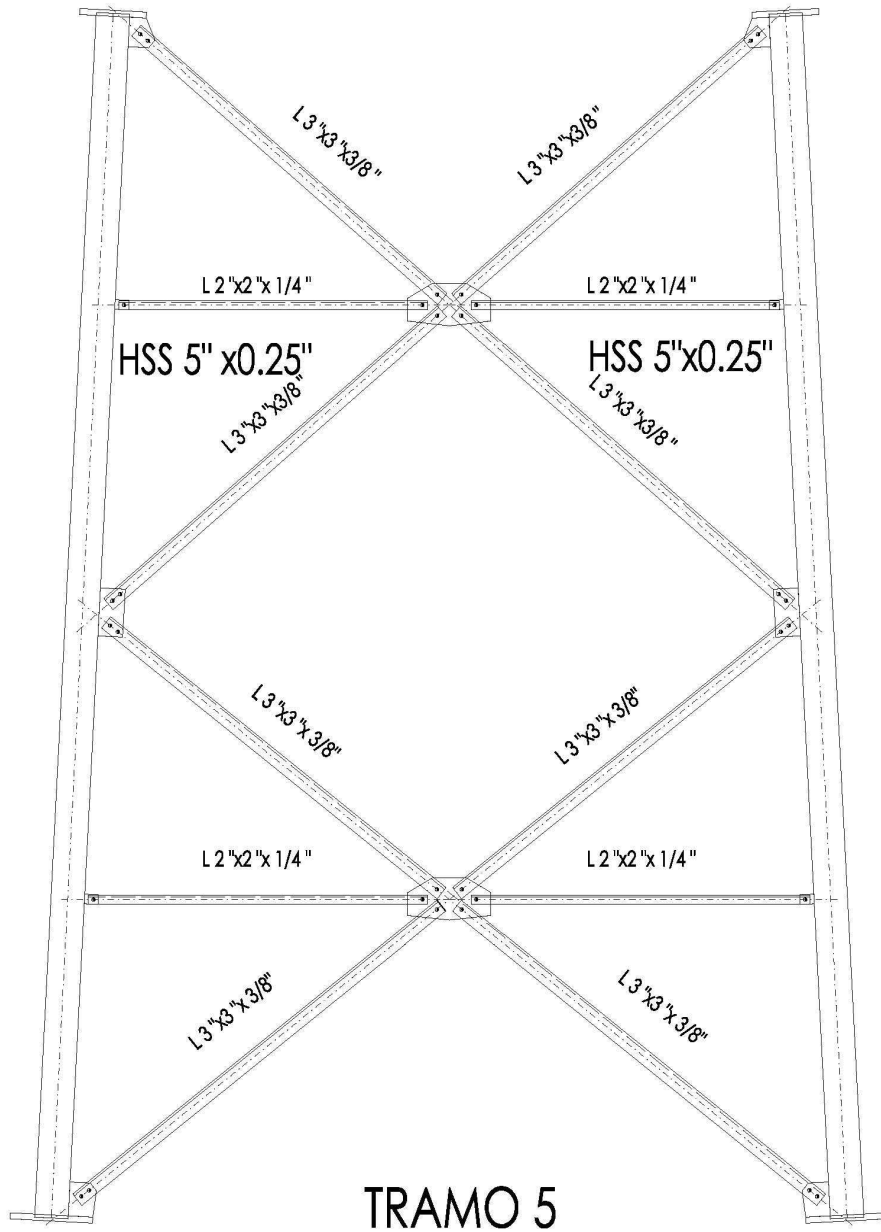


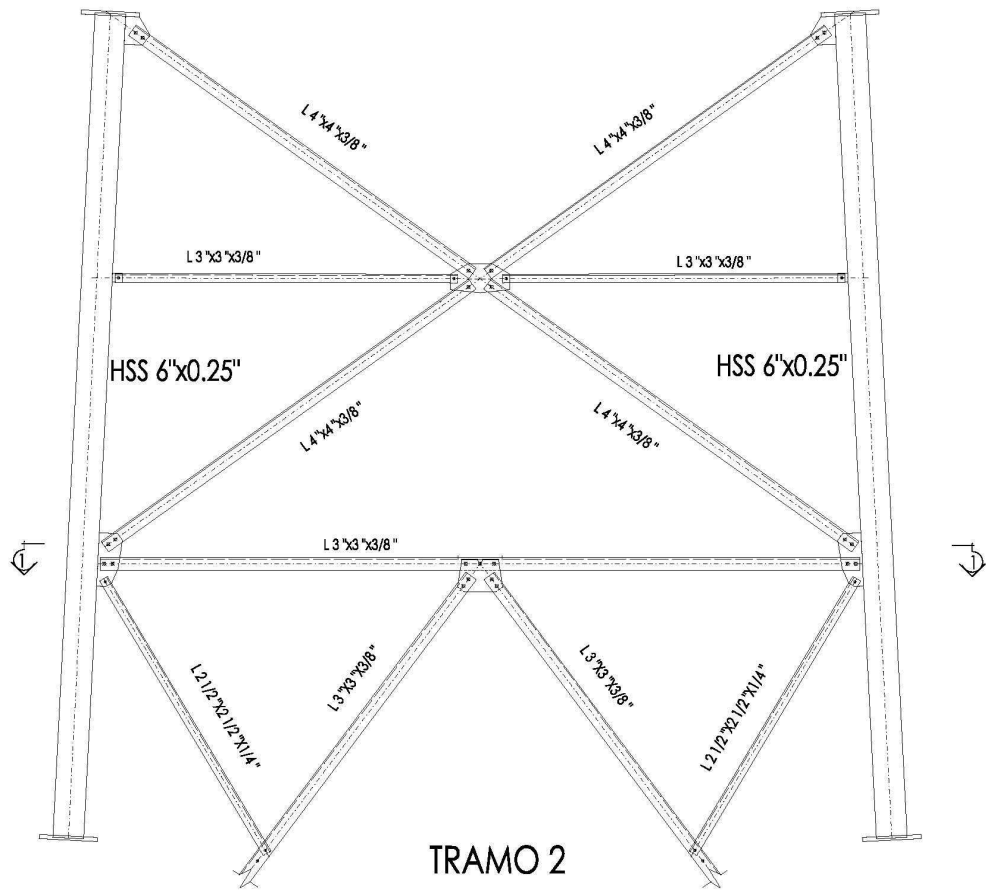


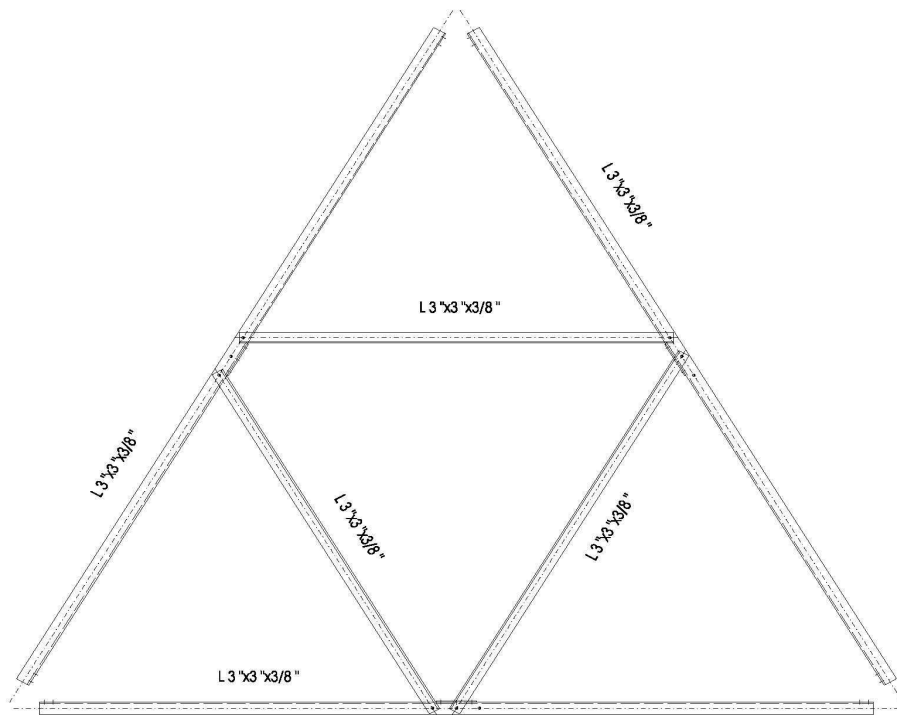


TRAMO 7

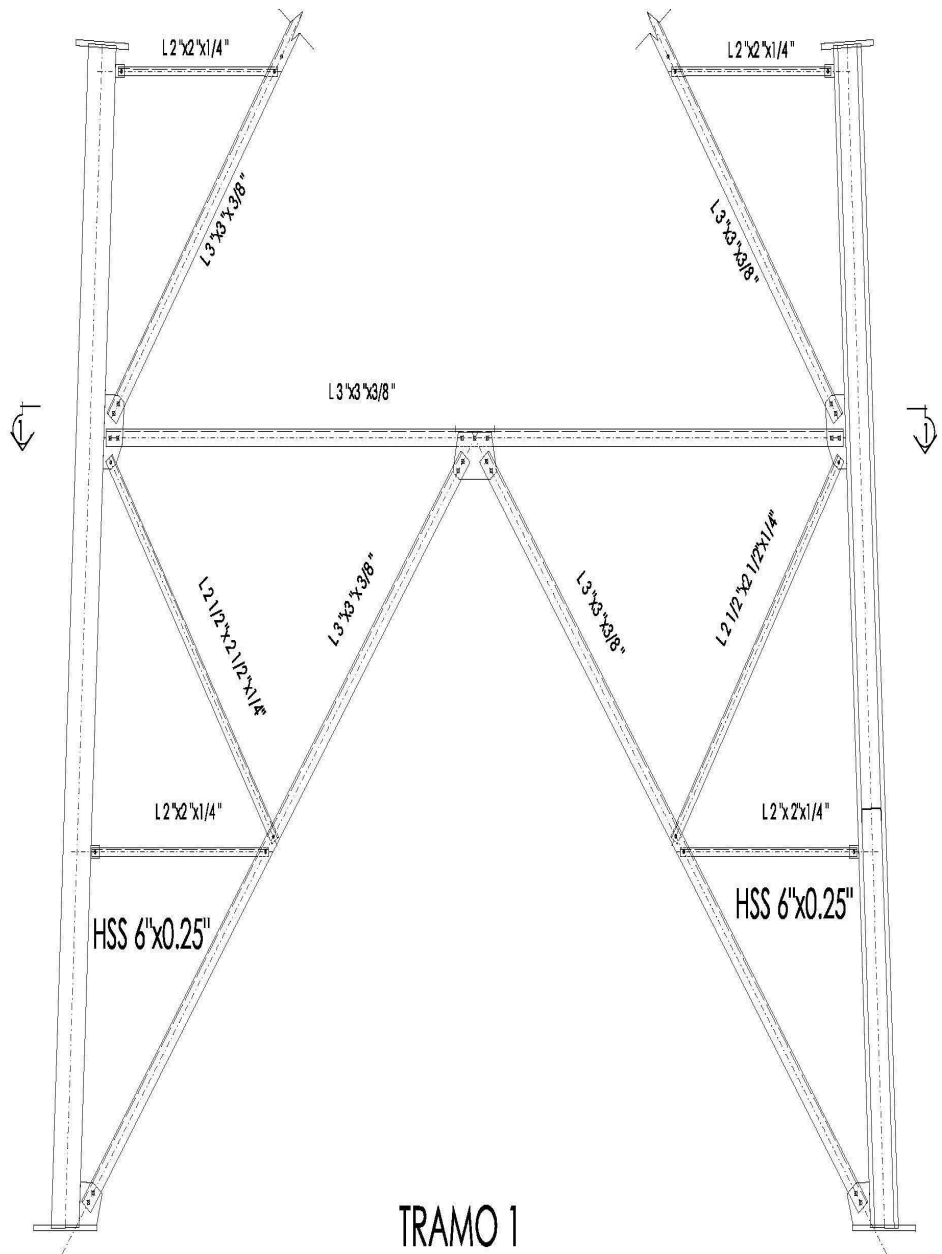


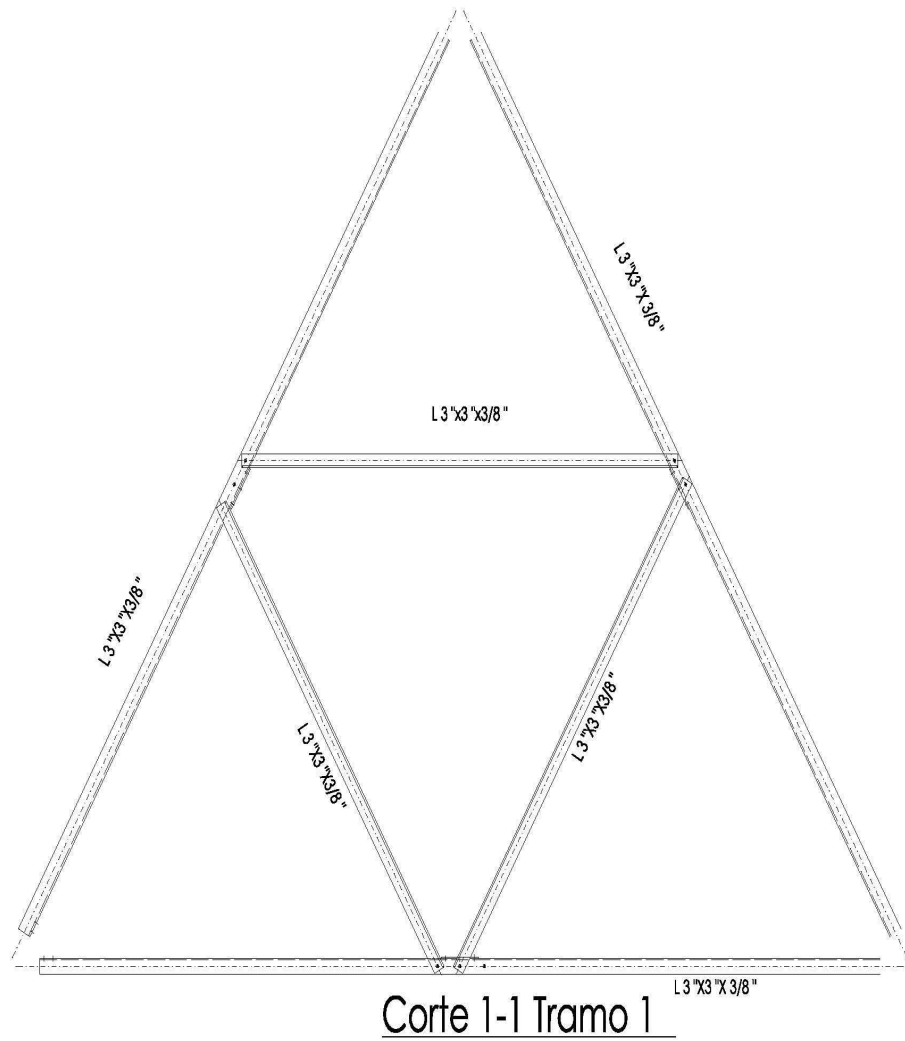






Corte 1-1 Tramo 2





Cálculo de Área efectiva proyectada de estructura tipo Celosía (Capítulo 2)

Cálculo de Área redonda (Ar) de cara de cada tramo a analizar:

Sección	Equivalencia AISC v14	Diámetro Tubo (in)	Diámetro Tubo (mts)	unidades	Longitud (mts)	Ar (mts ²)
TRAMO 10	HSS4X0.250	4	0.102	2	6	1.22
TRAMO 9	HSS4X0.250	4	0.102	2	6	1.22
TRAMO 8	HSS5X0.250	5	0.127	2	6	1.52
TRAMO 7	HSS5X0.250	5	0.127	2	6	1.52
TRAMO 6	HSS5X0.250	5	0.127	2	6	1.52
TRAMO 5	HSS5X0.250	5	0.127	2	6	1.52
TRAMO 4	HSS6X0.250	6	0.152	2	6	1.83
TRAMO 3	HSS6X0.250	6	0.152	2	6	1.83
TRAMO 2	HSS6X0.250	6	0.152	2	6	1.83
TRAMO 1	HSS6X0.250	6	0.152	2	6	1.83

Cálculo de Área plana (Af) de cara de cada tramo a analizar:

TRAMO 10					
Equivalencia AISC v14	Ancho (in)	ancho (mts)	Longitud (mts)	cantida d	Af (mts ²)
L2X2X1/4	2.0	0.051	1.5	2	0.15
L2X2X1/4	2.0	0.051	1.5	1	0.08
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	2.1213	8	1.08
Af total Tramo 10=					1.31

TRAMO 9					
Equivalencia AISC v14	Ancho (in)	ancho (mts)	Longitud (mts)	cantida d	Af (mts ²)
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	2.1213	8	1.08
Af total Tramo 9=					1.08

TRAMO 8					
Equivalencia AISC v14	Ancho (in)	ancho (mts)	Longitud (mts)	cantida d	Af (mts ²)
L2X2X1/4	2.0	0.051	1.5	1	0.08
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	1.2504	2	0.16
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	1.3155	2	0.17
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	1.3155	2	0.17
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	1.3854	2	0.18
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	1.3854	2	0.18
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	1.4594	2	0.19
Af total Tramo 8=					1.11

TRAMO 7					
Equivalencia AISC v14	Ancho (in)	ancho (mts)	Longitud (mts)	cantida d	Af (mts ²)
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	1.8387	2	0.23
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	1.9332	2	0.25
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	1.9332	2	0.25
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	2.0354	2	0.26
Af total Tramo 7=					0.98

TRAMO 6					
Equivalencia AISC v14	Ancho (in)	ancho (mts)	Longitud (mts)	cantida d	Af (mts ²)
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	2.0354	2	0.26
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	2.144	2	0.27
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	2.144	2	0.27
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	2.2582	2	0.29
Af total Tramo 6=					1.09

TRAMO 5					
Equivalencia AISC v14	Ancho (in)	ancho (mts)	Longitud (mts)	cantidad	Af (mts ²)
L3X3X3/8	3.0	0.076	2.2582	2	0.34
L3X3X3/8	3.0	0.076	2.3773	2	0.36
L3X3X3/8	3.0	0.076	2.3773	2	0.36
L3X3X3/8	3.0	0.076	2.5004	2	0.38
L2X2X1/4	2.0	0.051	1.7656	2	0.18
L2X2X1/4	2.0	0.051	1.9219	2	0.20
Af total Tramo 5=					1.82

TRAMO 4					
Equivalencia AISC v14	Ancho (in)	ancho (mts)	Longitud (mts)	cantida d	Af (mts ²)
L3X3X3/8	3.0	0.076	2.5004	2	0.38
L3X3X3/8	3.0	0.076	2.6271	2	0.40
L3X3X3/8	3.0	0.076	2.6271	2	0.40
L3X3X3/8	3.0	0.076	2.7568	2	0.42
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	2.0781	2	0.26
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	2.2344	2	0.28

Af total Tramo 4= **2.15**

TRAMO 3					
Equivalencia AISC v14	Ancho (in)	ancho (mts)	Longitud (mts)	cantida d	Af (mts ²)
L3X3X3/8	3.0	0.076	2.7568	2	0.42
L3X3X3/8	3.0	0.076	2.8891	2	0.44
L3X3X3/8	3.0	0.076	2.8891	2	0.44
L3X3X3/8	3.0	0.076	3.0237	2	0.46
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	2.3906	2	0.30
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	2.5469	2	0.32

Af total Tramo 3= **2.39**

TRAMO 2					
Equivalencia AISC v14	Ancho (in)	ancho (mts)	Longitud (mts)	cantida d	Af (mts ²)
L4X4X3/8	4.0	0.102	3.3006	2	0.67
L4X4X3/8	4.0	0.102	3.4686	2	0.71
L3X3X3/8	3.0	0.076	2.7292	2	0.42
L3X3X3/8	3.0	0.076	2.51325	2	0.38
L3X3X3/8	3.0	0.076	5.6667	1	0.43
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	2.393	2	0.30
L3X3X3/8	3.0	0.076	2.8333	2	0.43

Af total Tramo 2= **3.34**

TRAMO 1					
Equivalencia AISC v14	Ancho (in)	ancho (mts)	Longitud (mts)	cantidad	Af (mts ²)
L2X2X1/4	2.0	0.051	1.4167	2	0.14
L3X3X3/8	3.0	0.076	2.51325	2	0.38
L3X3X3/8	3.0	0.076	6.0833	1	0.46
L3X3X3/8	3.0	0.076	5.1553	2	0.79
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.064	2.4516	2	0.31
L3X3X3/8	3.0	0.076	3.0417	2	0.46
L2X2X1/4	2.0	0.051	1.5208	2	0.15

Af total Tramo 1= **2.71**

Área plana placas de conexión Braces a Montantes Tramo 10

Tipo Placa	Área placa	Cantidad	Área total placa (mts ²)
120	0.0083	2	0.0165
121	0.0197	2	0.0394
122	0.0197	2	0.0394
123	0.0197	2	0.0394
124	0.0163	2	0.0327

Área placas Tramo 10= **0.1674**

Área plana placas de conexión Braces a Montantes Tramo 9

Tipo Placa	Área placa	Cantidad	Área total placa (mts ²)
220	0.0091	2	0.0182
221	0.0200	2	0.0401
222	0.0200	2	0.0401
223	0.0083	2	0.0167

Área placas Tramo 9= **0.1150**

Área plana placas de conexión Braces a Montantes Tramo
8

Tipo Placa	Área placa	Cantidad	Área total placa (mts ²)
320	0.0114	2	0.0227
321	0.0038	2	0.0075
322	0.0194	2	0.0389
323	0.0174	2	0.0347
325	0.0598	3	0.1794
Área placas Tramo 8=			0.2832

Área plana placas de conexión Braces a Montantes Tramo
7

Tipo Placa	Área placa	Cantidad	Área total placa (mts ²)
419	0.059804853	2	0.1196
420	0.012651038	2	0.0253
421	0.021474091	2	0.0429
422	0.012636036	2	0.0253
Área placas Tramo 7=			0.2131

Área plana placas de conexión Braces a Montantes Tramo
6

Tipo Placa	Área placa	Cantidad	Área total placa (mts ²)
519	0.059804853	2	0.1196
520	0.010899837	2	0.0218
521	0.022678192	2	0.0454
522	0.009791457	2	0.0196
Área placas Tramo 6=			0.2063

Área plana placas de conexión Braces a Montantes Tramo

5

Tipo Placa	Área placa	Cantidad	Área total placa (mts ²)
620	0.021186701	2	0.0424
621	0.003302	2	0.0066
622	0.029558862	2	0.0591
623	0.003302	2	0.0066
624	0.016174628	2	0.0323
625	0.064461887	1	0.0645
626	0.064461887	1	0.0645

Área placas Tramo 5=

0.2760

Área plana placas de conexión Braces a Montantes Tramo

4

Tipo Placa	Área placa	Cantidad	Área total placa (mts ²)
720	0.020808744	2	0.0416
721	0.003274897	2	0.0065
722	0.02882538	2	0.0577
723	0.003274897	2	0.0065
724	0.017620783	2	0.0352
725	0.064461887	1	0.0645
726	0.064461887	1	0.0645

Área placas Tramo 4=

0.2765

Área plana placas de conexión Braces a Montantes Tramo

3

Tipo Placa	Área placa	Cantidad	Área total placa (mts ²)
820	0.0447	2	0.0894
821	0.0038	2	0.0076
822	0.0430	2	0.0859
823	0.0038	2	0.0076
824	0.0226	2	0.0453
825	0.0902	1	0.0902
826	0.0902	1	0.0902

Área placas Tramo 3=

0.4162

Área plana placas de conexión Braces a Montantes Tramo

2

Tipo Placa	Área placa	Cantidad	Área total placa (mts ²)
920	0.0291	2	0.0581
921	0.0047	2	0.0095
922	0.0545	2	0.1091
923	0.0902	1	0.0902
924	0.0902	1	0.0902

Área placas Tramo 2=

0.3570

Área plana placas de conexión Braces a Montantes Tramo

1

Tipo Placa	Área placa	Cantidad	Área total placa (mts ²)
1020	0.0323	2	0.0645
1021	0.0047	2	0.0095
1022	0.0506	2	0.1012
1023	0.0048	2	0.0095
1024	0.0902	1	0.0902

Área placas Tramo 1=

0.2750

Se procede ahora al cálculo de ε = relación de solidez = $\frac{(A_f + A_r)}{A_g}$ y factor $Cf = 3.4 * \varepsilon^2 - 4.7 * \varepsilon + 3.4$ (Para Secciones triangulares) y revisar si el factor $Rr = 0.57 - 0.14 * \varepsilon + 0.86 * \varepsilon^2 - 0.24 * \varepsilon^3 \leq 1$ cuando $C < 4.4$ m/s m {32 mph ft} (flujo subcrítico o flujo lento) o si $Rr = 0.36 + 0.26 * \varepsilon + 0.97 * \varepsilon^2 - 0.63 * \varepsilon^3$ cuando $C > 8.7$ m/s m {64 mph ft} (flujo supercrítico o flujo veloz) de acuerdo con la información del plano de elevación de torre:

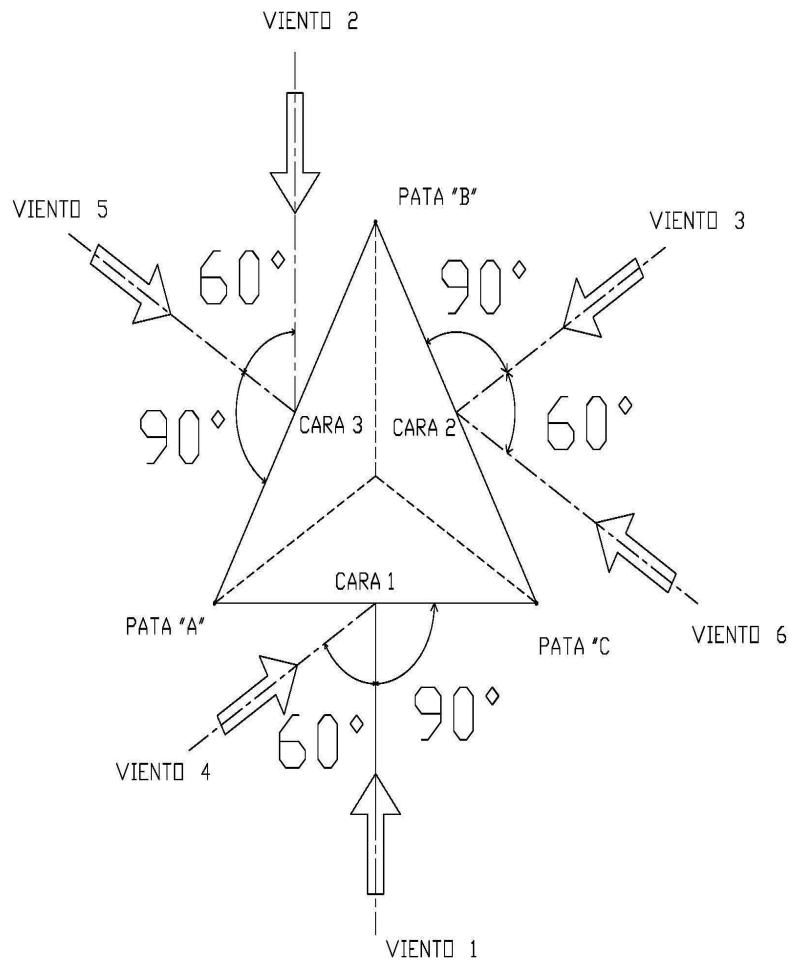
Sección	Z (mts)	qz*GH [Pa ó N/m²]	alto tramo	ancho inferior	AG	Af	Ar	ε (relación de solidez)
TRAMO 10	57	454.86	6	1.5	9.61	1.47	1.220	0.280
TRAMO 9	51	444.33	6	1.5	9.61	1.19	1.220	0.251
TRAMO 8	45	432.78	6	2.125	11.64	1.39	1.524	0.250
TRAMO 7	39	419.94	6	2.75	15.39	1.20	1.524	0.177
TRAMO 6	33	405.42	6	3.375	19.14	1.30	1.524	0.147
TRAMO5	27	388.65	6	4	22.89	2.10	1.524	0.158
TRAMO 4	21	368.62	6	4.625	26.79	2.43	1.829	0.159
TRAMO 3	15	343.42	6	5.25	30.54	2.81	1.829	0.152
TRAMO 2	9	308.40	6	5.875	34.29	3.70	1.829	0.161
TRAMO 1	3	267.70	6	6.5	38.04	2.98	1.829	0.126

Sección	ϵ (relación de solidez)	Cf
TRAMO 10	0.280	2.350
TRAMO 9	0.251	2.434
TRAMO 8	0.250	2.436
TRAMO 7	0.177	2.675
TRAMO 6	0.147	2.781
TRAMO5	0.158	2.741
TRAMO 4	0.159	2.739
TRAMO 3	0.152	2.765
TRAMO 2	0.161	2.731
TRAMO 1	0.126	2.860

Sección	I	Kz	Kzt	V (m/seg)	D (mts)	C	tipo de flujo
TRAMO 10	1.15	1.44	1	26.67	4	128.188	flujo veloz
TRAMO 9	1.15	1.41	1	26.67	4	126.696	flujo veloz
TRAMO 8	1.15	1.37	1	26.67	5	156.298	flujo veloz
TRAMO 7	1.15	1.33	1	26.67	5	153.961	flujo veloz
TRAMO 6	1.15	1.29	1	26.67	5	151.277	flujo veloz
TRAMO5	1.15	1.23	1	26.67	5	148.115	flujo veloz
TRAMO 4	1.15	1.17	1	26.67	6	173.098	flujo veloz
TRAMO 3	1.15	1.09	1	26.67	6	167.075	flujo veloz
TRAMO 2	1.15	0.98	1	26.67	6	158.328	flujo veloz
TRAMO 1	1.15	0.85	1	26.67	6	147.512	flujo veloz

Sección	ε	Rr	Es Rr \leq 1?
TRAMO 10	0.280	0.593	O.K.
TRAMO 9	0.251	0.585	O.K.
TRAMO 8	0.250	0.585	O.K.
TRAMO 7	0.177	0.571	O.K.
TRAMO 6	0.147	0.567	O.K.
TRAMO5	0.158	0.568	O.K.
TRAMO 4	0.159	0.569	O.K.
TRAMO 3	0.152	0.568	O.K.
TRAMO 2	0.161	0.569	O.K.
TRAMO 1	0.126	0.566	O.K.

Con los datos encontrados para cada sección de torre, se procede a calcular el área efectiva proyectada de cada sección de acuerdo con la ecuación $(AEP)_s = C_f * [D_f * \sum A_f + D_r * \sum (A_r * R_r)]$ que al multiplicarse por el producto de " $q_z * Gh$ " dará el valor de Fuerza sobre cada cara en cada dirección de viento analizada, según la siguiente identificación de caras y dirección de viento en torre.



**Identificación de Caras y
Dirección de viento en torre**

**Resumen para cálculo de (AEP) sección torre para viento Normal
denominado V1=V3=V5 en Cara 1, Cara 2 y Cara 3**

Sección	Cf	Df Normal	Dr Normal	Af	Ar	Rr	(AEP) _s m ²	qz*GH [Pa ó	F [N]
TRAMO 10	2.35	1	1	1.47	1.22	0.593	5.16	454.86	2348.37
TRAMO 9	2.43	1	1	1.19	1.22	0.585	4.64	444.33	2062.40
TRAMO 8	2.44	1	1	1.39	1.52	0.585	5.56	432.78	2405.81
TRAMO 7	2.68	1	1	1.20	1.52	0.571	5.53	419.94	2321.63
TRAMO 6	2.78	1	1	1.30	1.52	0.567	6.01	405.42	2436.84
TRAMO5	2.74	1	1	2.10	1.52	0.568	8.13	388.65	3161.01
TRAMO 4	2.74	1	1	2.43	1.83	0.569	9.50	368.62	3500.32
TRAMO 3	2.77	1	1	2.81	1.83	0.568	10.63	343.42	3650.02
TRAMO 2	2.73	1	1	3.70	1.83	0.569	12.94	308.40	3991.81
TRAMO 1	2.86	1	1	2.98	1.83	0.566	11.49	267.70	3074.65

**Resumen para cálculo de (AEP) sección torre para viento 60° denominado
V2=V4=V6 en Cara 3, Cara 1 y Cara 2**

Sección	Cf	Df 60° (de tabla	Dr 60° (de tabla	Af	Ar	Rr	(AEP) _s m ²	qz*GH [Pa ó	F [N]
TRAMO 10	2.35	0.8	1	1.47	1.22	0.59	4.47	454.86	2033.29
TRAMO 9	2.43	0.8	1	1.19	1.22	0.59	4.06	444.33	1804.32
TRAMO 8	2.44	0.8	1	1.39	1.52	0.59	4.88	432.78	2112.73
TRAMO 7	2.68	0.8	1	1.20	1.52	0.57	4.89	419.94	2052.81
TRAMO 6	2.78	0.8	1	1.30	1.52	0.57	5.29	405.42	2144.47
TRAMO5	2.74	0.8	1	2.10	1.52	0.57	6.98	388.65	2713.42
TRAMO 4	2.74	0.8	1	2.43	1.83	0.57	8.17	368.62	3010.26
TRAMO 3	2.77	0.8	1	2.81	1.83	0.57	9.08	343.42	3117.24
TRAMO 2	2.73	0.8	1	3.70	1.83	0.57	10.92	308.40	3368.68
TRAMO 1	2.86	0.8	1	2.98	1.83	0.57	9.78	267.70	2618.14

**Resumen para cálculo de (AEP) sección torre para viento 90° sobre Cara 1 ,
Cara 2 y Cara 3**

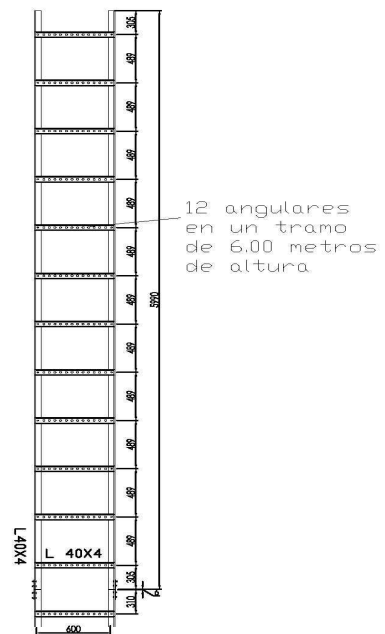
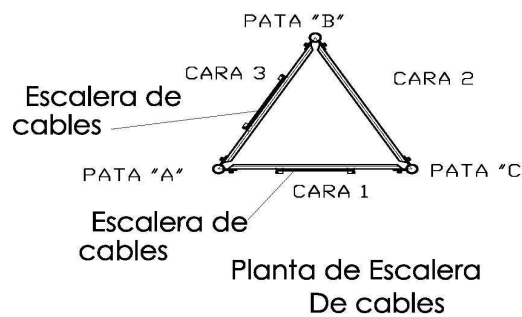
Sección	Cf	Df 90° (de tabla	Dr 90° (de	Af	Ar	Rr	(AEP)s m ²	qz*GH [Pa ó	F [N]
TRAMO 10	2.35	0.85	1	1.47	1.22	0.59	4.64	454.86	2112.06
TRAMO 9	2.43	0.85	1	1.19	1.22	0.59	4.21	444.33	1868.84
TRAMO 8	2.44	0.85	1	1.39	1.52	0.59	5.05	432.78	2186.00
TRAMO 7	2.68	0.85	1	1.20	1.52	0.57	5.05	419.94	2120.01
TRAMO 6	2.78	0.85	1	1.30	1.52	0.57	5.47	405.42	2217.56
TRAMO5	2.74	0.85	1	2.10	1.52	0.57	7.27	388.65	2825.31
TRAMO 4	2.74	0.85	1	2.43	1.83	0.57	8.50	368.62	3132.77
TRAMO 3	2.77	0.85	1	2.81	1.83	0.57	9.47	343.42	3250.44
TRAMO 2	2.73	0.85	1	3.70	1.83	0.57	11.43	308.40	3524.46
TRAMO 1	2.86	0.85	1	2.98	1.83	0.57	10.21	267.70	2732.27

Con las fuerzas encontradas para cada condición de ángulo de aplicación de las fuerzas de viento sobre la cara de la estructura, se procede a determinar la máxima fuerza que será la que se utilizará para fuerza final aplicada:

Resumen final de fuerzas sobre cara de torre por tramos				
Sección	Viento Normal	Viento 60°	Viento 90°	Fuerza de viento Resultante mayor [N]
TRAMO 10	2348.369	2033.29	2112.061	2348.37
TRAMO 9	2062.399	1804.32	1868.842	2062.40
TRAMO 8	2405.808	2112.73	2185.996	2405.81
TRAMO 7	2321.626	2052.81	2120.012	2321.63
TRAMO 6	2436.837	2144.47	2217.565	2436.84
TRAMO5	3161.006	2713.42	2825.314	3161.01
TRAMO 4	3500.315	3010.26	3132.774	3500.32
TRAMO 3	3650.019	3117.24	3250.435	3650.02
TRAMO 2	3991.809	3368.68	3524.462	3991.81
TRAMO 1	3074.654	2618.14	2732.271	3074.65

Cálculo de fuerzas sobre accesorios de la torre autoportada:

Ahora se debe calcular las fuerzas de viento sobre los accesorios de la torre, y de acuerdo con cada análisis de fuerzas aplicadas, también se debe proceder a determinar las máximas fuerzas aplicadas, para sumarlas a las fuerzas ya encontradas sobre cada cara y tramo de la torre, dependiendo en la cara donde estén instalados. Se inicia con cálculo de fuerzas sobre escalerillas de cables de acuerdo con al detalle que se muestra a continuación:



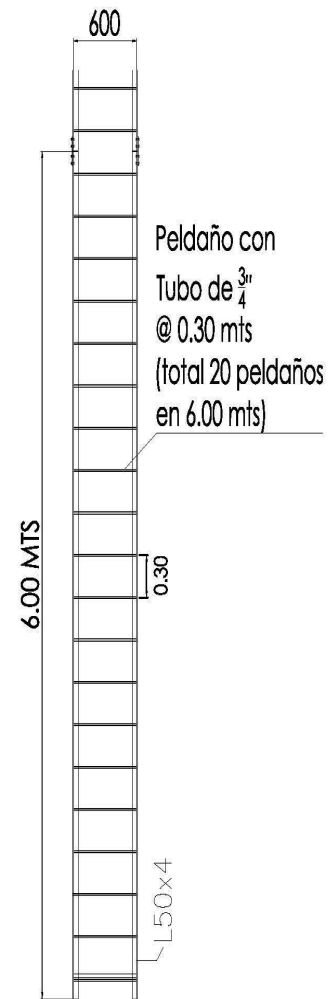
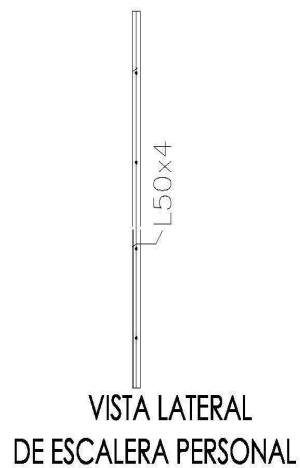
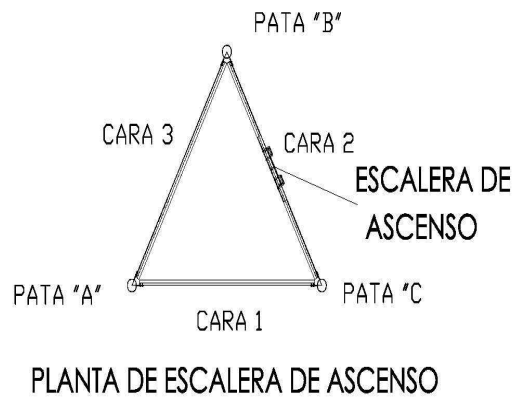
Elevación de Escalera De cables

Cálculo de fuerzas en escalerillas de cables en Cara 1= Cara 3

Sección	Ancho total Normal escalerilla	Ancho normal y transversal de cada angular vertical escalerilla	Longitud escalerilla	Ancho Normal horizontal angular escalerilla	Cantidad de elementos verticales (Normal)	Cantidad de elementos horizontales (normal)
TRAMO 10	0.6	0.04	6	0.04	2	12
TRAMO 9	0.6	0.04	6	0.04	2	12
TRAMO 8	0.6	0.04	6	0.04	2	12
TRAMO 7	0.6	0.04	6	0.04	2	12
TRAMO 6	0.6	0.04	6	0.04	2	12
TRAMO5	0.6	0.04	6	0.04	2	12
TRAMO 4	0.6	0.04	6	0.04	2	12
TRAMO 3	0.6	0.04	6	0.04	2	12
TRAMO 2	0.6	0.04	6	0.04	2	12
TRAMO 1	0.6	0.04	6	0.04	2	12

Sección	Áreas Normales efectivas tramos verticales	Áreas Transversales efectivas tramos horizontales	$qz \cdot GH$ [Pa ó N/m ²]	F (Normal) en Newton	F (transversal) en Newton	F máxima por tramo (Newton)
TRAMO 10	0.768	0.24	454.86	349.33	109.17	349.334
TRAMO 9	0.768	0.24	444.33	341.25	106.64	341.249
TRAMO 8	0.768	0.24	432.78	332.37	103.87	332.374
TRAMO 7	0.768	0.24	419.94	322.51	100.78	322.510
TRAMO 6	0.768	0.24	405.42	311.36	97.30	311.365
TRAMO5	0.768	0.24	388.65	298.48	93.28	298.485
TRAMO 4	0.768	0.24	368.62	283.10	88.47	283.103
TRAMO 3	0.768	0.24	343.42	263.74	82.42	263.743
TRAMO 2	0.768	0.24	308.40	236.85	74.02	236.851
TRAMO 1	0.768	0.24	267.70	205.60	64.25	205.597

Se continúa con cálculo de fuerzas sobre escalerillas de ascenso de personal de acuerdo con al siguiente detalle:



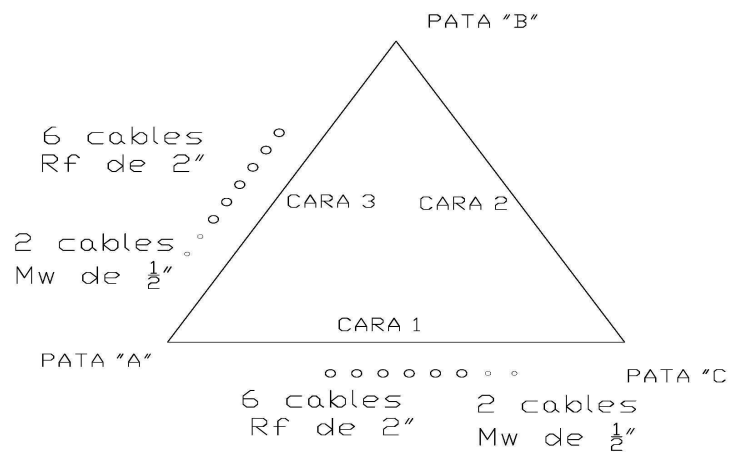
Cálculo de fuerzas en escalerillas de ascenso en Cara 2:

Sección	Ancho total Normal escalerilla	Ancho normal y transversal de cada angular vertical escalerilla	Longitud escalerilla	Ancho Normal horizontal tubo escalerilla	Cantidad de elementos verticales (Normal)	Cantidad de elementos horizontales (normal)
TRAMO 10	0.6	0.05	6	0.019	2	20
TRAMO 9	0.6	0.05	6	0.019	2	20
TRAMO 8	0.6	0.05	6	0.019	2	20
TRAMO 7	0.6	0.05	6	0.019	2	20
TRAMO 6	0.6	0.05	6	0.019	2	20
TRAMO5	0.6	0.05	6	0.019	2	20
TRAMO 4	0.6	0.05	6	0.019	2	20
TRAMO 3	0.6	0.05	6	0.019	2	20
TRAMO 2	0.6	0.05	6	0.019	2	20
TRAMO 1	0.6	0.05	6	0.019	2	20

Sección	Áreas Normales efectivas tramos verticales	Áreas Transversales efectivas tramos horizontales	$qz \cdot GH$ [Pa ó N/m ²]	F (Normal) en Newton	F (transversal) en Newton	F máxima por tramo (Newton)
TRAMO 10	0.829	0.3	454.86	376.92	136.46	376.925
TRAMO 9	0.829	0.3	444.33	368.20	133.30	368.201

Sección	Áreas Normales efectivas tramos verticales efectivas	Áreas Transversales efectivas tramos horizontales	$qz \cdot GH$ [Pa ó N/m ²]	F (Normal) en Newton	F (transversal) en Newton	F máxima por tramo (Newton)
TRAMO 8	0.829	0.3	432.78	358.63	129.83	358.626
TRAMO 7	0.829	0.3	419.94	347.98	125.98	347.983
TRAMO 6	0.829	0.3	405.42	335.96	121.63	335.957
TRAMO5	0.829	0.3	388.65	322.06	116.60	322.060
TRAMO 4	0.829	0.3	368.62	305.46	110.59	305.463
TRAMO 3	0.829	0.3	343.42	284.57	103.02	284.574
TRAMO 2	0.829	0.3	308.40	255.56	92.52	255.558
TRAMO 1	0.829	0.3	267.70	221.84	80.31	221.835

A continuación se debe realizar el cálculo de fuerzas producidos por los cables de RF de acuerdo con la ubicación descrita en el siguiente dibujo.



Ubicación de Cables en torre

Sección	No Cables Rf Normal	No Cables Rf Transversal	ϕ cables Rf	Ca Normal (sección 5.6)	Ca Transversal (sección 5.6)	Longitud del tramo (mts)
TRAMO 10	6	1	0.051	1.5	1.5	6
TRAMO 9	6	1	0.051	1.5	1.5	6
TRAMO 8	6	1	0.051	1.5	1.5	6
TRAMO 7	6	1	0.051	1.5	1.5	6
TRAMO 6	6	1	0.051	1.5	1.5	6
TRAMO5	6	1	0.051	1.5	1.5	6
TRAMO 4	6	1	0.051	1.5	1.5	6
TRAMO 3	6	1	0.051	1.5	1.5	6
TRAMO 2	6	1	0.051	1.5	1.5	6
TRAMO 1	6	1	0.051	1.5	1.5	6

Sección	AEP Normal	AEP Transversal	$qz \cdot GH$ [Pa ó N/m ²]	F (Normal) en Newton	F (transversal) en Newton	F máxima por tramo (Newton)
TRAMO 10	2.744	0.46	454.86	1248.095	208.016	1248.10
TRAMO 9	2.744	0.46	444.33	1219.209	203.202	1219.21
TRAMO 8	2.744	0.46	432.78	1187.503	197.917	1187.50
TRAMO 7	2.744	0.46	419.94	1152.261	192.043	1152.26
TRAMO 6	2.744	0.46	405.42	1112.441	185.407	1112.44
TRAMO5	2.744	0.46	388.65	1066.423	177.737	1066.42
TRAMO 4	2.744	0.46	368.62	1011.467	168.578	1011.47
TRAMO 3	2.744	0.46	343.42	942.297	157.050	942.30
TRAMO 2	2.744	0.46	308.40	846.219	141.037	846.22
TRAMO 1	2.744	0.46	267.70	734.553	122.426	734.55

Cálculo de fuerzas producidos por cables de Tx en Caras 1 y 3:

Sección	No Cables Tx Normal	No Cables Tx Transversal	ϕ cables Tx	Ca Normal (sección 5.6)	Ca Transversal (sección 5.6)	Longitud del tramo (mts)
TRAMO 9	2	1	0.013	1.5	1.5	2
TRAMO 8	2	1	0.013	1.5	1.5	6
TRAMO 7	2	1	0.013	1.5	1.5	6
TRAMO 6	2	1	0.013	1.5	1.5	6
TRAMO 5	2	1	0.013	1.5	1.5	6
TRAMO 4	2	1	0.013	1.5	1.5	6
TRAMO 3	2	1	0.013	1.5	1.5	6
TRAMO 2	2	1	0.013	1.5	1.5	6
TRAMO 1	2	1	0.013	1.5	1.5	6

Sección	AEP Normal	AEP Transversal	$qz \cdot GH$ [Pa ó N/m ²]	F (Normal) en Newton	F (transversal) en Newton	F máxima por tramo (Newton)
TRAMO 9	0.076	0.04	454.86	34.669	17.335	34.67
TRAMO 8	0.229	0.11	444.33	101.601	50.800	101.60
TRAMO 7	0.229	0.11	432.78	98.959	49.479	98.96
TRAMO 6	0.229	0.11	419.94	96.022	48.011	96.02
TRAMO 5	0.229	0.11	405.42	92.703	46.352	92.70
TRAMO 4	0.229	0.11	388.65	88.869	44.434	88.87
TRAMO 3	0.229	0.11	368.62	84.289	42.144	84.29
TRAMO 2	0.229	0.11	343.42	78.525	39.262	78.52
TRAMO 1	0.229	0.11	308.40	70.518	35.259	70.52

Toca ahora calcular la fuerza de viento producido por las antenas de RF, esto de acuerdo con el capítulo 2 y tabla No. VII.

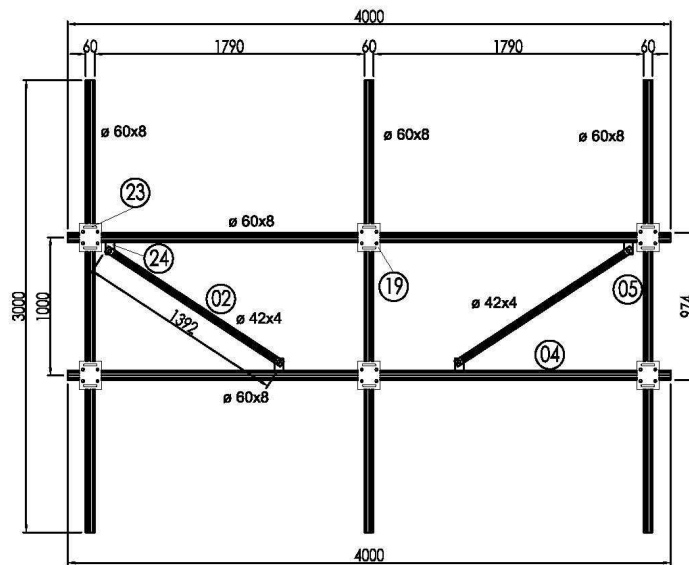
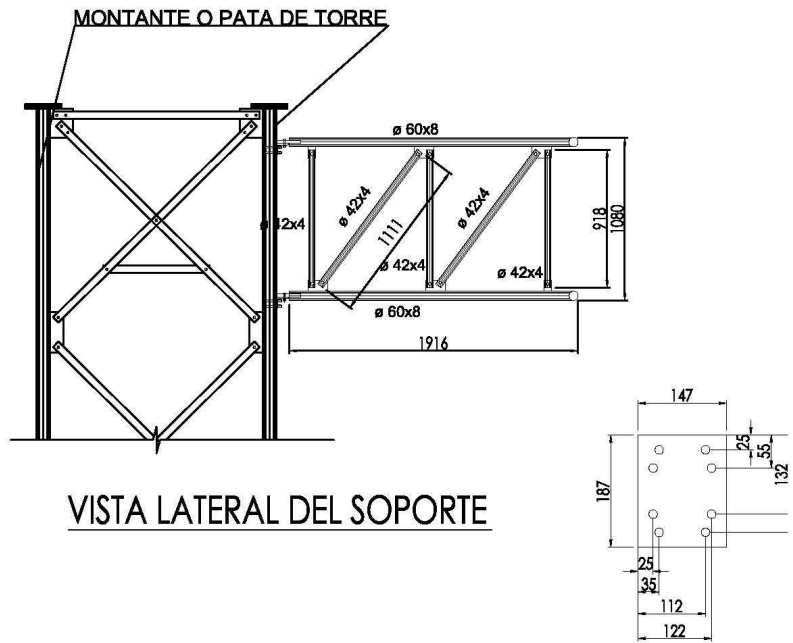
Antena RF	Alto (mts)	Ancho (mts)	Profundidad (mts)	Relación de aspecto Alto/Ancho	Ca Normal	A _A Normal m ²
TRAMO 10	1.31	0.17	0.08	7.71	1.42	0.22

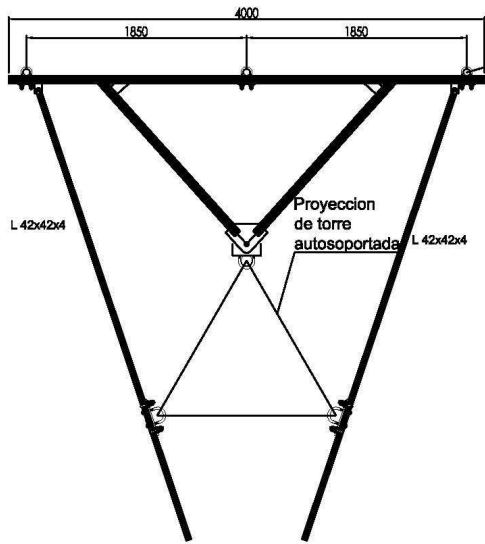
Antena RF	AEP normal a 1 cara del accesorio m ²	Numero de antenas por cara	AEP Normal total m ²	Relación de aspecto Alto/Profundidad
TRAMO 10	0.32	3.00	0.95	15.60

Antena RF	Ca lateral	A _A Lateral m ²	AEP Lateral m ²	Numero de Antenas Rf
TRAMO 10	1.69	0.11	0.19	3.00

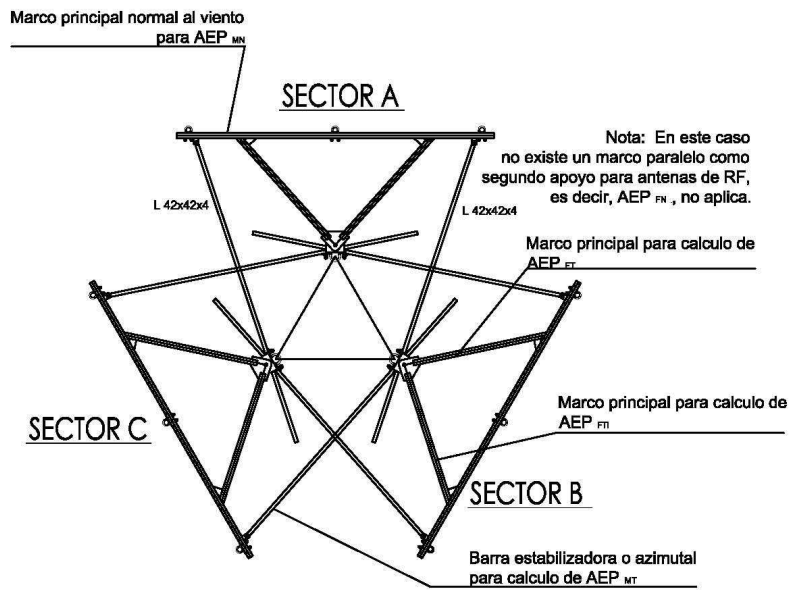
Antena RF	AEP Lateral Total m ²	AEP Mayor	qz*GH [Pa ó N/m ²]	F máxima por tramo (Newton)
TRAMO 10	0.56	0.95	454.86	432.60

Se debe continuar con el cálculo de fuerza de viento por soportes para antenas de Rf, en lo descrito en el capítulo 2 y en las figuras mostradas a continuación para apoyo de detalles de dimensiones y área a utilizar para el cálculo de la fuerza de viento:





PLANTA DE SOPORTE



PLANTA DE SOPORTES

Cálculo de fuerza Cara Normal soportes para antena de RF Tramo 10
cara 1, cara 2 y cara 3 viento Normal:

Tipo de Tubo	Diámetro Tubo (mts)	unidades	Longitud (mts)	Ar (mts ²)
60x8	0.06	2	4	0.48
42x4	0.042	2	1.392	0.116928

0.60

Tipo de placa	Ancho	Largo	unidades	Af (mts ²)
187x147	0.147	0.187	6	0.164934

Ancho total ménsula	alto total ménsula	AG (mts ²)	ϵ	Condición	Cas	Rrf
4	0.974	3.896	0.195549795	utilizar $Cas=1.58+1.05+(0.6-e)^{1.8}$	2.826	0.615

Sección	(AEP)MN	(AEP)FN	(AEP)N	$qz*GH$ [Pa ó N/m ²]	F normal ménsula (N)
Tramo 10	0.67	0.00	0.67	454.86	304.50

Cálculo de fuerza cara transversal por soportes para antenas de RF
Tramo 10 cara 1, cara 2 y cara 3 Viento Normal.

Tipo de Tubo	Diámetro Tubo (mts)	unidades	Longitud (mts)	Ar (mts ²)
60x8	0.06	2	1.916	0.23
42x4	0.042	2	1.111	0.09
42x4	0.042	3	0.918	0.12
				0.44

Af=	0
-----	----------

Cálculo de áreas para marco principal transversal de apoyo de marco de antenas para determinar (AEP)_{MT}

Tipo de Angular	Ancho angular (mts)	unidades	Longitud (mts)	Af (mts ²)	C	(AEP) _{MT}
42x42x4	0.042	2	4.00	0.336	2	0.672

Ancho lateral ménsula	Alto lateral ménsula	AG (mts ²)	ε	Condición	Cas	Rrf
1.916	1.08	2.07	0.212	utilizar Cas=1.58+1.05+(0.6-e) ^{1.8}	2.81	0.62

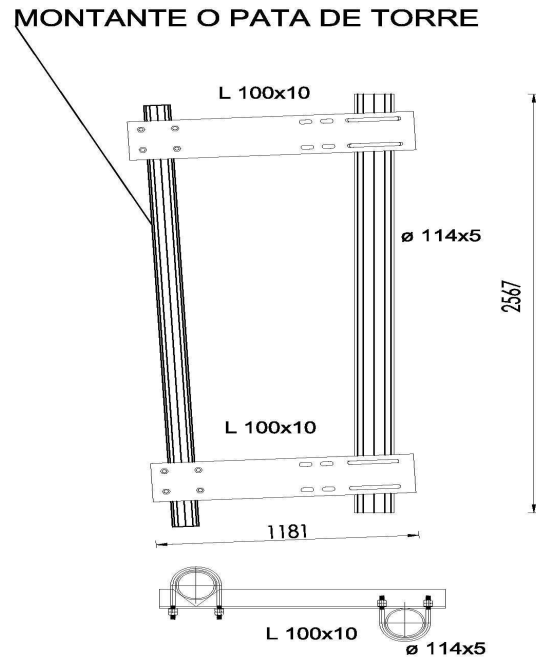
(AEP)FT	(AEP)FTi	(AEP)MT	(AEP)T	qz*GH [Pa ó N/m ²]	F transversal ménsula (N)
0.44	0.76	0.67	1.16	454.86	525.94

Resumen para fuerzas encontradas en Ménsula:

Antena RF	F normal ménsula (N)	F transversal ménsula (N)	F mayor ménsula (Newton)
TRAMO 10	304.50	525.94	525.94

Se procede ahora al accesorio denominado soporte para la antena de microondas, en este caso y por las características del soporte se procederá a

calcular la fuerza de viento de acuerdo con la siguiente imagen.

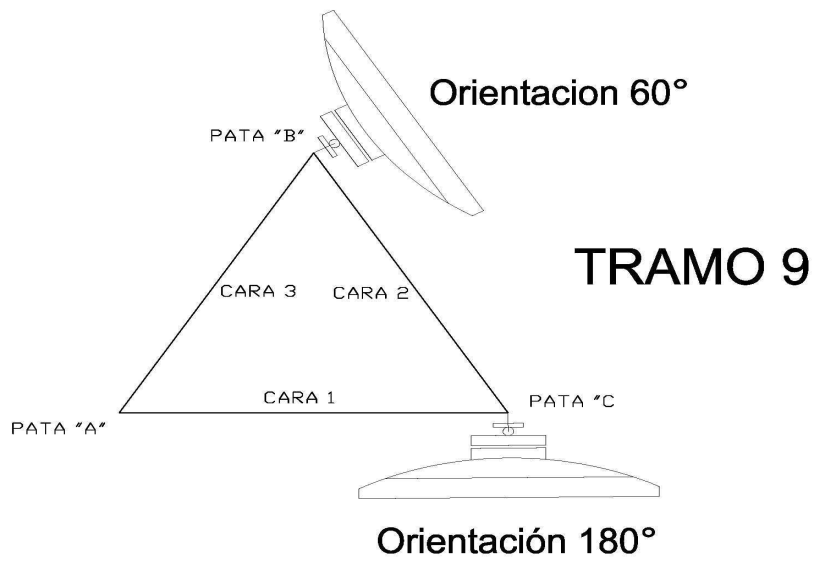


DETALLES DE SOPORTES DE MICROONDAS

En este soporte, se puede detectar que la Fuerza Normal sobre el accesorio deberá ser considerada como un valor de Cero Newton, ya que la norma indica que para la relación de solidez no debe tomarse en cuenta el soporte principal de la antena.

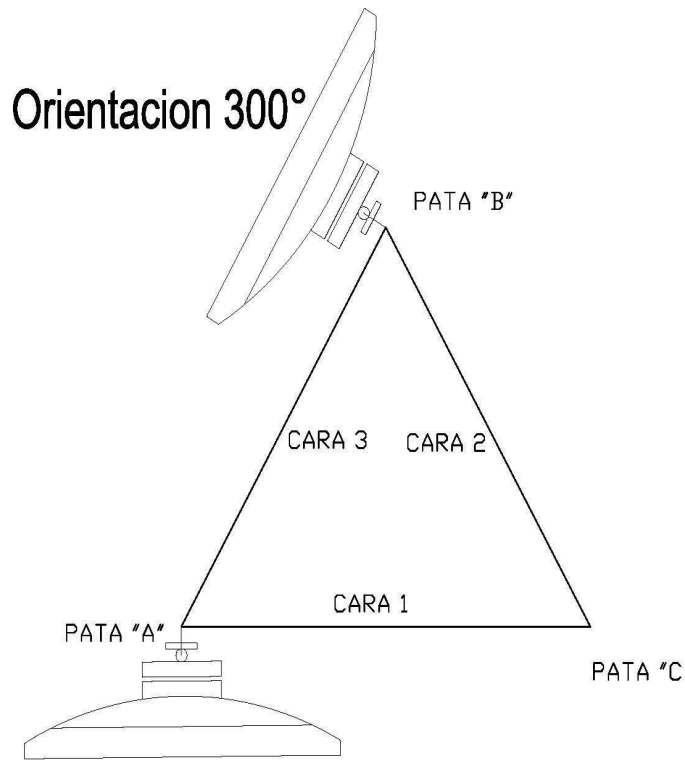
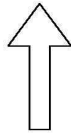
Por lo que queda entonces determinar la fuerza lateral de viento por este accesorio y se detallan los cálculos de acuerdo con la ubicación de los mismos en el tramo 9 y el tramo 7 que se muestra a continuación.

Norte Magenico torre.



Antena de Mw Elev. 54 m.

Norte Magenico torre.



TRAMO 7

Orientacion 180°

Antena de Mw Elev. 40.00 m.

Tipo de Tubo	Diámetro Tubo (mts)	unidades	Longitud (mts)	Ar (mts ²)
114x5	0.11	1.00	2.57	0.29

Tipo de Angular	Ancho angular (mts)	unidades	Longitud (mts)	Af (mts ²)
100x10	0.10	1.00	1.29	0.13
100x10	0.10	1.00	1.18	0.12

0.25

Sección	Ancho lateral 1	Ancho lateral 2	Alto lateral soporte	AG (mts ²)	ϵ	Condición	Cas	Rrf
TRAMO 9	1.29	1.18	2.57	3.17	0.17	utilizar Cas=1.58+ 1.05+(0.6- e)^1.8	2.85	0.61
TRAMO 7	1.29	1.18	2.57	3.17	0.17	utilizar Cas=1.58+ 1.05+(0.6- e)^1.8	2.85	0.61

Sección	(AEP)FT	(AEP)FTi	(AEP)MT	(AEP)T	qz*GH [Pa ó N/m ²]	F transversal ménsula (N)
TRAMO 9	0.54	1.21	0.00	1.15	444.33	509.04
TRAMO 7	0.54	1.21	0.00	1.15	419.94	481.09

Sección	F normal soporte Mw (N)	F transversal soporte Mw (N)	F mayor Soporte de antena de Mw (Newton)	Caras de aplicación de la fuerza	
				1	2
TRAMO 9	0	509.04	509.04	1	2
TRAMO 7	0	481.09	481.09	1	3

Se debe determinar la fuerza de viento sobre las antenas de microondas con cubierta cilíndrica y para esto se debe utilizar la tabla X para los tramos 9 y tramos 7 que es donde se encuentran instaladas las antenas de microonda, según los detalles de ubicación de estos accesorios en la torre que se está analizando:

Sección	$qz*GH$ [Pa ó N/m ²]	Cara	Orientación (°)	diámetro antena (mts)	Área antena (mts ²)
TRAMO 9	510.98	1	180	1.20	1.13
TRAMO 9	510.98	2	60	1.20	1.13

Sección	CA	CS	FAM	FFS	F mayor (N)
TRAMO 9	-1.0156	0.0000	-510.37	0.00	510.37
TRAMO 9	0.9453	0.3672	475.04	195.79	475.04

Sección	$qz*GH$ [Pa ó N/m ²]	Cara	Orientación (°)	diámetro antena (mts)	Área antena (mts ²)
TRAMO 7	482.93	1	180	1.20	1.13
TRAMO 7	482.93	3	300	1.20	1.13

Sección	CA	CS	FAM	FFS	F mayor (N)
TRAMO 7	-1.0156	0.00	-482.34	0.00	482.34
TRAMO 7	0.9453	-0.3672	448.96	-174.40	448.96

Cálculo de fuerzas totales integradas de cada cara y sus accesorios de la torre autoportada:

El resumen de fuerzas totales de viento en cada cara $F_w = F_{st} + F_A$ se detalla a continuación como resumen a la sección 2.2.7:

Resumen de fuerzas totales producidas en cara 1

Sección	Fuerza Cara	Fuerza escalerilla cables	Fuerza escalerilla ascenso	Fuerza cables Rf	Fuerza cables Tx
TRAMO 10	2348.37	349.33	0.00	1248.10	0.00
TRAMO 9	2062.40	341.25	0.00	1219.21	34.67
TRAMO 8	2405.81	332.37	0.00	1187.50	101.60
TRAMO 7	2321.63	322.51	0.00	1152.26	98.96
TRAMO 6	2436.84	311.36	0.00	1112.44	96.02
TRAMO5	3161.01	298.48	0.00	1066.42	92.70
TRAMO 4	3500.32	283.10	0.00	1011.47	88.87
TRAMO 3	3650.02	263.74	0.00	942.30	84.29
TRAMO 2	3991.81	236.85	0.00	846.22	78.52
TRAMO 1	3074.65	205.60	0.00	734.55	70.52

Sección	Fuerza Antenas Rf	Fuerza Soportes antenas RF	Fuerza Soportes antenas Mw	Fuerza antenas Mw	Fuerza total en Cara 1 (N)
TRAMO 10	432.60	525.94	0.00	0.00	4904.34
TRAMO 9	0.00	0.00	509.04	510.37	4676.94
TRAMO 8	0.00	0.00	0.00	0.00	4027.29
TRAMO 7	0.00	0.00	481.09	482.34	4858.79
TRAMO 6	0.00	0.00	0.00	0.00	3956.66
TRAMO5	0.00	0.00	0.00	0.00	4618.62
TRAMO 4	0.00	0.00	0.00	0.00	4883.75
TRAMO 3	0.00	0.00	0.00	0.00	4940.35
TRAMO 2	0.00	0.00	0.00	0.00	5153.40
TRAMO 1	0.00	0.00	0.00	0.00	4085.32

Resumen de fuerzas totales producidas en cara 2:

Sección	Fuerza Cara	Fuerza escalerilla cables	Fuerza escalerilla ascenso	Fuerza cables Rf	Fuerza cables Tx
TRAMO 10	2348.37	0.00	376.92	0.00	0.00
TRAMO 9	2062.40	0.00	368.20	0.00	0.00
TRAMO 8	2405.81	0.00	358.63	0.00	0.00
TRAMO 7	2321.63	0.00	347.98	0.00	0.00
TRAMO 6	2436.84	0.00	335.96	0.00	0.00
TRAMO5	3161.01	0.00	322.06	0.00	0.00
TRAMO 4	3500.32	0.00	305.46	0.00	0.00
TRAMO 3	3650.02	0.00	284.57	0.00	0.00
TRAMO 2	3991.81	0.00	255.56	0.00	0.00
TRAMO 1	3074.65	0.00	221.84	0.00	0.00

Sección	Fuerza Antenas Rf	Fuerza Soportes antenas RF	Fuerza Soportes antenas Mw	Fuerza antenas Mw	Fuerza total en Cara 2 (N)
TRAMO 10	432.60	525.94	0.00	0.00	3683.83
TRAMO 9	0.00	0.00	509.04	475.04	3414.68
TRAMO 8	0.00	0.00	0.00	0.00	2764.43
TRAMO 7	0.00	0.00	0.00	0.00	2669.61
TRAMO 6	0.00	0.00	0.00	0.00	2772.79
TRAMO5	0.00	0.00	0.00	0.00	3483.07
TRAMO 4	0.00	0.00	0.00	0.00	3805.78
TRAMO 3	0.00	0.00	0.00	0.00	3934.59
TRAMO 2	0.00	0.00	0.00	0.00	4247.37
TRAMO 1	0.00	0.00	0.00	0.00	3296.49

Resumen de fuerzas totales producidas en cara 3:

Sección	Fuerza Cara	Fuerza escalerilla cables	Fuerza escalerilla ascenso	Fuerza cables Rf	Fuerza cables Tx
TRAMO 10	2348.37	349.334	0.00	1248.10	0.00
TRAMO 9	2062.40	341.249	0.00	1219.21	34.67
TRAMO 8	2405.81	332.374	0.00	1187.50	101.60
TRAMO 7	2321.63	322.510	0.00	1152.26	98.96
TRAMO 6	2436.84	311.365	0.00	1112.44	96.02
TRAMO5	3161.01	298.485	0.00	1066.42	92.70
TRAMO 4	3500.32	283.103	0.00	1011.47	88.87
TRAMO 3	3650.02	263.743	0.00	942.30	84.29
TRAMO 2	3991.81	236.851	0.00	846.22	78.52
TRAMO 1	3074.65	205.597	0.00	734.55	70.52

Sección	Fuerza Antenas Rf	Fuerza Soportes	Fuerza Soportes	Fuerza antenas	Fuerza total en Cara 3 (N)
TRAMO 10	432.60	525.94	0.00	0.00	4904.34
TRAMO 9	0.00	0.00	0.00	0.00	3657.53
TRAMO 8	0.00	0.00	0.00	0.00	4027.29
TRAMO 7	0.00	0.00	481.09	448.96	4825.40
TRAMO 6	0.00	0.00	0.00	0.00	3956.66
TRAMO5	0.00	0.00	0.00	0.00	4618.62
TRAMO 4	0.00	0.00	0.00	0.00	4883.75
TRAMO 3	0.00	0.00	0.00	0.00	4940.35
TRAMO 2	0.00	0.00	0.00	0.00	5153.40
TRAMO 1	0.00	0.00	0.00	0.00	4085.32

Resumen de Fuerzas máximas totales Fw (Cara torre + Accesorios) por viento en Newton y conversiones a sistemas de unidades Kg (fuerza) y Libras (fuerza)

Determinación de fuerza mayor aplicada a cada cara de torre Autosoportada por viento Fw						
Sección	Fuerza total en Cara 1 (N)	kgf	N/m	kgf/m	Lbs f	Lbs f/pie
TRAMO 10	4904.34	500.10	817.39	83.35	1100.22	55.91
TRAMO 9	4676.94	476.91	779.49	79.49	1049.21	53.31
TRAMO 8	4027.29	410.67	671.21	68.44	903.47	45.91
TRAMO 7	4858.79	495.46	809.80	82.58	1090.00	55.39
TRAMO 6	3956.66	403.47	659.44	67.24	887.62	45.10
TRAMO5	4618.62	470.97	769.77	78.49	1036.12	52.65
TRAMO 4	4883.75	498.00	813.96	83.00	1095.60	55.67
TRAMO 3	4940.35	503.77	823.39	83.96	1108.30	56.32
TRAMO 2	5153.40	525.50	858.90	87.58	1156.10	58.74
TRAMO 1	4085.32	416.58	680.89	69.43	916.49	46.57
Corte basal por viento=	46105.46	4701.42			10343.13	

Seguidamente se procede a calcular las fuerzas por nudo a distribuir en la cara de la torre principal de la estructura, esto se tabula en el cuadro mostrado a continuación para después ingresarlo al programa de análisis estructural.

Ubicación fuerza SAP 2000	Ubicación	Fuerza totales a cada cara Kg	Fuerza a cada nudo por tramo
nudo 31= nudo 32	Superior	500.10	125.03
nudo 28= nudo 29	Superior	476.91	244.25
nudo 25= nudo 26	Superior	410.67	221.89
nudo 22= nudo 23	Superior	495.46	226.53
nudo 19= nudo 20	Superior	403.47	224.73
nudo 16= nudo 17	Superior	470.97	218.61
nudo 13= nudo 14	Superior	498.00	242.24
nudo 10= nudo 11	Superior	503.77	250.44
nudo 7= nudo 8	Superior	525.50	257.32
nudo 2= nudo 3	Superior	416.58	235.52

APÉNDICE 2

**MODELADO DE ESTRUCTURA EN PROGRAMA DE
COMPUTADORA SAP 2000
E INTEGRACIÓN DE FUERZAS DE SISMO**

Los pasos principales para el modelado de la estructura en SAP requiere el ingreso de los valores de la geometría de la estructura autosoportada, la cual se analizará en 10 tramos de 6.00 metros cada uno, ingresando las distancias basales entre cada sección y los datos del tipo de montantes, incluyendo sus diámetros exteriores e interiores, tipo de braces con sus medidas y espesores y grado de acero de los elementos a analizar, los cuales se detalla a continuación:

Datos de la información de los montantes o cantoneras a ingresar en SAP 2000:

Tramo	Elevación	Ancho	a (H)	h (W)	Sección	Descripción del Montante	Diámetro (m)	espesor (m)	Tipo Acero
0	0	6.5	0	0					
1	6	5.875	0	1	0-1	HSS6X0.250	6	0.25	A500 GRADO B42
2	12	5.25	0	1	1-2	HSS6X0.250	6	0.25	A500 GRADO B42
3	18	4.625	0	1	2-3	HSS6X0.250	6	0.25	A500 GRADO B42
4	24	4	0	1	3-4	HSS6X0.250	6	0.25	A500 GRADO B42
5	30	3.375	0	1	4-5	HSS5X0.250	5	0.25	A500 GRADO B42
6	36	2.75	0	1	5-6	HSS5X0.250	5	0.25	A500 GRADO B42
7	42	2.125	0	1	6-7	HSS5X0.250	5	0.25	A500 GRADO B42
8	48	1.5	0	1	7-8	HSS5X0.250	5	0.25	A500 GRADO B42
9	54	1.5	0	1	8-9	HSS4X0.250	4	0.25	A500 GRADO B42
10	60	1.5	0	1	9-10	HSS4X0.250	4	0.25	A500 GRADO B42

Datos de braces o breizas a ingresar en SAP 2000:

Sección 0-1				Sección 1-2			
Descripción brace	Ancho (pulg)	Espesor (pulg)	Tipo Acero	Descripción brace	Ancho (pulg)	Espesor (pulg)	Tipo Acero
L2X2X1/4	2	0.25	A36	L4X4X3/8	4	0.375	A36
L3X3X3/8	3	0.375	A36	L3X3X3/8	3	0.375	A36
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.25	A36	L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.25	A36

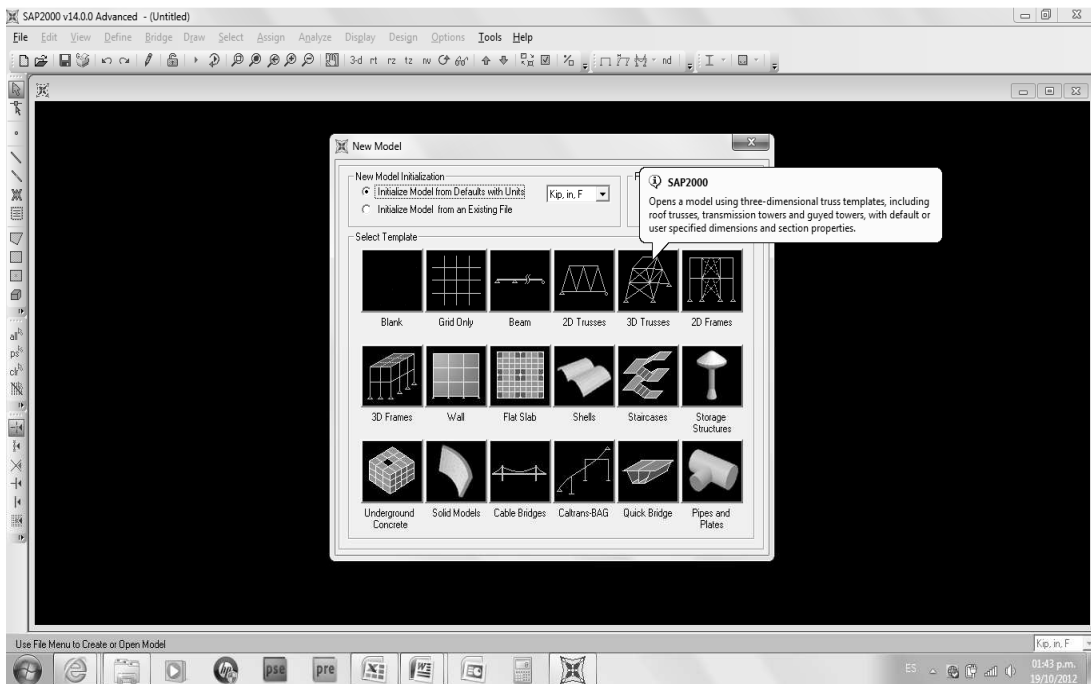
Sección 2-3				Sección 3-4			
Descripción brace	Ancho (pulg)	Espesor (pulg)	Tipo Acero	Descripción brace	Ancho (pulg)	Espesor (pulg)	Tipo Acero
L3X3X3/8	3	0.375	A36	L3X3X3/8	3	0.375	A36
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.25	A36	L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.25	A36

Sección 4-5				Sección 5-6			
Descripción brace	Ancho (pulg)	Espesor (pulg)	Tipo Acero	Descripción brace	Ancho (pulg)	Espesor (pulg)	Tipo Acero
L3X3X3/8	3	0.375	A36	L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.25	A36
L2X2X1/4	2	0.25	A36				

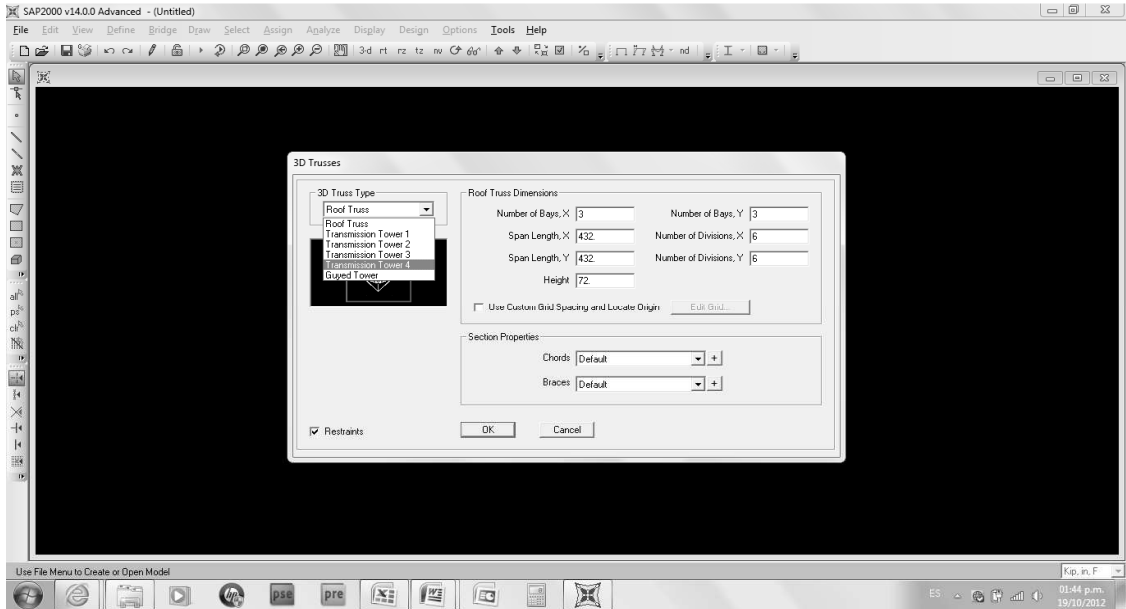
Sección 6-7				Sección 7-8			
Descripción brace	Ancho (pulg)	Espesor (pulg)	Tipo Acero	Descripción brace	Ancho (pulg)	Espesor (pulg)	Tipo Acero
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.25	A36	L2X2X1/4	2	0.25	A36
				L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5	0.25	A36

Sección 8-9				Sección 9-10			
Descripción brace	Ancho (pulg)	Espesor (pulg)	Tipo Acero	Descripción brace	Ancho (pulg)	Espesor (pulg)	Tipo Acero
L2-1/2X2- 1/2X1/4	2.5	0.25	A36	L2X2X1/4	2	0.25	A36
				L2-1/2X2- 1/2X1/4	2.5	0.25	A36

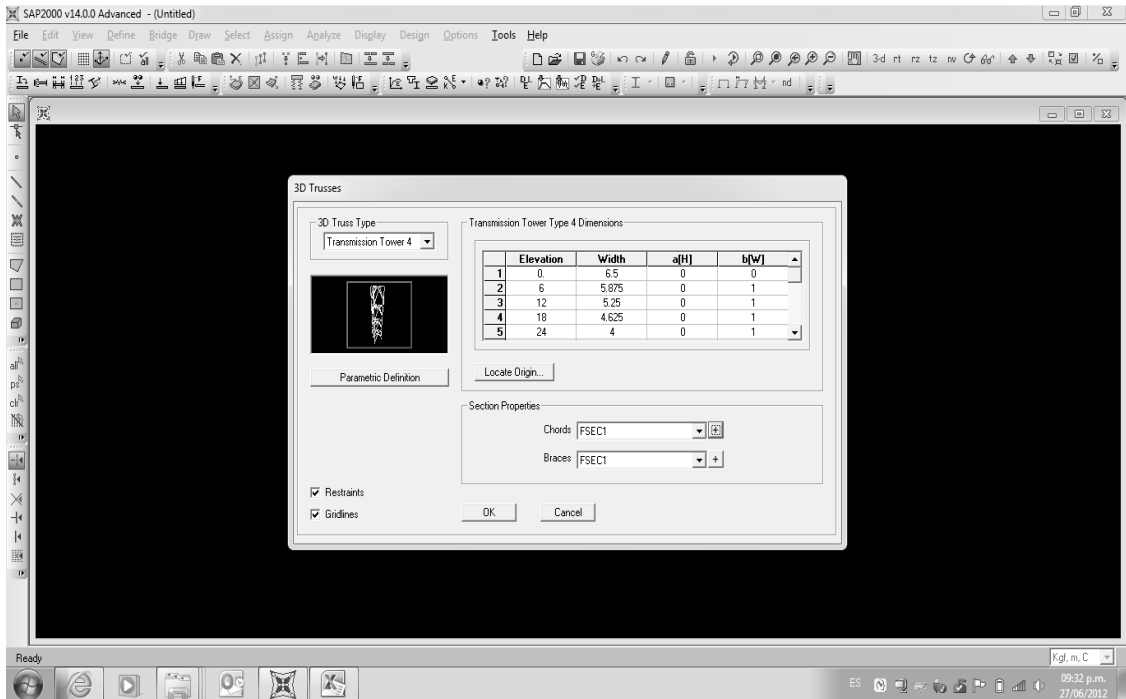
Inicialmente se debe verificar las unidades de medida, para el caso bajo estudio, se ha seleccionado trabajar en sistema MKS inicialmente con metros y Kilogramos fuerza, aunque el diseñador debe revisar las unidades con las que esté más familiarizado para trabajar en análisis y diseños estructurales. Seguidamente se debe seleccionar file, new model, 3D trusses en la cual aparecen cinco opciones que van desde plataformas en azoteas, torres cuadradas, torres cuadradas con sección variable y torres de transmisión de red eléctrica.



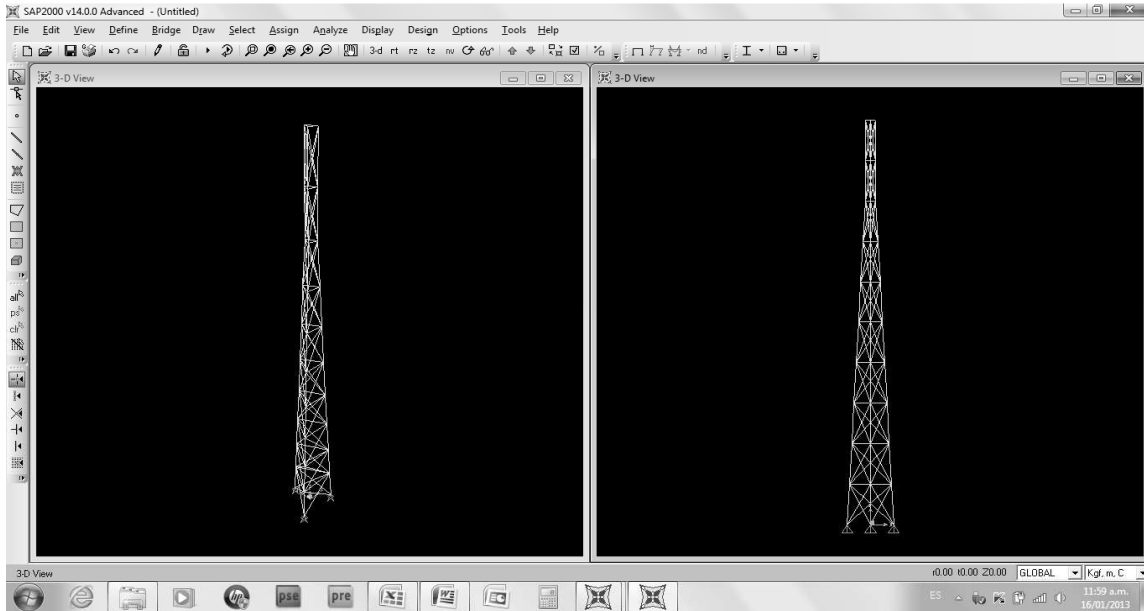
Seleccionar Transmission tower 4



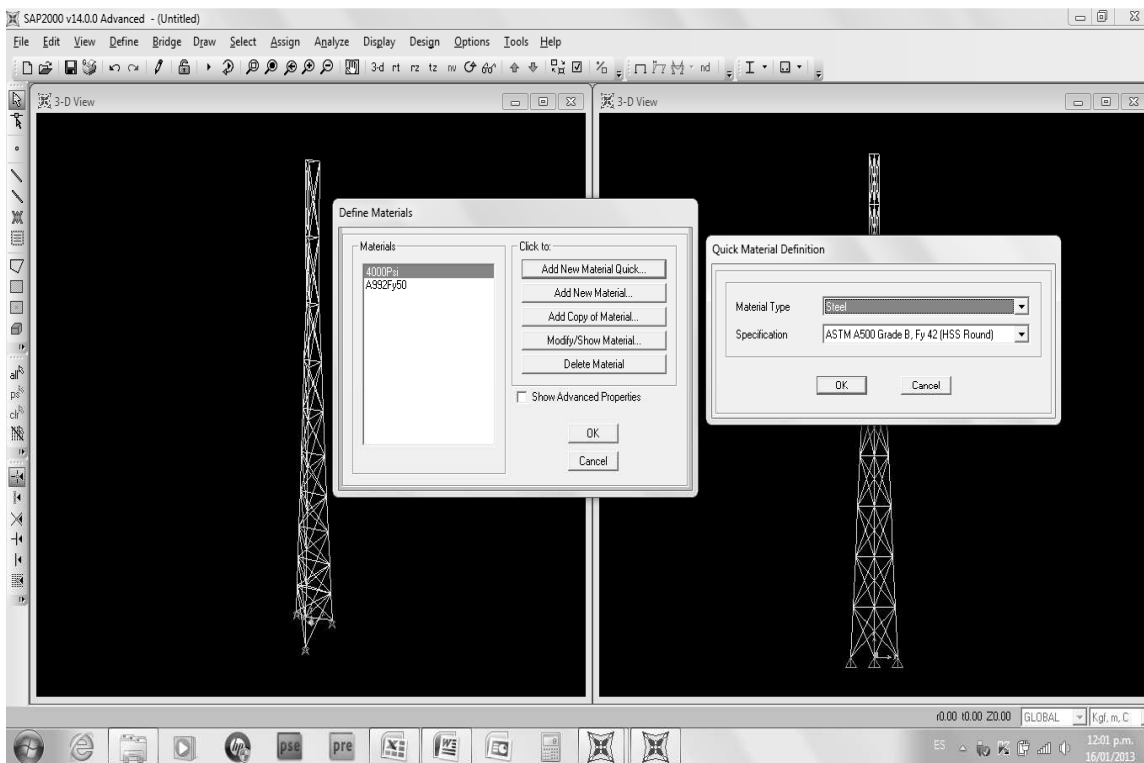
Proceder a ingresar la geometría para torre de 60 metros ya preparada en las tablas de montantes y braces, lo principal es definir espacios entre elevaciones de cada tramo de 6.00 metros cada uno de la siguiente forma:



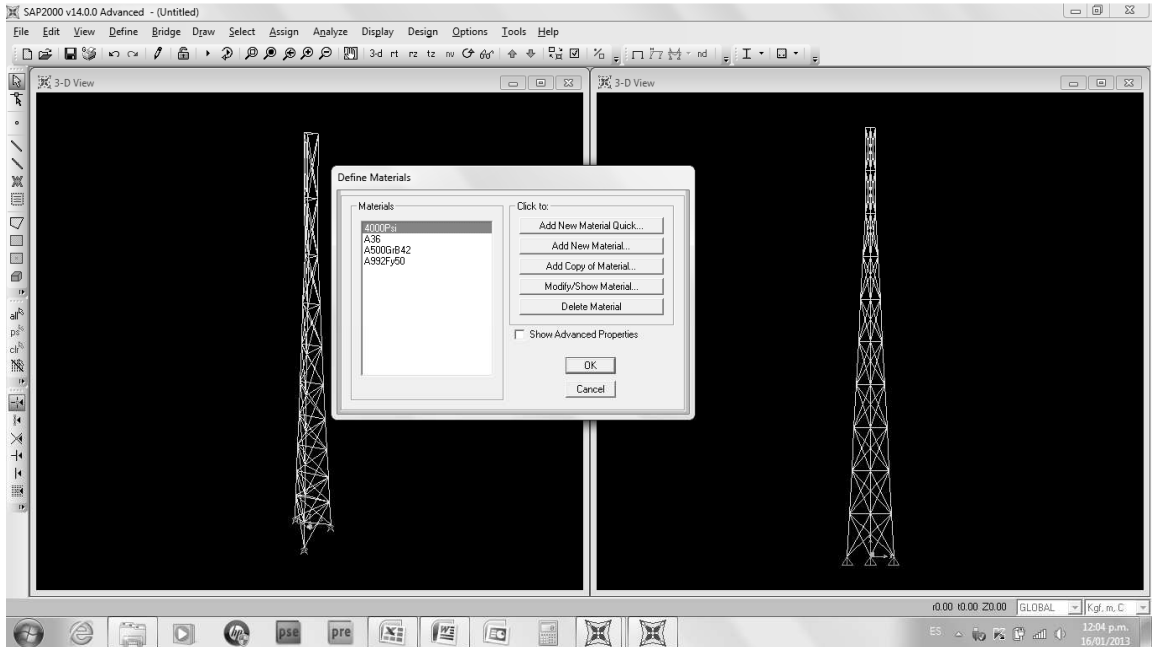
Modelo generado con la geometría indicada



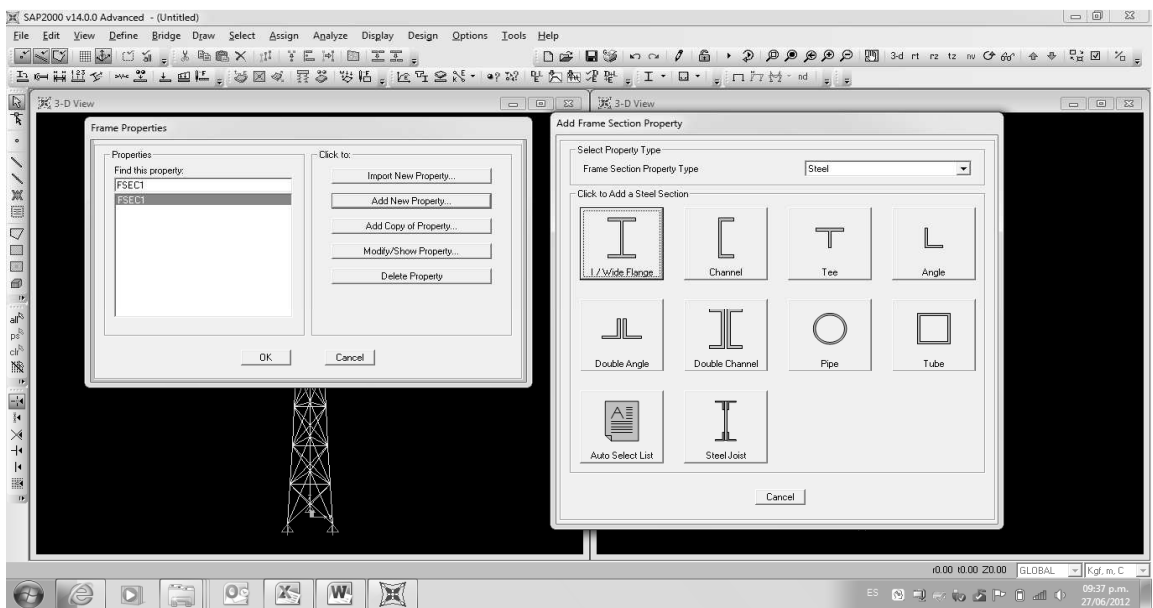
Se procede a definir el tipo de acero para montantes A500 GRADO B42



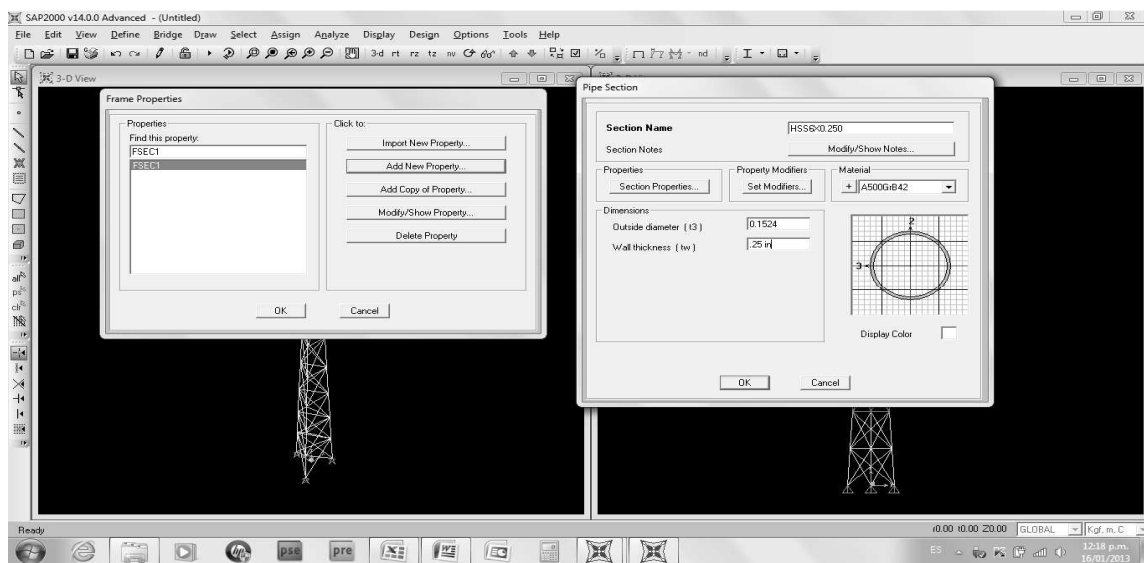
También se debe definir el acero para angulares A36 de la siguiente forma:



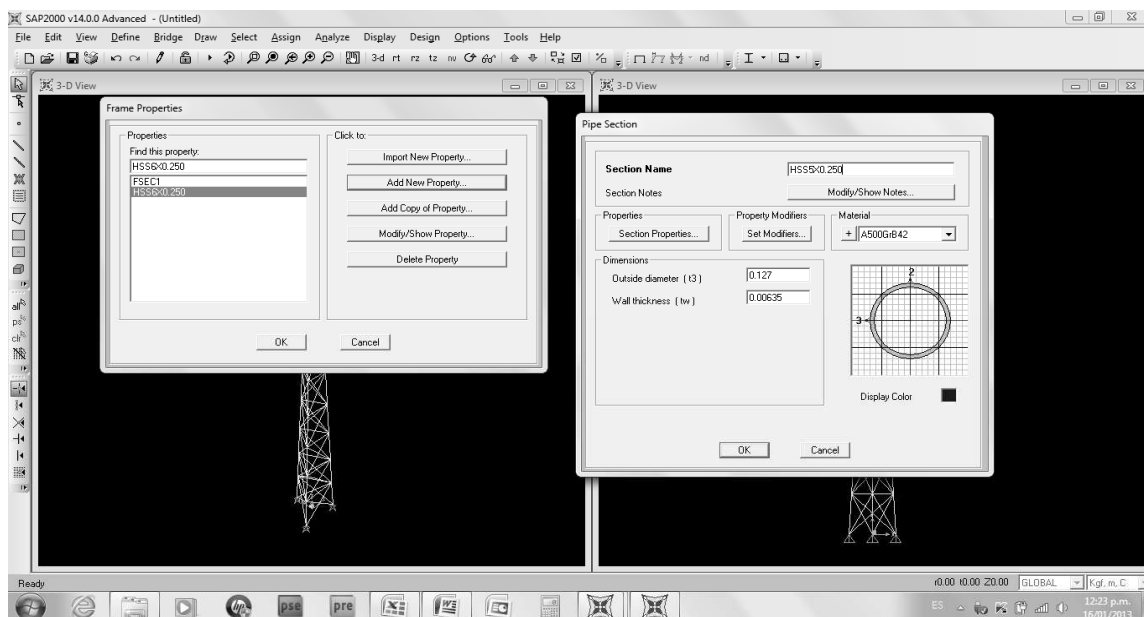
Definir las propiedades de cada elemento para Secciones HSS en Define, Section Properties, Frame Section, Add New Property, Pipe:



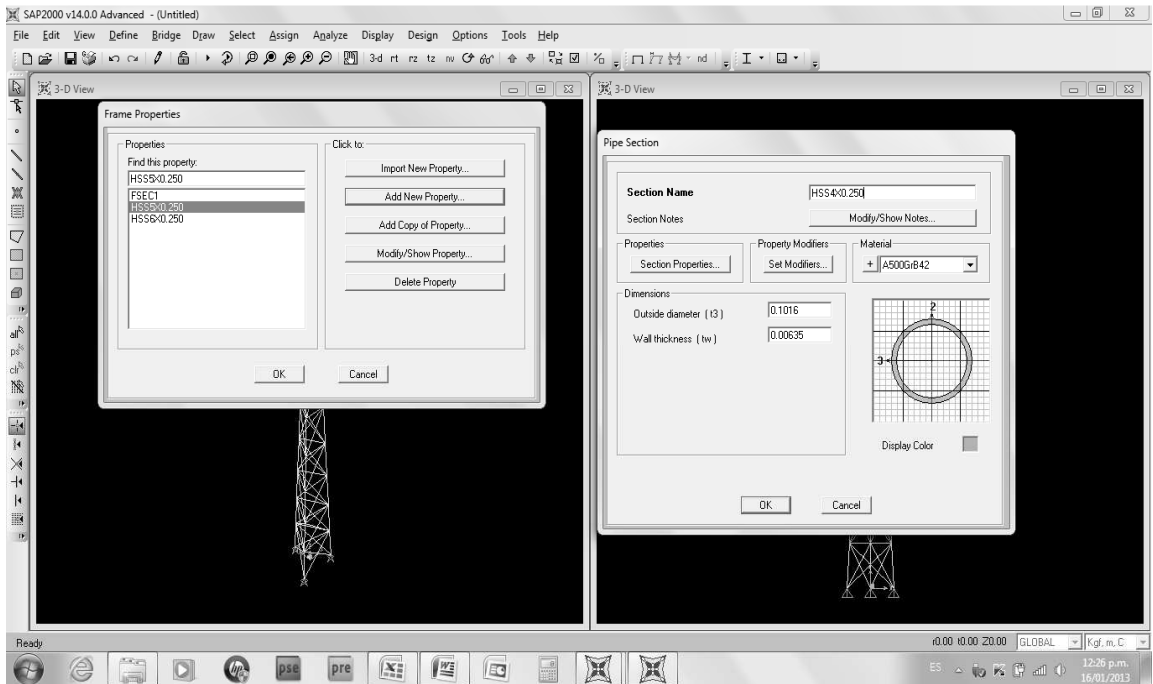
Se deben escribir dimensiones y espesores a Secciones de 6 pulgadas x 0.25 pulgadas de espesor, escribiendo las dimensiones: 6 in para diámetro y 0.25 in para espesor y el programa automáticamente hace la conversión al sistema MKS. Se debe asignar el grado de acero A500 GRADO B42 a todos los montantes:



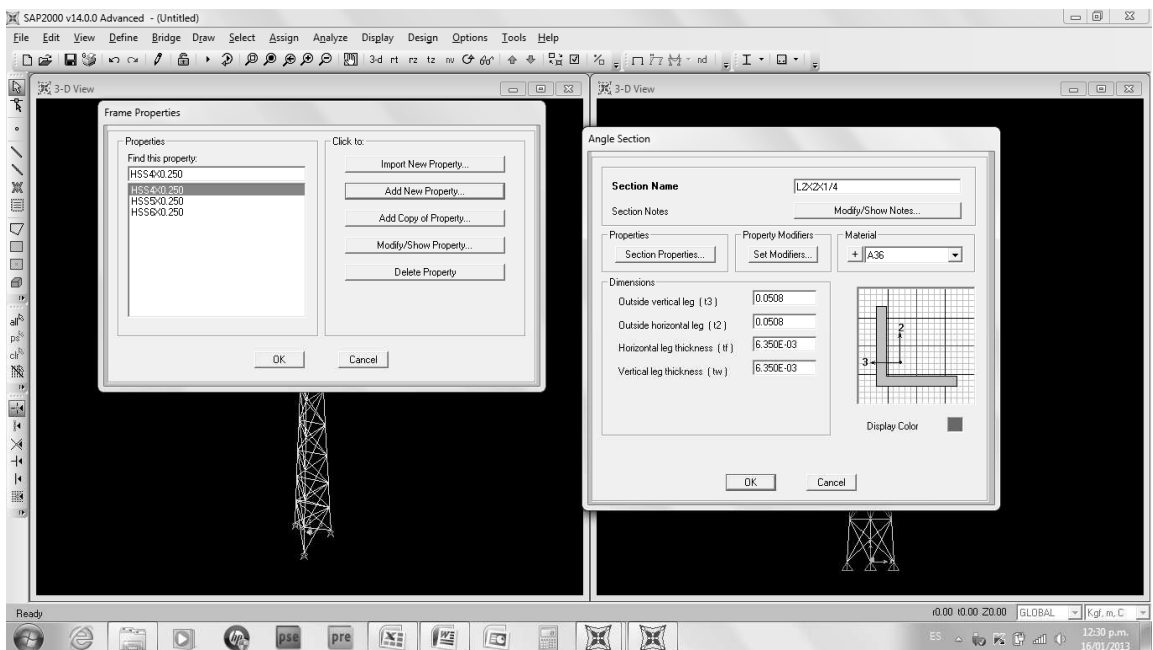
Se debe generar de igual forma la sección de 5 pulgadas x 0.25 pulgadas:



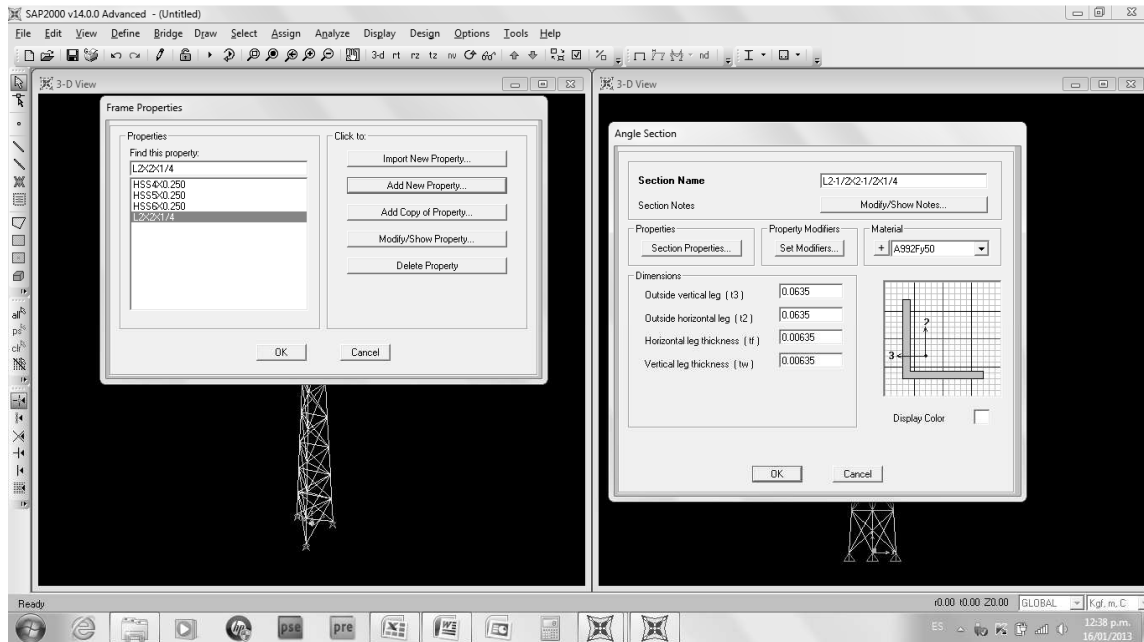
Por último generar la sección de 4 pulgadas x 0.25 pulgadas:



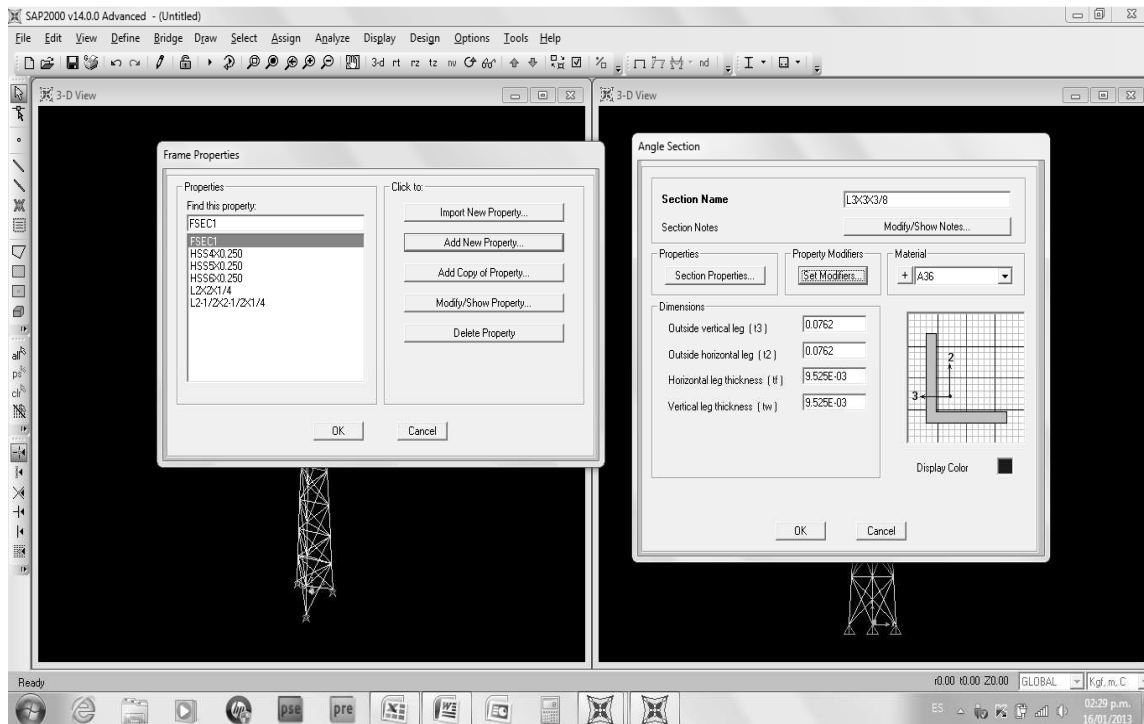
Definir de igual forma propiedades de angulares para braves con acero A36, generando angular 2x2x1/4 de pulgada:



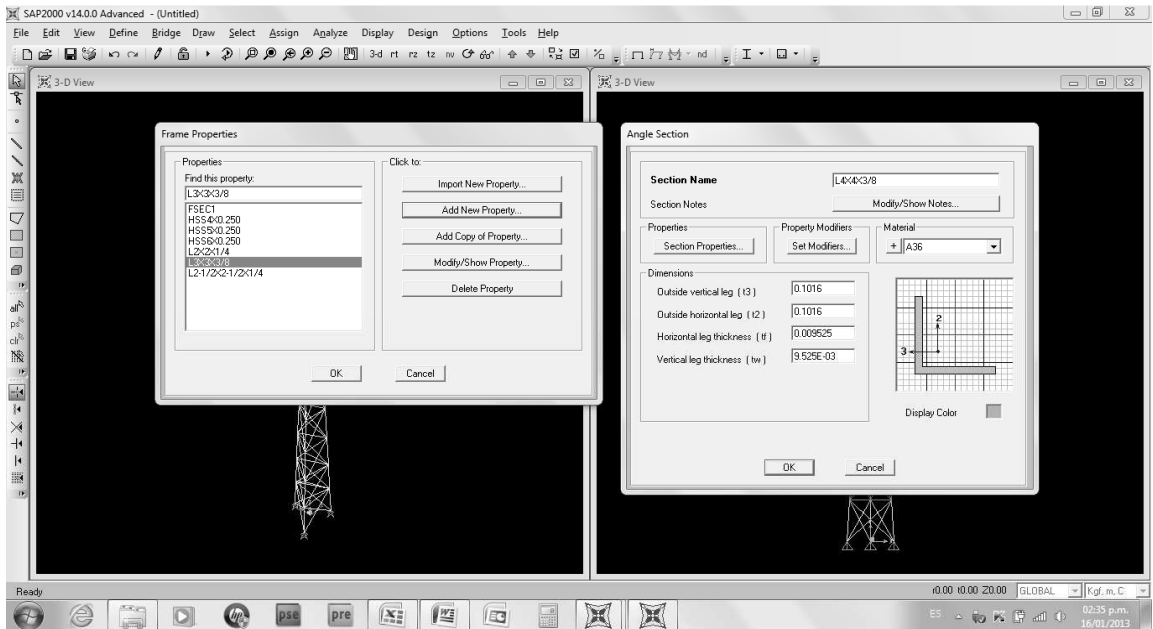
Angular de L2-1/2X2-1/2X1/4 de pulgada



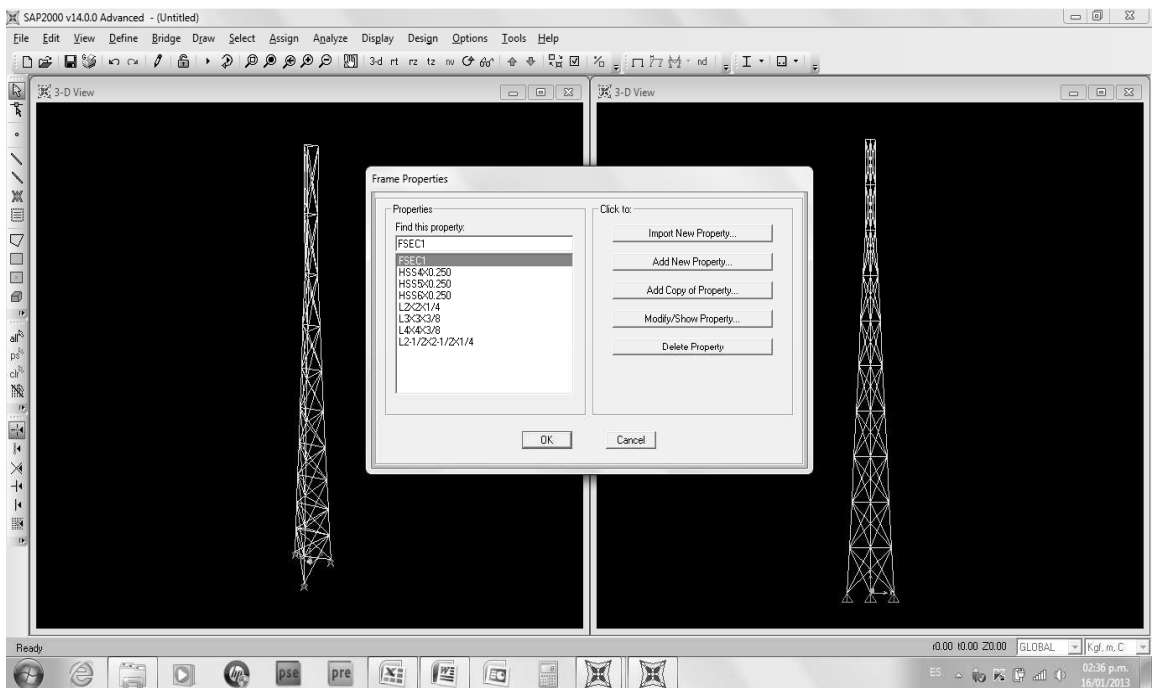
Angular de L3x3x3/8 pulgada



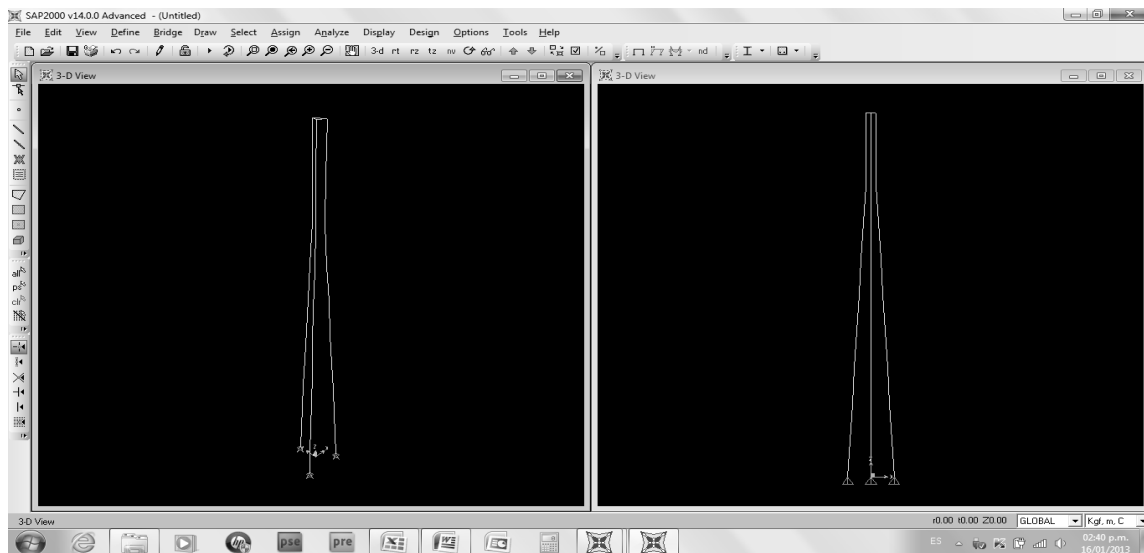
Angular de L4x4x3/8 pulgada



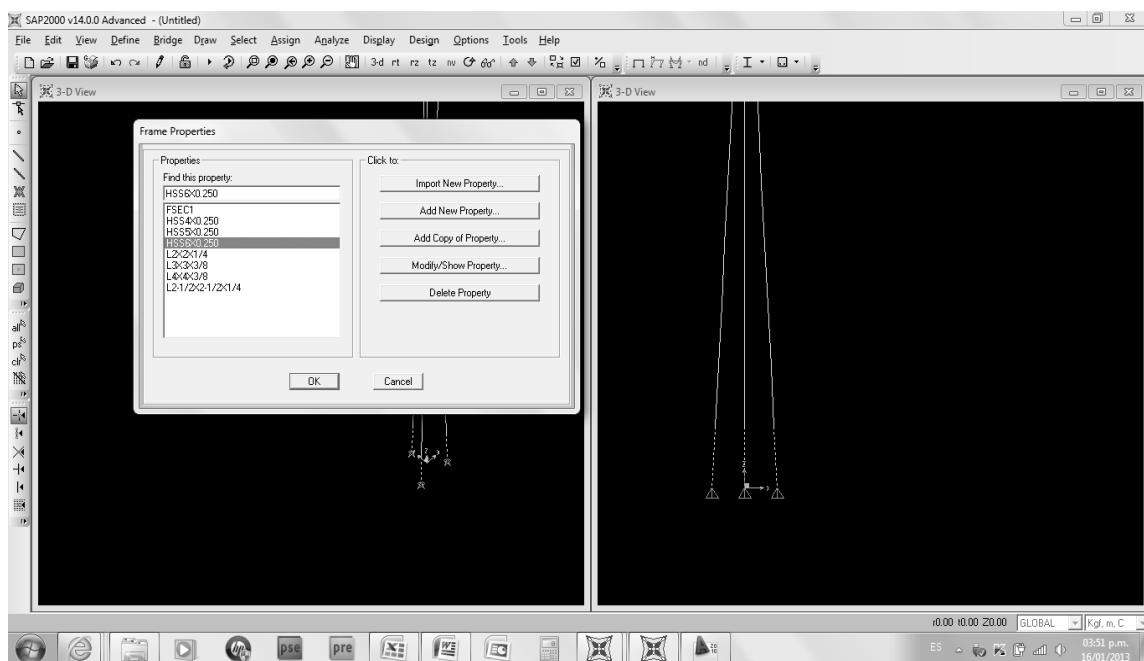
Se deben revisar todas las Secciones ingresadas para verificar que no falte ninguna con sus propiedades respectivas.



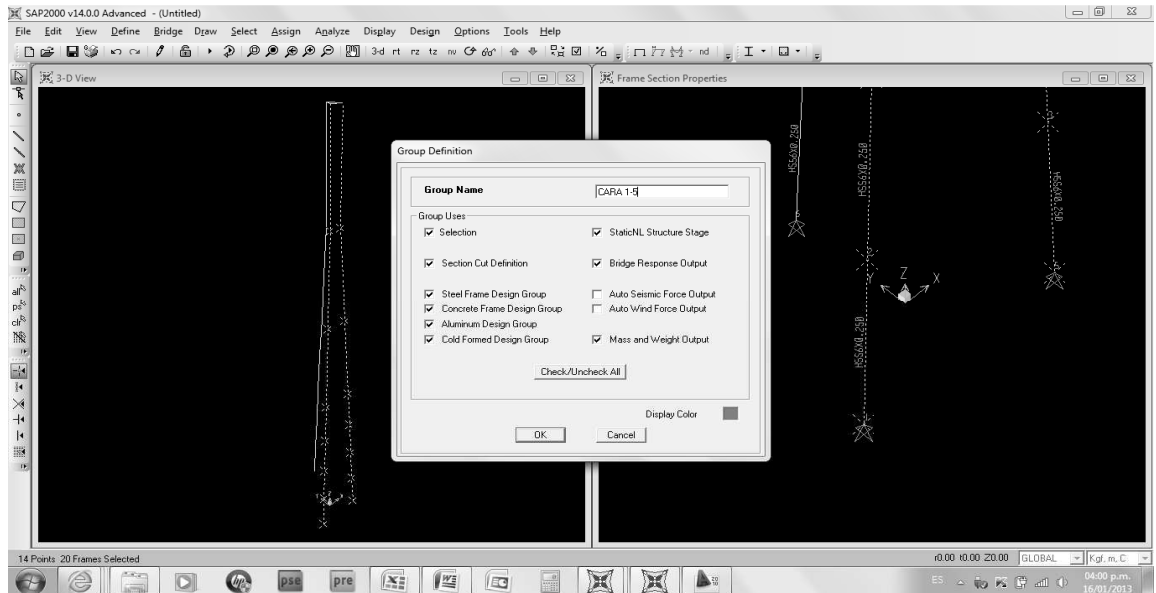
Como la geometría propia de la torre a analizar no coincide con la geometría original de la estructura de SAP ingresada, se debe proceder a eliminar braces por default y agregar braces según diseño torre real a analizar.



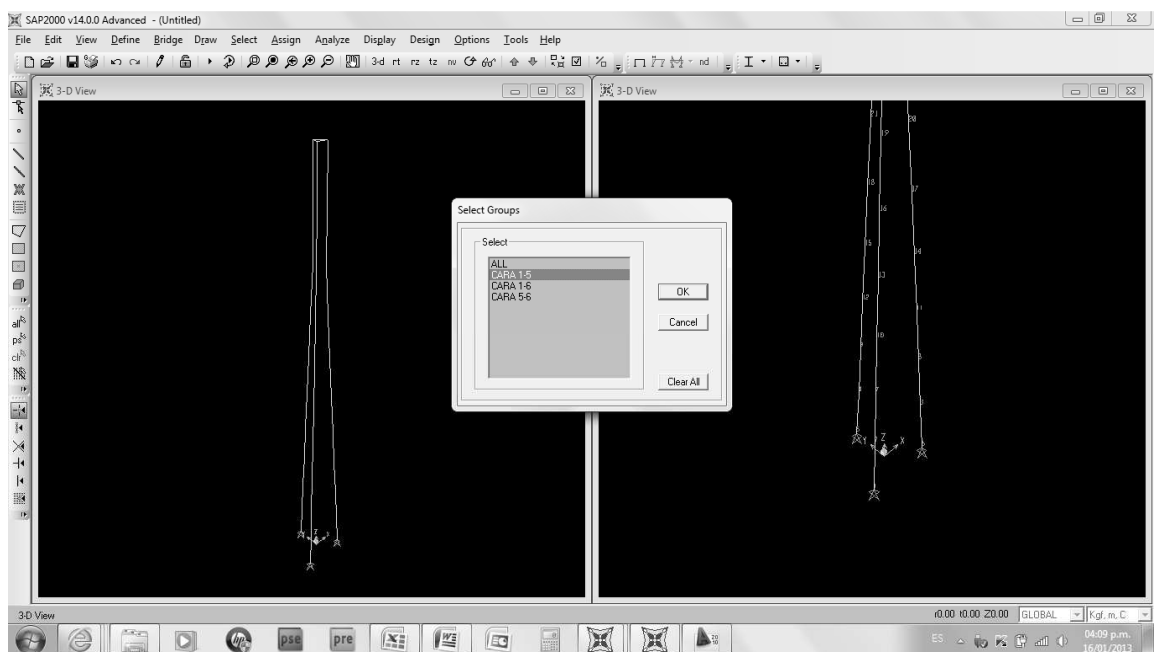
Se debe asignar las Secciones a montantes de torre a cada tramo con el menú: assign, frame, frame sections.



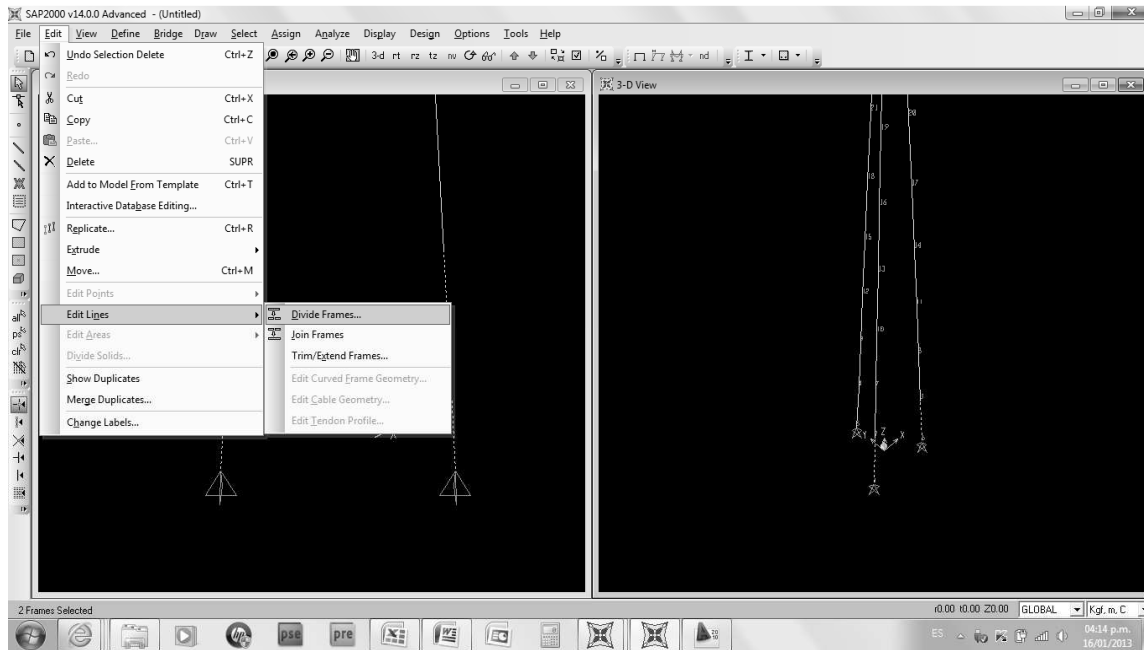
Se debe definir caras 1-5, cara 1-6 y cara 6-5 para asignar las brases con los siguientes comandos: Assign, assign to group, add new group.



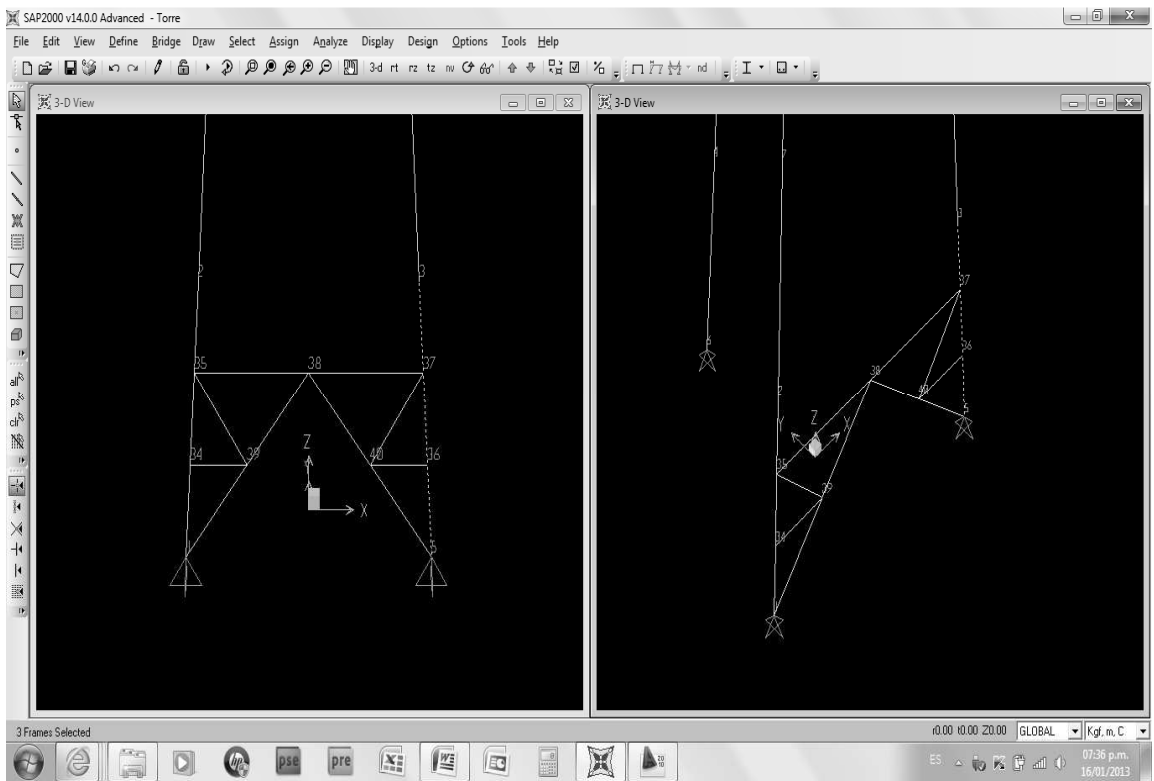
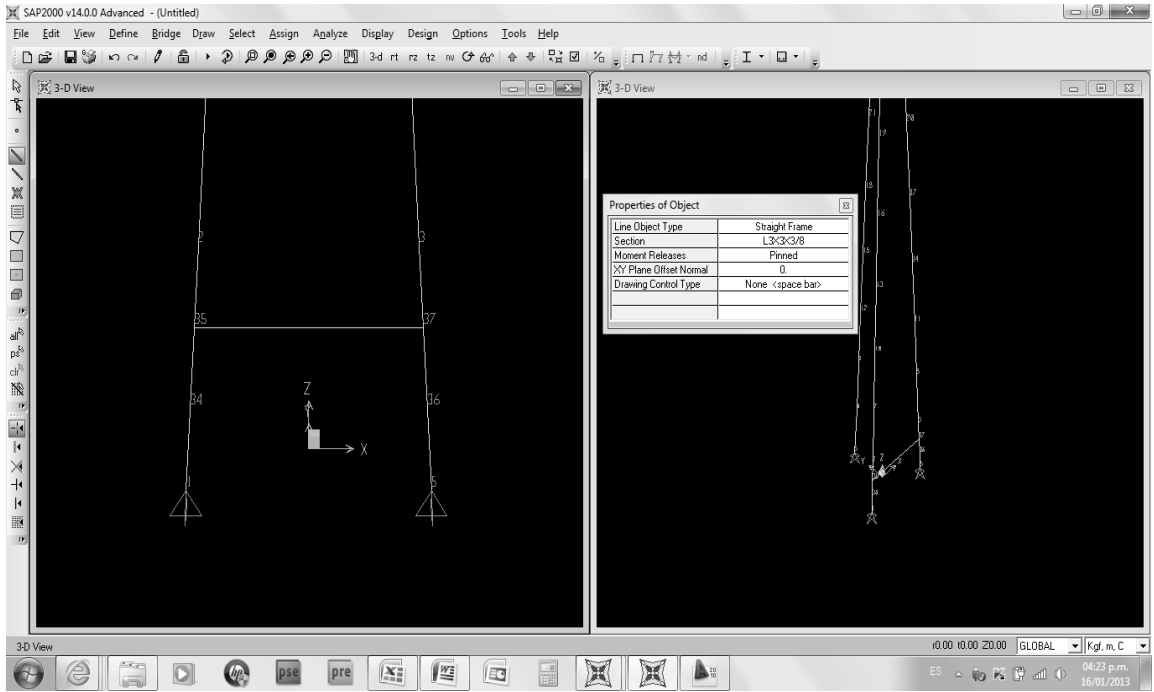
Seleccionar cara 1-5 en la vista XZ para asignar brases en esta cara para después replicar a las otras dos caras:



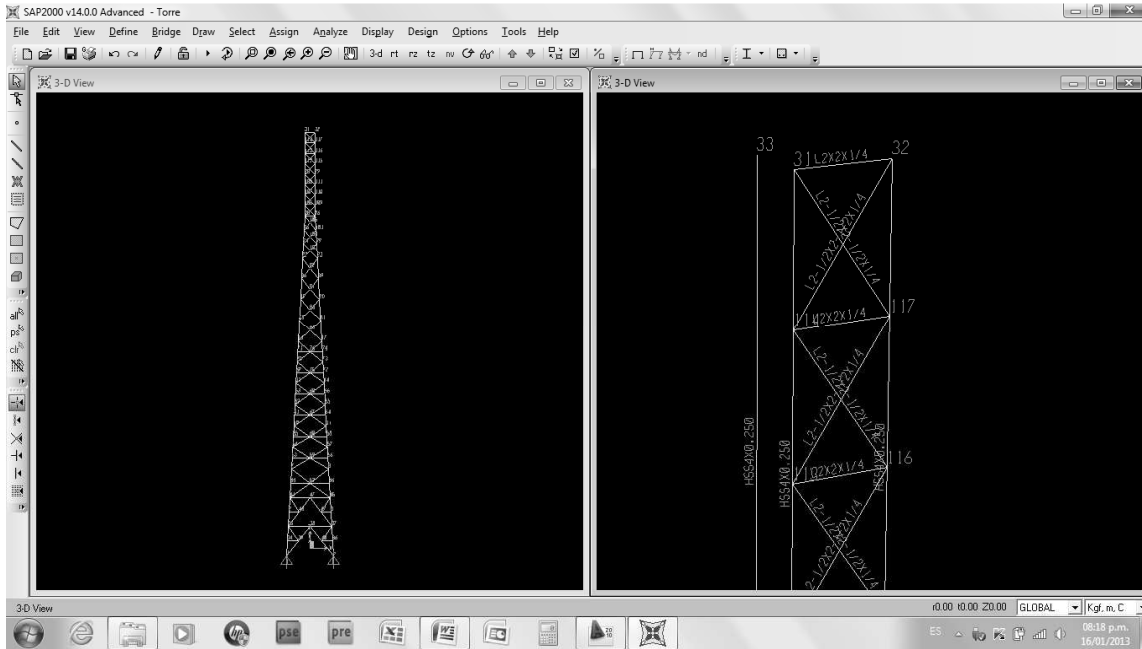
De acuerdo con la geometría de la torre autosoportada, asignar los angulares mediante dividir y volver a unir montantes para dibujar las diagonales o bracos con los comandos: Edit, edit lines, divide frames o join frames según se requiera.



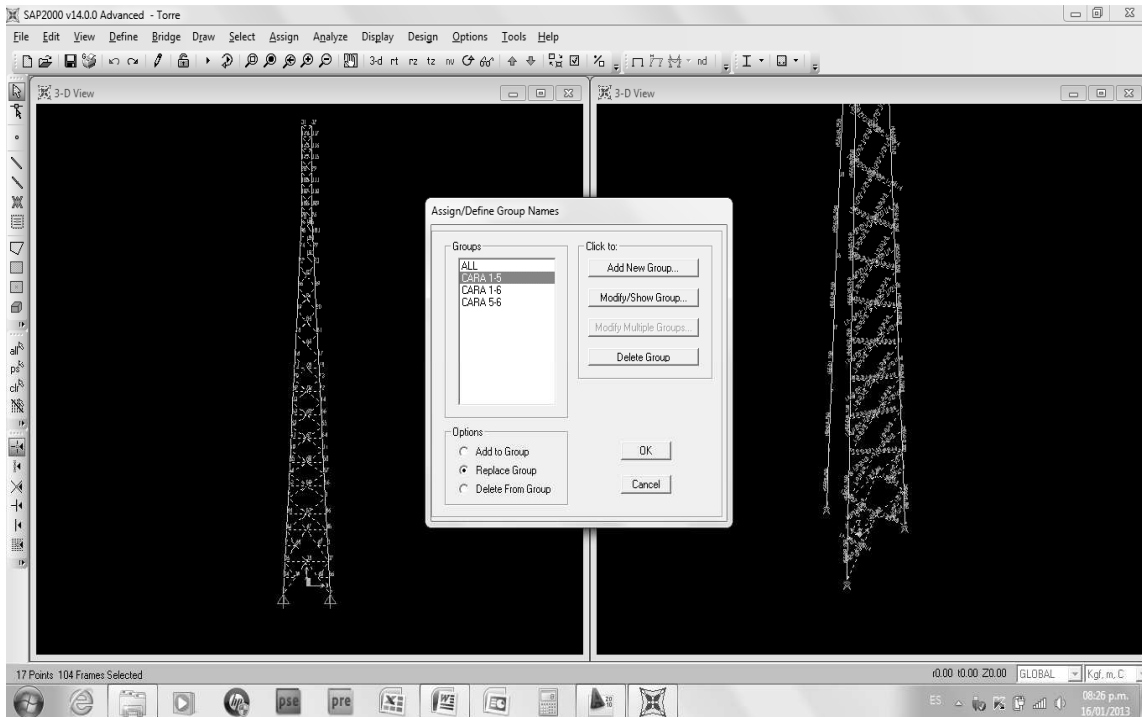
Para el montante 1 se ha dividido en tres segmentos y se ha asignado el angular horizontal de $3 \times 3 \times 3/8$, los dos angulares inclinados de $3 \times 3 \times 3/8$; así como los angulares de $2 \frac{1}{2} \times 2 \frac{1}{2} \times 1/4$ y los angulares de $2 \times 2 \times 1/4$ de pulgada para formar parte de esta sección, es necesario que todos los angulares tengan la opción de pineados (pinned) para garantizar rotación de estas piezas en todo el modelo; seguidamente se deben volver a restaurar las uniones de montantes que se dividieron y otras Secciones que ayudan a formar la geometría de la torre para adecuarlo al modelo deseado en la cara analizada en cada sección:



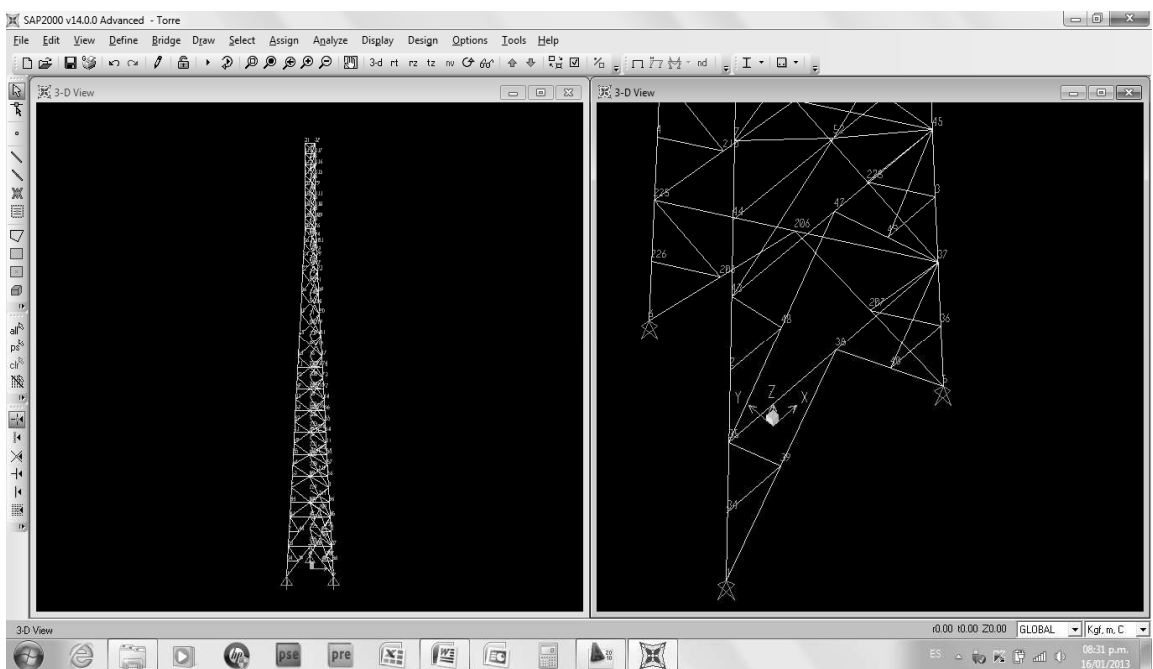
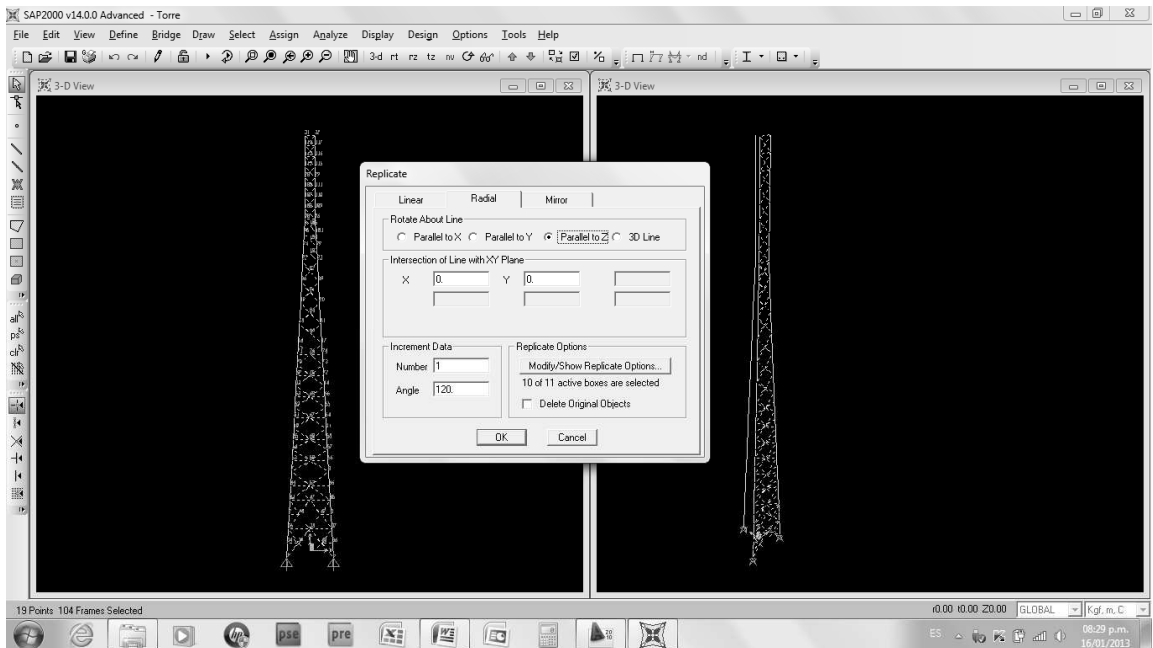
El modelo en la cara 1-5 queda de la siguiente forma.



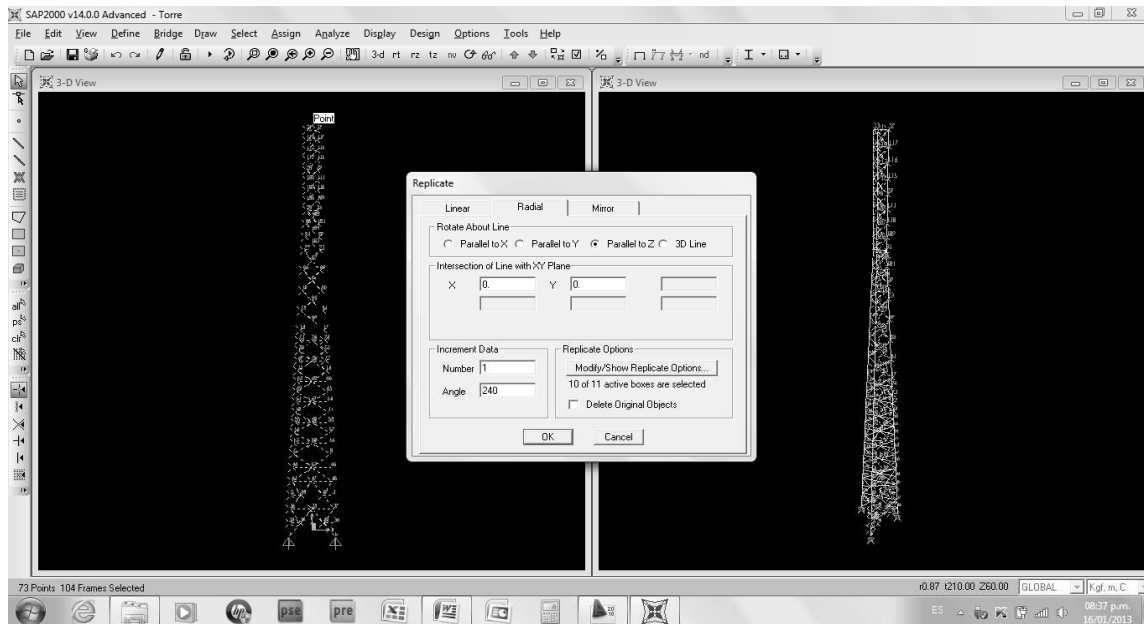
Seleccionar todas las bracas de la cara 1-5 las asignamos al grupo cara 1-5



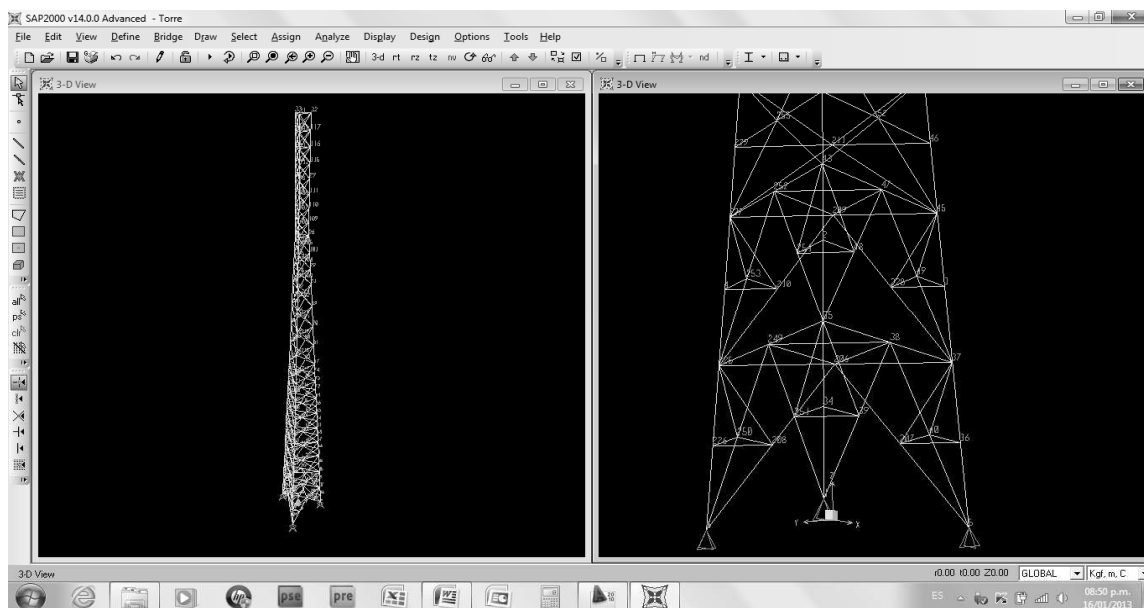
Volver a seleccionar las bracas de la cara 1-5 y proceder a replicarlas en la cara 5-6 con los comandos: Edit, replicate, y en radial colocar que sea paralelo al eje Z y con un ángulo de 120 grados:

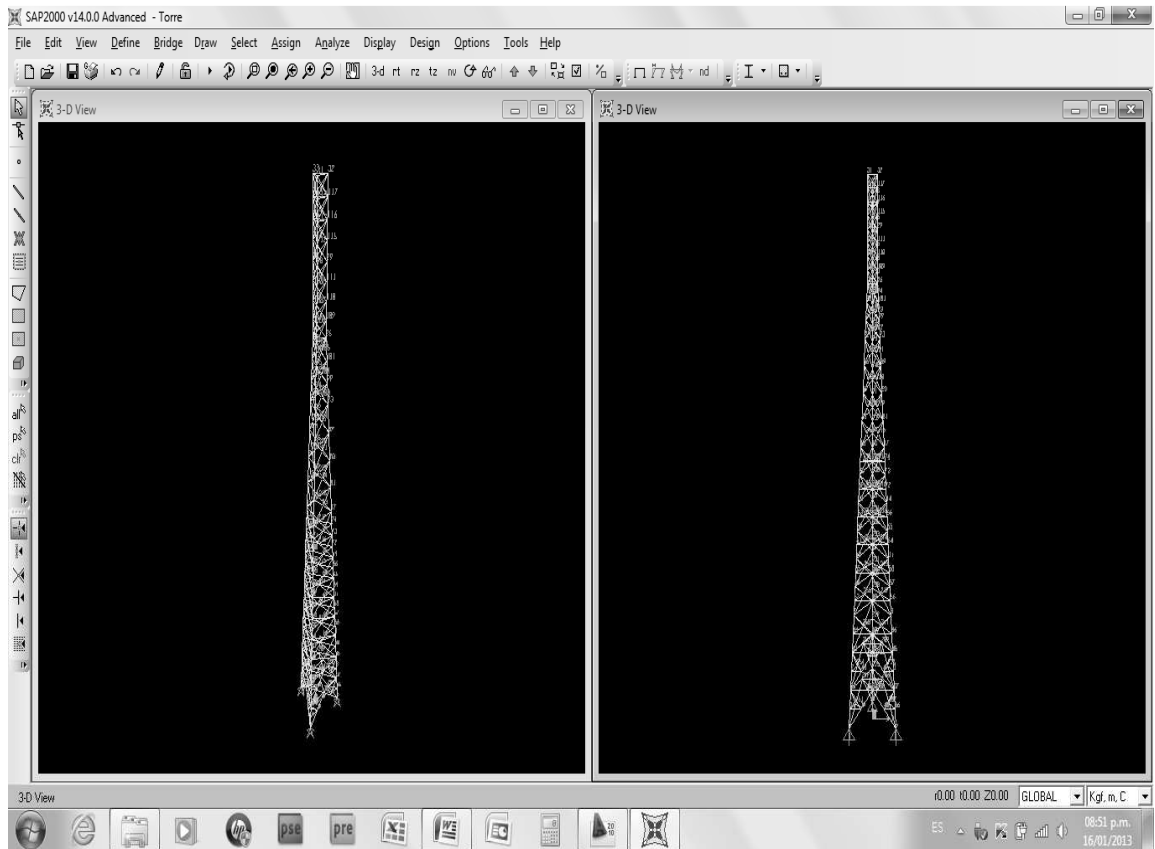


Y por último, generar la geometría de piezas para la cara 5-6 seleccionando las braces de la cara 1-5 para replicarlas en forma radial sobre el eje Z ahora con un ángulo de 240 grados:



Visualizamos toda la estructura en 3D en donde se han agregado también los angulares de 3x3x3/8 internos de acuerdo con las Secciones 1-1 en tramos 1 y 2





Con el procedimiento anterior se ha generado la geometría de la estructura y queda ahora asignar las masas de los accesorios para que sean parte de la masa total de la estructura y permita generar los pasos del análisis sísmico dinámico.

El desglose de los pesos de de la estructura que incluye montantes y braves, así como sus accesorios integrados para encontrar la masa total de la torre autoportada se describen a continuación. Es muy importante recalcar que el diseñador debe contar con la mayor parte de información de la estructura, para tener un resultado apegado a la realidad especialmente en el diseño sísmico.

Tramo	Sección	Unidades	Longitud (mts)	Peso (lb/pie)	Peso (Kg/m)	Peso total montantes por tramo (kgs)	Peso total montante por tramo (lbs)
10	HSS4X0.25	3	6	10	14.91	268.36	590.40
9	HSS4X0.25	3	6	10	14.91	268.36	590.40
8	HSS5X0.25	3	6	12.69	18.92	340.55	749.22
7	HSS5X0.25	3	6	12.69	18.92	340.55	749.22
6	HSS5X0.25	3	6	12.69	18.92	340.55	749.22
5	HSS5X0.25	3	6	12.69	18.92	340.55	749.22
4	HSS6X0.25	3	6	15.37	22.92	412.47	907.44
3	HSS6X0.25	3	6	15.37	22.92	412.47	907.44
2	HSS6X0.25	3	6	15.37	22.92	412.47	907.44
1	HSS6X0.25	3	6	15.37	22.92	412.47	907.44
Peso total						3548.84	7807.45

TRAMO 10

Sección	Longitud (mts)	Cantidad por cara de torre	# Caras torre	Peso (lb/pie)	Peso (Kg/m)	Peso total angulares por tramo (kgs)	Peso total angulares por tramo (lbs)
L2X2X1/4	1.5	2	3	3.19	4.76	42.80	94.17
L2X2X1/4	1.5	1	3	3.19	4.76	21.40	47.08
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.12	8	3	4.1	6.11	311.21	684.65
Peso total angulares=						375.41	825.91

TRAMO 9

Sección	Longitud (mts)	Cantidad por cara de torre	# Caras torre	Peso (lb/pie)	Peso (Kg/m)	Peso total angulares por tramo (kgs)	Peso total angulares por tramo (lbs)
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.12	8	3	4.1	6.11	311.21	684.65
Peso total angulares=						311.21	684.65

TRAMO 8

Sección	Longitud (mts)	Cantidad por cara de torre	# Caras torre	Peso (lb/pie)	Peso (Kg/m)	Peso total angulares por tramo (kgs)	Peso total angulares por tramo (lbs)
L2X2X1/4	1.5	1	3	3.19	4.76	21.40	47.08
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.25	2	3	4.1	6.11	45.86	100.89
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.31	2	3	4.1	6.11	48.25	106.15
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.31	2	3	4.1	6.11	48.25	106.15
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.36	2	3	4.1	6.11	50.81	111.79
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.39	2	3	4.1	6.11	50.81	111.79
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.46	2	3	4.1	6.11	53.53	117.76
Peso total angulares=						318.91	701.59

TRAMO 7

Sección	Longitud (mts)	Cantidad por cara de torre	# Caras torre	Peso (lb/pie)	Peso (Kg/m)	Peso total angulares por tramo (kgs)	Peso total angulares por tramo (lbs)
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.84	2	3	4.1	6.11	67.44	148.36
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.93	2	3	4.1	6.11	70.90	155.99
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.93	2	3	4.1	6.11	70.90	155.99
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.035	2	3	4.1	6.11	74.65	164.23
Peso total angulares=						283.89	624.57

TRAMO 6

Sección	Longitud (mts)	Cantidad por cara de torre	# Caras torre	Peso (lb/pie)	Peso (Kg/m)	Peso total angulares por tramo (kgs)	Peso total angulares por tramo (lbs)
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.035	2	3	4.1	6.11	74.65	164.23
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.14	2	3	4.1	6.11	78.63	173.00
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.14	2	3	4.1	6.11	78.63	173.00
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.258	2	3	4.1	6.11	82.82	182.21
Peso total angulares=						314.74	692.43

TRAMO 5

Sección	Longitud (mts)	Cantidad por cara de torre	# Caras torre	Peso (lb/pie)	Peso (Kg/m)	Peso total angulares por tramo (kgs)	Peso total angulares por tramo (lbs)
L3X3X3/8	2.258	2	3	7.2	10.73	145.44	319.98
L3X3X3/8	2.377	2	3	7.2	10.73	153.12	336.85
L3X3X3/8	2.377	2	3	7.2	10.73	153.12	336.85
L3X3X3/8	2.500	2	3	7.2	10.73	161.04	354.30
L2X2X1/4	1.766	2	3	3.19	4.76	50.38	110.84
L2X2X1/4	1.922	2	3	3.19	4.76	54.84	120.66
Peso total angulares=						717.95	1579.48

TRAMO 4

Sección	Longitud (mts)	Cantidad por cara de torre	# Caras torre	Peso (lb/pie)	Peso (Kg/m)	Peso total angulares por tramo (kgs)	Peso total angulares por tramo (lbs)
L3X3X3/8	2.5004	2	3	7.2	10.73	161.04	354.30
L3X3X3/8	2.6271	2	3	7.2	10.73	169.20	372.25
L3X3X3/8	2.6271	2	3	7.2	10.73	169.20	372.25
L3X3X3/8	2.7568	2	3	7.2	10.73	177.56	390.63
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.0781	2	3	4.1	6.11	76.22	167.68
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.2344	2	3	4.1	6.11	81.95	180.29
Peso total angulares=						835.18	1837.39

TRAMO 3

Sección	Longitud (mts)	Cantidad por cara de torre	# Caras torre	Peso (lb/pie)	Peso (Kg/m)	Peso total angulares por tramo (kgs)	Peso total angulares por tramo (lbs)
L3X3X3/8	2.7568	2	3	7.2	10.73	177.56	390.63
L3X3X3/8	2.8891	2	3	7.2	10.73	186.08	409.37
L3X3X3/8	2.8891	2	3	7.2	10.73	186.08	409.37
L3X3X3/8	3.0237	2	3	7.2	10.73	194.75	428.45
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.3906	2	3	4.1	6.11	87.68	192.89
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.5469	2	3	4.1	6.11	93.41	205.50
Peso total angulares=						925.55	2036.22

TRAMO 2

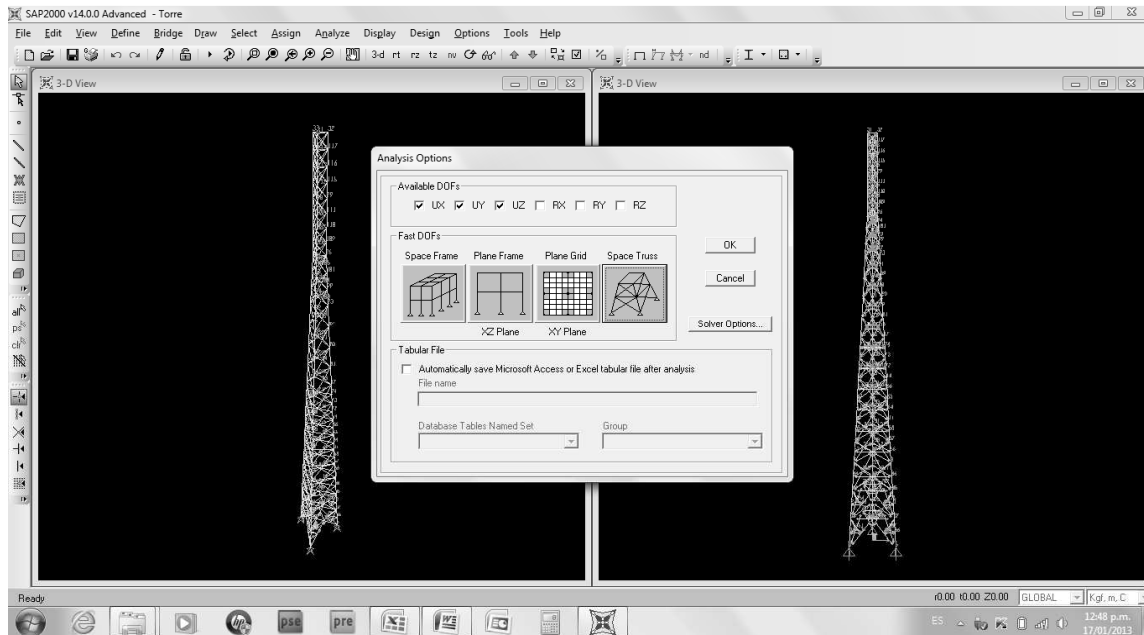
Sección	Longitud (mts)	Cantidad por cara de torre	# Caras torre	Peso (lb/pie)	Peso (Kg/m)	Peso total angulares por tramo (kgs)	Peso total angulares por tramo (lbs)
L4X4X3/8	3.3006	2	3	9.8	14.61	289.35	636.57
L4X4X3/8	3.4686	2	3	9.8	14.61	304.08	668.97
L3X3X3/8	2.7292	2	3	7.2	10.73	175.78	386.72
L3X3X3/8	2.51325	1	3	7.2	10.73	80.94	178.06
L3X3X3/8	5.6667	2	3	7.2	10.73	364.98	802.95
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.393	2	3	4.1	6.11	87.77	193.09
L3X3X3/8	2.8333	1	3	7.2	10.73	91.24	200.73
Peso total angulares=						1394.13	3067.08

TRAMO 1

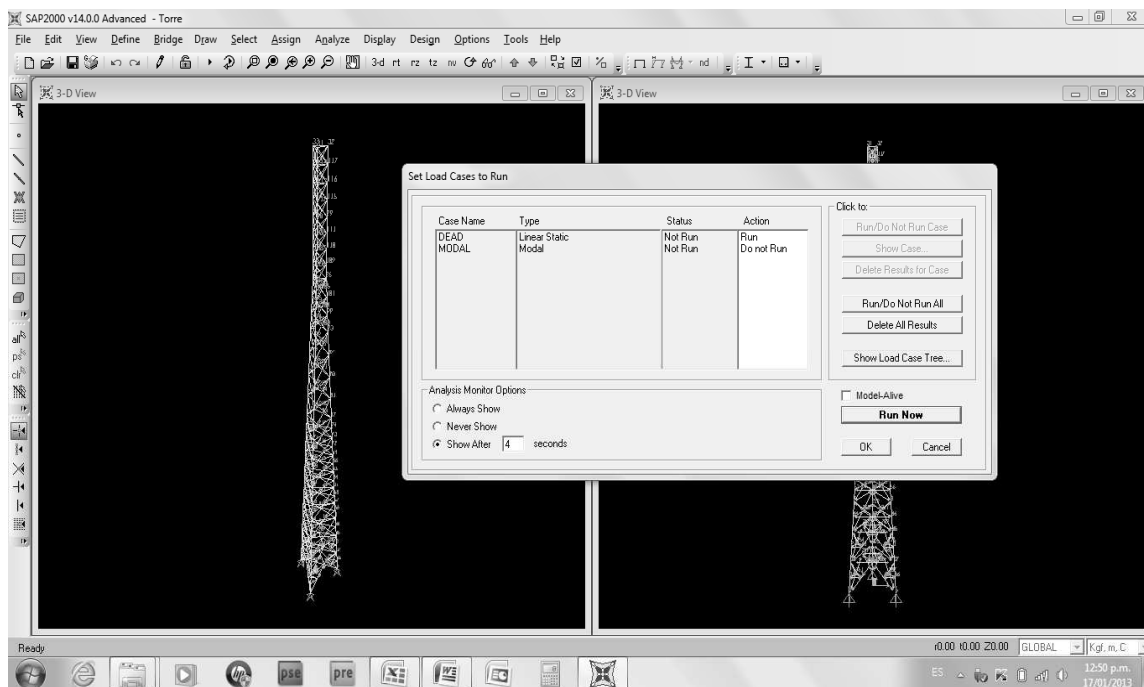
Sección	Longitud (mts)	Cantidad por cara de torre	# Caras torre	Peso (lb/pie)	Peso (Kg/m)	Peso total angulares por tramo (kgs)	Peso total angulares por tramo (lbs)
L2X2X1/4	1.4167	2	3	3.19	4.76	40.43	88.94
L3X3X3/8	2.51325	2	3	7.2	10.73	161.87	356.12
L3X3X3/8	6.0833	1	3	7.2	10.73	195.90	430.99
L3X3X3/8	5.1553	2	3	7.2	10.73	332.04	730.49
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.4516	2	3	4.1	6.11	89.92	197.81
L3X3X3/8	3.0417	1	3	7.2	10.73	97.95	215.50
L2X2X1/4	1.5208	2	3	3.19	4.76	43.40	95.47
Peso total angulares=						961.51	2115.32

Resumen peso montantes mas angulares de torre		
Descripción	Kg	Lbs
Peso montantes=	3548.840727	7807.45
Peso angulares=	6438.47	14164.64
Total=	9987.31	21972.09

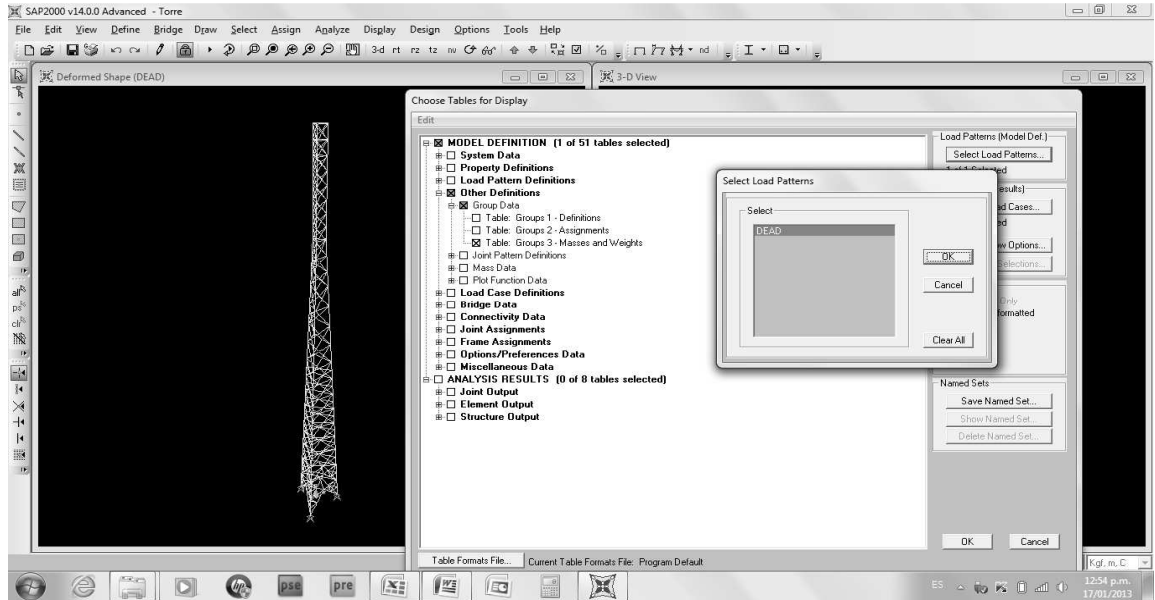
Se sugiere verificar en el programa SAP el peso de la estructura modelada con montantes y braces que se lleva al momento, en este caso se puede correr el programa únicamente con la carga muerta, para determinar el peso de la estructura con los siguientes comandos: Analyze, set analysis options, space truss:



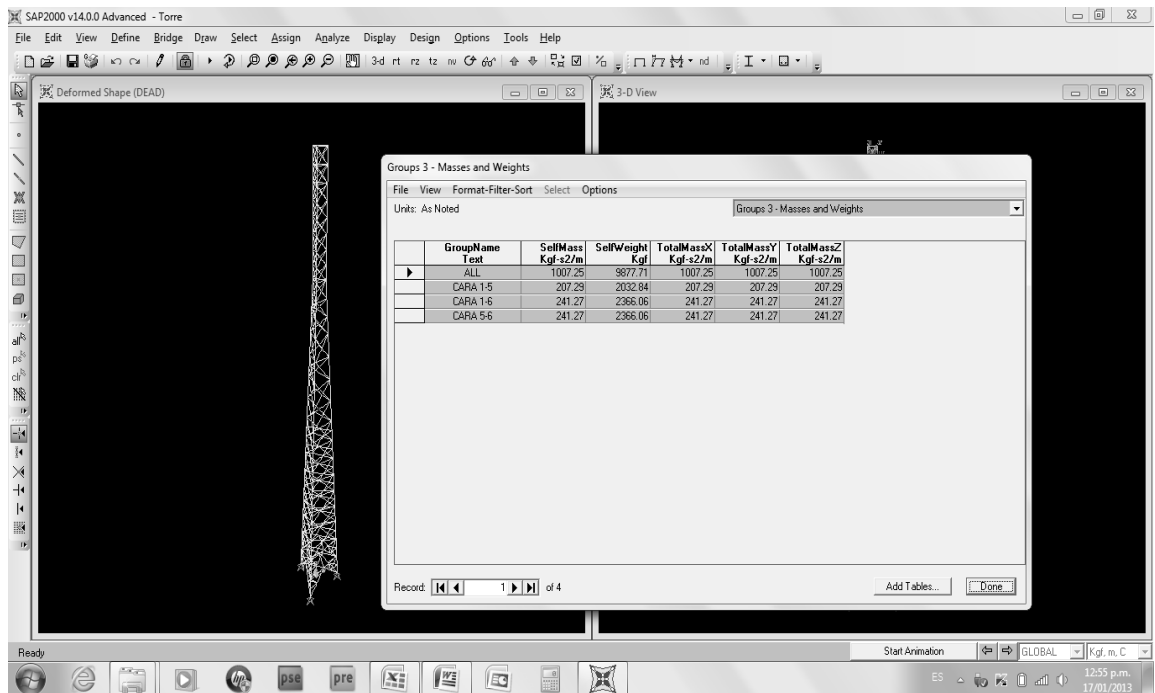
Nuevamente comando Analysis, run analysis; asignar “not to run” al caso modal y correr el programa:



Ir al comando Display, show tables; ir a “other definitions”, seleccionar group data y seleccionar “Table Group 3- masses and weights”



En este caso el peso da 9877.71 kilogramos y el cálculo analítico ha dado 9987.31 que da una diferencia de 1.1% que se considera aceptable.



Corresponde seguir ahora con el cálculo de masas y pesos de los accesorios para integrarlos a la estructura de la torre autoportada como parte del análisis modal espectral:

SOPORTE DE ANTENAS DE microondas						
Tipo de accesorio	Tipo de material	Cantidad	Dimensiones Largo (m)	Peso (Kg/m)	Peso total (kgs)	Peso total (lbs)
Diámetro	114	1	2.4	16.1	38.64	85.01
Angular	100x100x10	2	0.7	15.12	21.168	46.57
Total peso por soporte=					59.81	131.58
Total peso por 4 soportes=					239.23	526.31

3 SOPORTE DE ANTENAS DE RF						
Tipo de accesorio	Tipo de material	Cantidad	Dimensiones Largo (m)	Peso (Kg/m)	Peso total (kgs)	Peso total (lbs)
Diámetro	60	12	1.684	5.4	109.1232	240.07
	42	18	1.095	3.4	67.014	147.43
	42	18	0.89	3.4	54.468	119.83
	60	6	4	5.4	129.6	285.12
	140	9	0.23	21.8	45.126	99.28
	60	9	3	5.4	145.8	320.76
Angular	50x50x5	6	0.3	3.77	6.786	14.93
	50x50x5	6	2.5	3.77	56.55	124.41
	42x42x4	6	4	2.976	71.424	157.13
Total peso por 3 soportes=					685.89	1508.96

ESCALERILLA DE CABLES						
No.	Tipo de material	Largo	Cantidad	Peso (Kg/m)	Peso total (kgs)	Peso total (lbs)
Angular	40x40x4	6	2	2.422	29.06	63.94
	40x40x4	0.63	13	2.422	19.84	43.64
	50x50x4	0.21	2	3.059	1.28	2.83
			Total peso sección=		50.18	110.41
Total peso sección por las 10 Secciones en torre(Kg)=					1003.70	2208.14

ESCALERILLA DE ASCENSO						
No.	Tipo de material	Largo	Cantidad	Peso (Kg/m)	Peso total (kgs)	Peso total (lbs)
Angular	50x50x4	6	2	3.059	36.71	80.76
Tubo	19 mm= 3/4"	0.6	22	0.95	20.9	45.98
			Total peso sección=		57.61	126.74
Total peso sección por las 10 Secciones en torre(Kg)=					576.08	1267.376

PESO ANTENAS DE MW			
DESCRIPCIÓN	PESO	CANTIDAD	TOTAL PESO
TRAMO 9	64	2	128
TRAMO 7	64	2	128
		Total peso=	256

PESO ANTENA DE RF			
DESCRIPCIÓN	PESO	CANTIDAD	TOTAL PESO kg
TRAMO 10	4.4	9	39.6

PESO DE CABLES DE RF					
No. DE TRAMOS	H CADA TRAMO	PESO CABLE (kg/m)	CANTIDAD CABLES EN TORRE	TOTAL PESO CABLES EN TORRE (kg)	TOTAL PESO CABLES POR SECCIÓN DE TORRE (kg)
10	6	1	12	720	72
Total peso sección (Kg)=					72
Total peso sección por las 10 Secciones en					720

PESO DE CABLES DE Mw						
TRAMOS HASTA DONDE LLEGA CABLE	No. CABLES	PESO CABLE (kg/m)	CANTIDAD CABLES EN TORRE	LONGITUD CABLE	TOTAL PESO CABLES EN TORRE (kg)	TOTAL PESO CABLES POR SECCIÓN DE TORRE (kg)
SECCIÓN 1 A 7	4	0.18	4	42	120.96	17.28
SECCIÓN 8 A 9	2	0.18	2	12	8.64	4.32
Total peso en torre=					129.6	21.6

PESO DE PLACAS DE CONEXIÓN					
Tramo	Descripción pieza	Cantidad	Peso (kg)	Pesos de piezas (kg)	Pesos de piezas (lbs)
TRAMO 10	120	6	0.52	3.12	6.864
	121	6	1.2	7.2	15.84
	122	6	1.2	7.2	15.84
	123	6	1.2	7.2	15.84
	124	6	1	6	13.2
TRAMO 09	220	6	0.64	3.84	8.448
	221	6	1.3	7.8	17.16
	222	6	1.3	7.8	17.16
	223	6	1.3	7.8	17.16
	224	6	0.54	3.24	7.128
TRAMO 08	320	6	0.8	4.8	10.56
	321	6	0.24	1.44	3.168
	322	6	1.24	7.44	16.368
	323	6	1.24	7.44	16.368
	324	6	1.24	7.44	16.368
	325	9	4	36	79.2
TRAMO 07	419	6	4	24	52.8
	420	6	0.82	4.92	10.824
	421	6	1.35	8.1	17.82
	422	6	0.83	4.98	10.956

Tramo	Descripción pieza	Cantidad	Peso (kg)	Pesos de piezas (kg)	Pesos de piezas (lbs)
TRAMO 06	519	6	4	24	52.8
	520	6	1	6	13.2
	521	6	1.5	9	19.8
	522	6	0.6	3.6	7.92
TRAMO 05	620	6	1.4	8.4	18.48
	621	6	0.2	1.2	2.64
	622	6	1.85	11.1	24.42
	623	6	0.2	1.2	2.64
	624	6	1.2	7.2	15.84
	625	3	2	6	13.2
	626	3	2	6	13.2
TRAMO 04	720	6	1.5	9	19.8
	721	6	0.2	1.2	2.64
	722	6	1.8	10.8	23.76
	723	6	0.2	1.2	2.64
	724	6	1.3	7.8	17.16
	725	3	2.9	8.7	19.14
	726	3	2.9	8.7	19.14
TRAMO 03	820	6	1.9	11.4	25.08
	821	6	0.2	1.2	2.64
	822	6	2.7	16.2	35.64
	823	6	0.2	1.2	2.64
	824	6	1.7	10.2	22.44
	825	3	2.6	7.8	17.16
	826	3	2.7	8.1	17.82

Tramo	Descripción pieza	Cantidad	Peso (kg)	Pesos de piezas (kg)	Pesos de piezas (lbs)
TRAMO 02	920	6	2.3	13.8	30.36
	921	6	0.3	1.8	3.96
	922	6	4	24	52.8
	923	3	4.7	14.1	31.02
	924	3	4.3	12.9	28.38
TRAMO 01	1020	6	2.3	13.8	30.36
	1021	6	0.2	1.2	2.64
	1022	6	3.6	21.6	47.52
	1023	6	0.2	1.2	2.64
	1024	3	5.1	15.3	33.66
PESO TOTAL PLACAS CONEXIÓN (kg)=				474.66	1044.252

RESUMEN DE PESO DE TORRE Y ACCESORIOS (SOBRECARGA)		
Descripción	Peso (Kg)	Tipo carga
Peso torre Pipes y braces	9987.31	Muerta
Soportes Tx	239.23	sobrecarga
Soportes Rf	685.89	sobrecarga
Escalerilla cables	1003.699	sobrecarga
Escalerilla ascenso	576.08	sobrecarga
Antenas de Mw	256	sobrecarga
Antenas de Rf	39.6	sobrecarga
Cables de Rf	720	sobrecarga
Cables de Tx	129.6	sobrecarga
Peso placas conexión	474.66	sobrecarga

Peso sobrecarga=	4124.76	kgs
------------------	---------	-----

Total peso torre+accesorios=	14112.08	Kilogramos
Total peso torre+accesorios=	138392.89	Newton
Total peso torre+accesorios=	31046.57	Libras

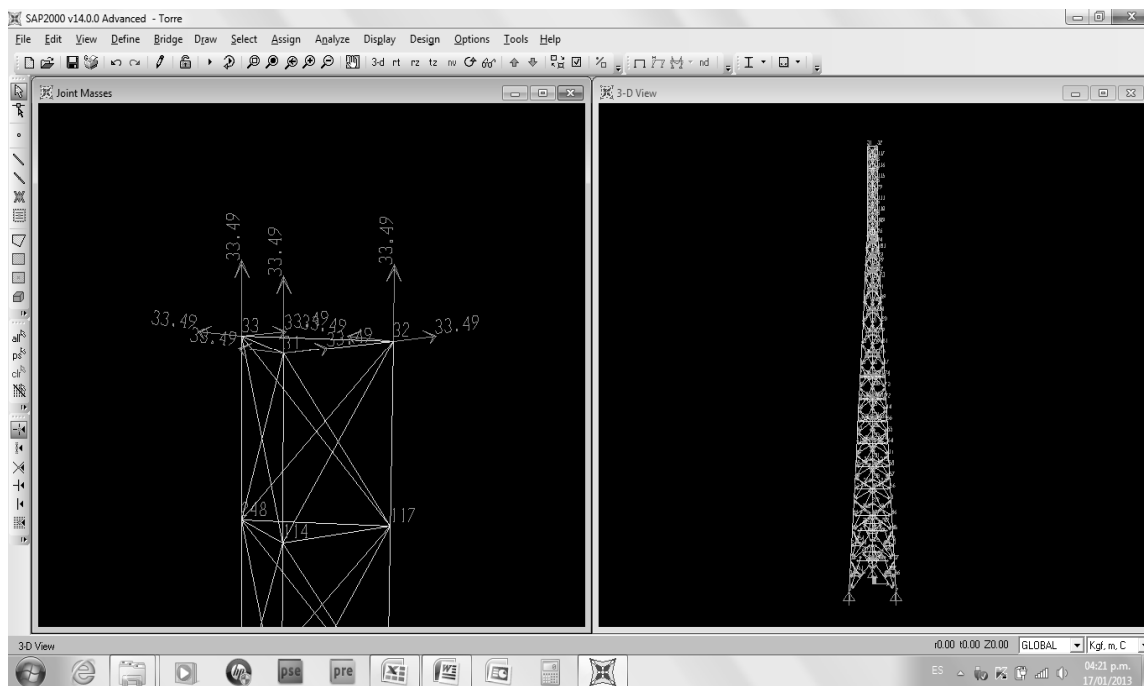
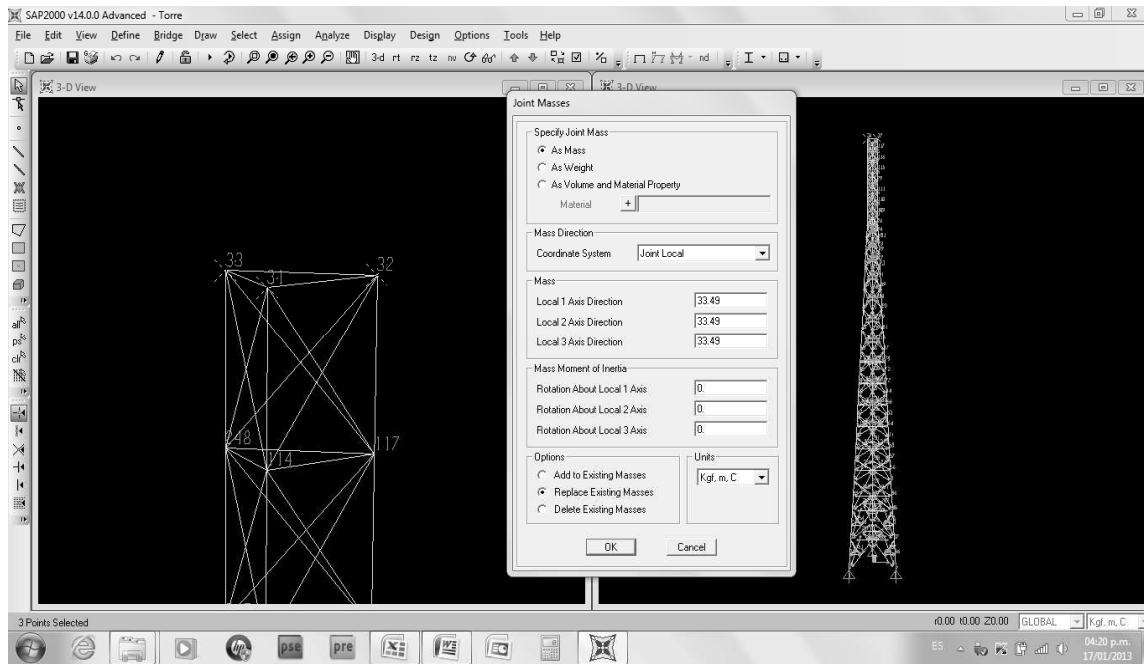
**Determinación de pesos y masas por cada tramo de sección: en
Kilogramos (fuerza)**

Descripción	Montantes	Braces	Soportes Tx	Soportes Rf	Escalera cables	Escalera ascenso	Antenas de Mw	Antenas de Rf
Tramo 10	268.36	375.41	0.00	685.89	100.37	57.61	0.00	39.60
Tramo 9	268.36	311.21	119.62	0.00	100.37	57.61	128.00	0.00
Tramo 8	340.55	318.91	0.00	0.00	100.37	57.61	0.00	0.00
Tramo 7	340.55	283.89	119.62	0.00	100.37	57.61	128.00	0.00
Tramo 6	340.55	314.74	0.00	0.00	100.37	57.61	0.00	0.00
Tramo 5	340.55	717.95	0.00	0.00	100.37	57.61	0.00	0.00
Tramo 4	412.47	835.18	0.00	0.00	100.37	57.61	0.00	0.00
Tramo 3	412.47	925.55	0.00	0.00	100.37	57.61	0.00	0.00
Tramo 2	412.47	1394.13	0.00	0.00	100.37	57.61	0.00	0.00
Tramo 1	412.47	961.51	0.00	0.00	100.37	57.61	0.00	0.00

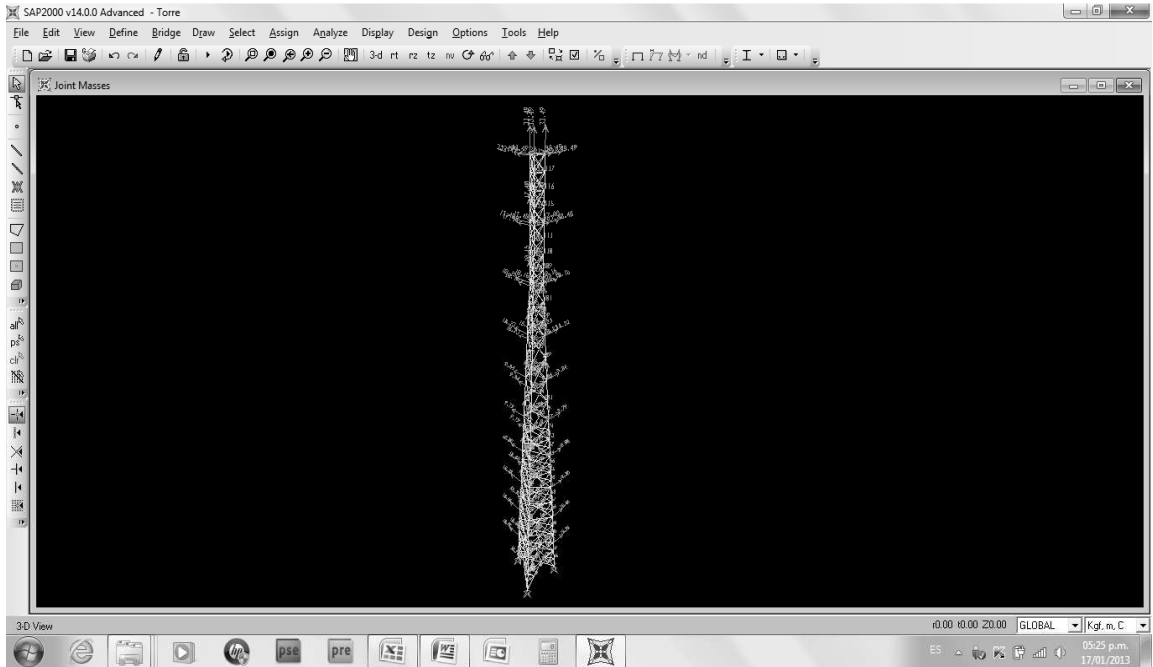
Descripción	Cables de Rf	Cables de Tx	Peso placas conexión	Peso accesorios por tramo	Masa accesorios por tramo
Tramo 10	72	0.00	30.72	986.19	100.46
Tramo 9	72	4.32	30.48	512.39	52.19
Tramo 8	72	4.32	64.56	298.86	30.44
Tramo 7	72	17.28	42	536.87	54.69
Tramo 6	72	17.28	42.6	289.86	29.53
Tramo 5	72	17.28	41.1	288.36	29.37
Tramo 4	72	17.28	47.4	294.66	30.01
Tramo 3	72	17.28	56.1	303.36	30.90
Tramo 2	72	17.28	66.6	313.86	31.97
Tramo 1	72	17.28	53.1	300.36	30.60

Descripción	Masa accesorios por junta por tramo	Peso brases y montantes por tramo	Peso total por tramo=W (kgf)	masa por tramo (kg masa)
Tramo 10	33.49	643.78	1629.97	166.03
Tramo 9	17.40	579.57	1091.96	111.23
Tramo 8	10.15	659.46	958.32	97.62
Tramo 7	18.23	624.45	1161.32	118.30
Tramo 6	9.84	655.30	945.15	96.28
Tramo 5	9.79	1058.50	1346.86	137.20
Tramo 4	10.00	1247.65	1542.31	157.10
Tramo 3	10.30	1338.03	1641.39	167.20
Tramo 2	10.66	1806.60	2120.46	216.00
Tramo 1	10.20	1373.98	1674.34	170.55
	Σ (pesos y masas)		14112.08	1437.50
	masa= Peso/g		1437.50	kgf-seg ² /m

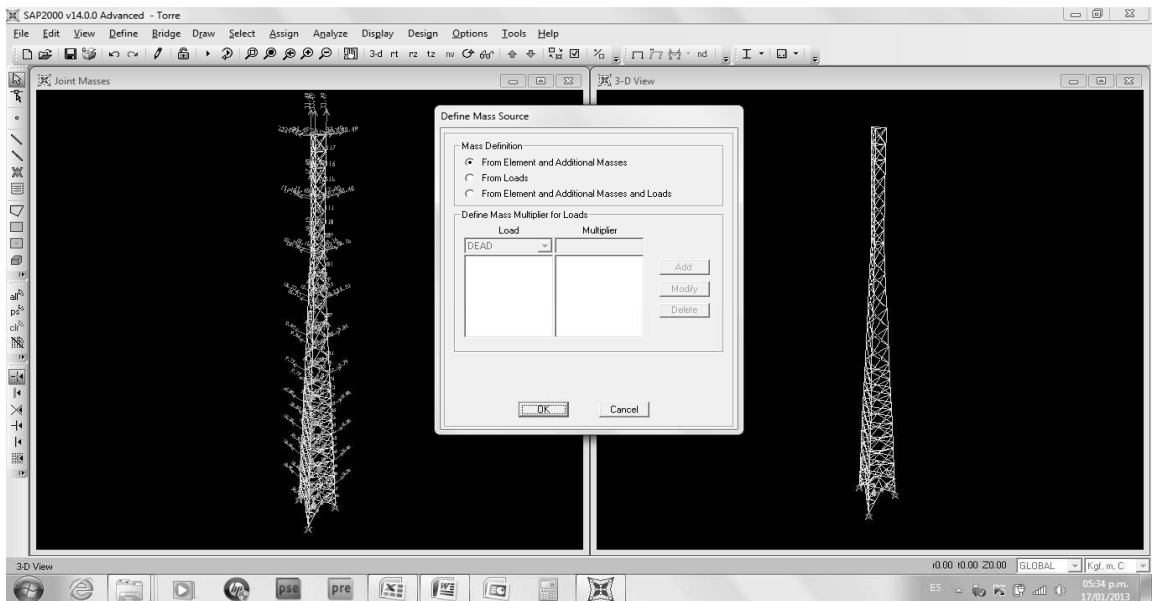
Se debe ahora asignar los datos de la masa de accesorios por cada junta por tramo al modelo en SAP, escogiendo las uniones entre montantes y seguidamente los comandos: Assign, Joint, masses de la siguiente forma:



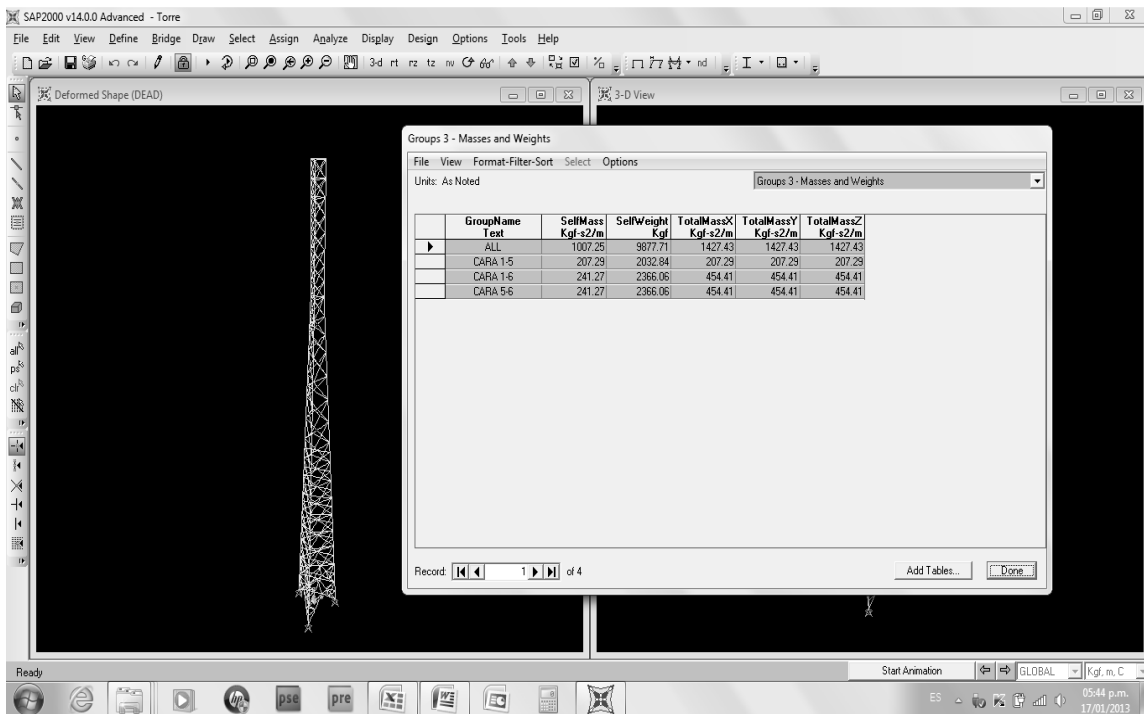
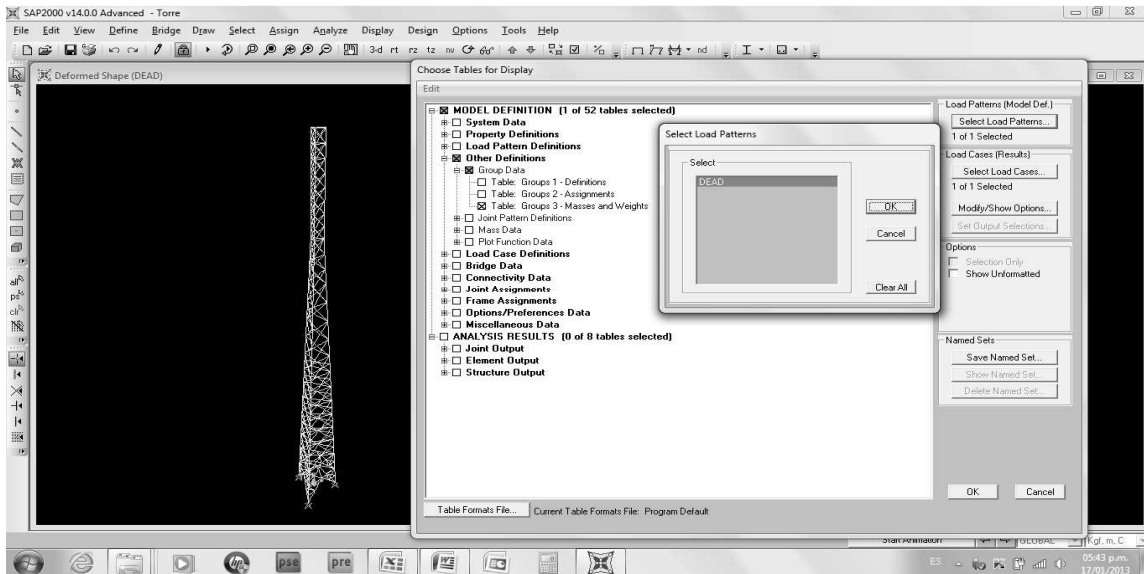
La asignación de masas en la torre queda así:



Ahora se debe definir la Masa para que la asigne a la estructura y sea parte del análisis para corte basal por sismo con los comandos: Define, Mass Source y seleccionar "From elements and additional masses"

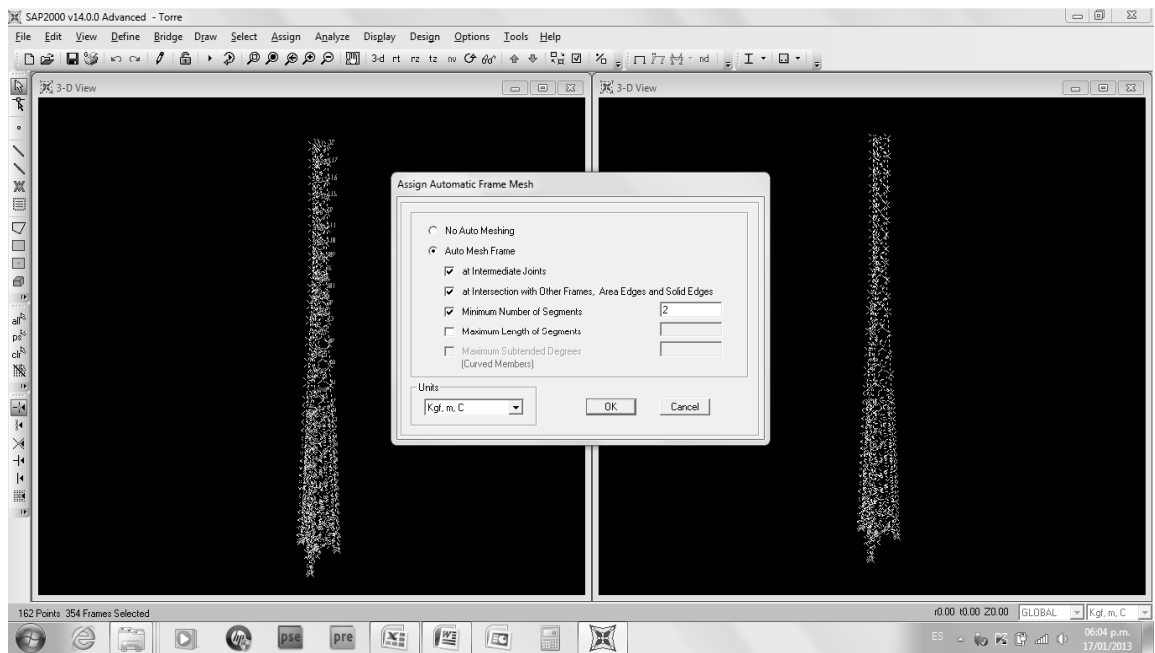


Se debe revisar que toda la masa (masa propia + masa de accesorios o sobrecarga) muestre un resultado similar al calculado analíticamente, para esto se debe volver a correr el programa solo con carga muerta, debiendo ir al comando display para ver tablas de grupo “masas y pesos”.

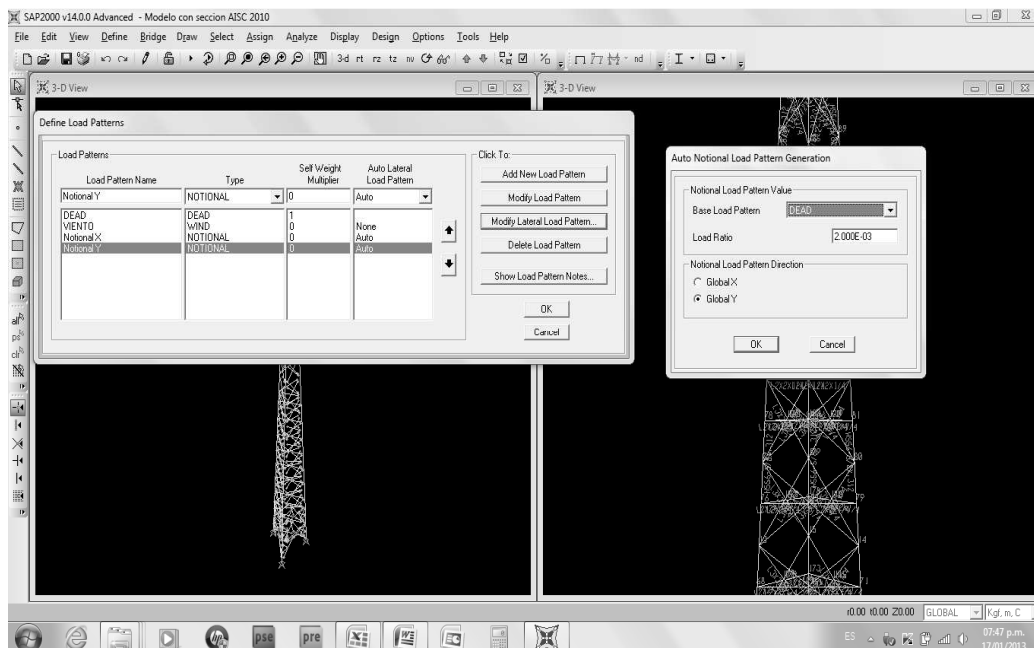
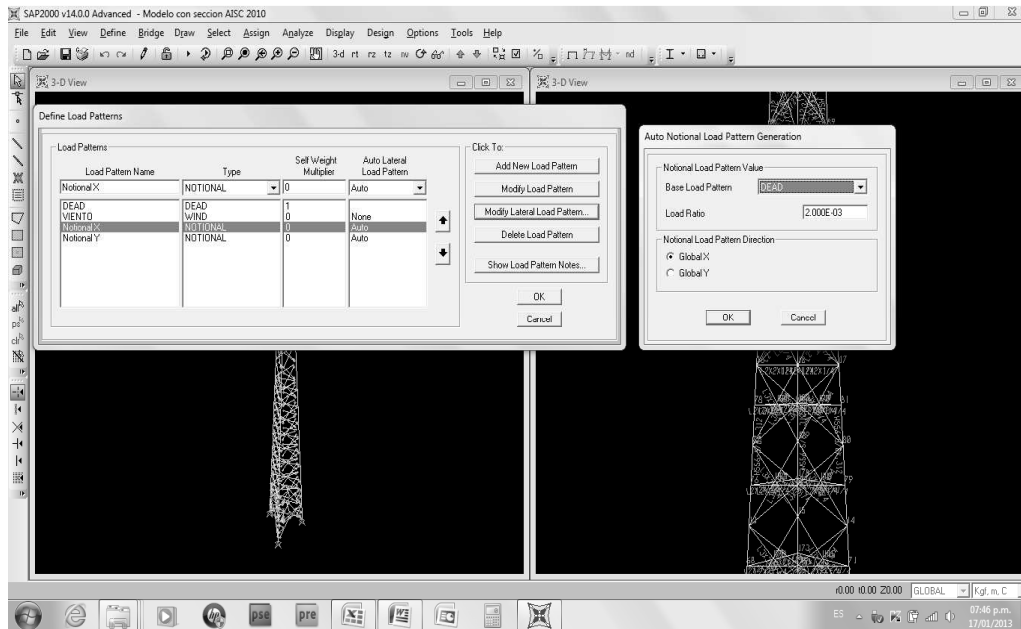


El total de la masa en SAP= 1427.43 kgf-seg²/m y el método analítico dio un valor de 1437.50 kgf-seg²/m que da una diferencia de masa de 10.07 kgf-seg²/m, es decir, una diferencia de 0.7% que se considera aceptable.

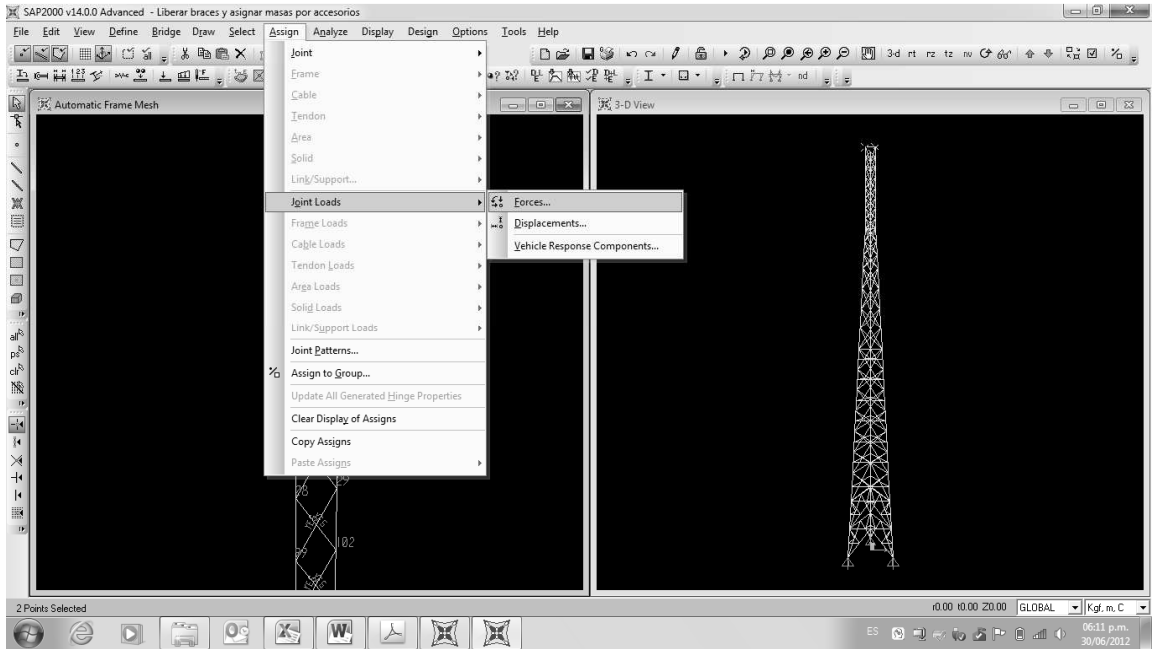
Ahora se debe generar la malla automática en las columnas con las brases (Auto Mesh Frame), debiendo seleccionar toda la estructura y utilizando los comandos: Assign, Frame, Automatic Frame Mesh para que todo elemento este debidamente integrado para el análisis estructural, se deben seleccionar como mínimo 2 números de segmentos:



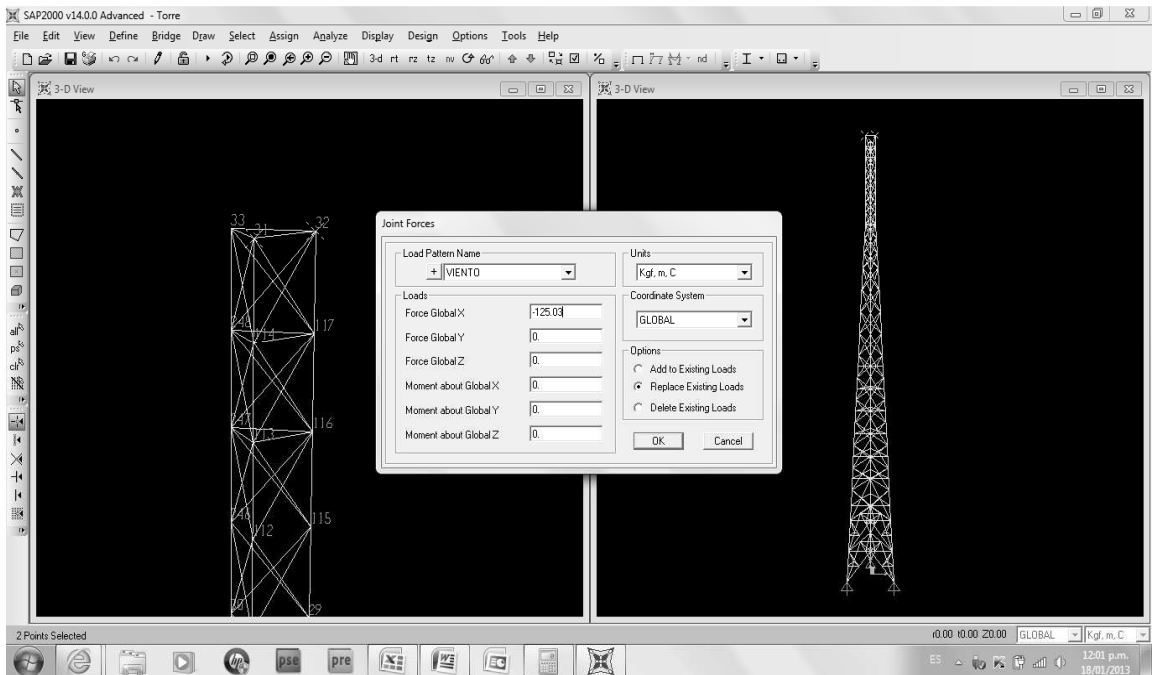
El procedimiento de acuerdo con la revisión de la estructura por cargas de servicio necesita que se generen las cargas Muertas, las cargas de Viento; el código AISC 2010 en la sección C.2 requiere estabilidad de la estructura por lo que es necesario definir las cargas Notional únicamente para carga muerta tanto para eje X como en eje Y. Seleccionar el comando Define, Load Patterns y crear las cargas indicadas.



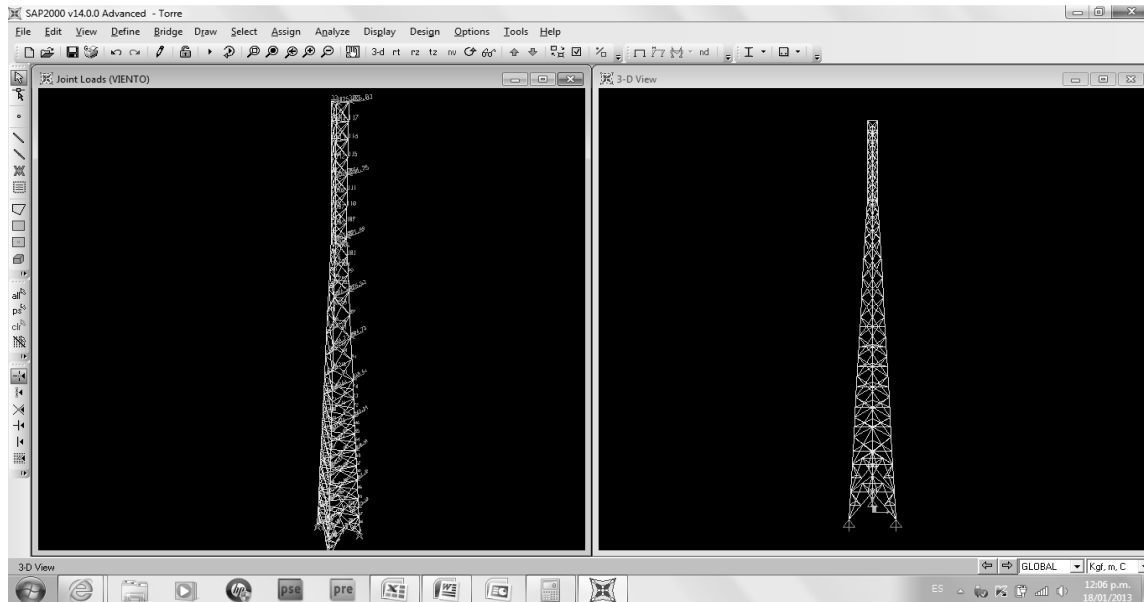
Se necesita crear la carga de viento en la estructura debiendo asignar los valores de fuerzas previamente calculadas en los nudos de cada tramo de la torre, para esto deben utilizarse los comandos: Assign, Joint loads, Forces



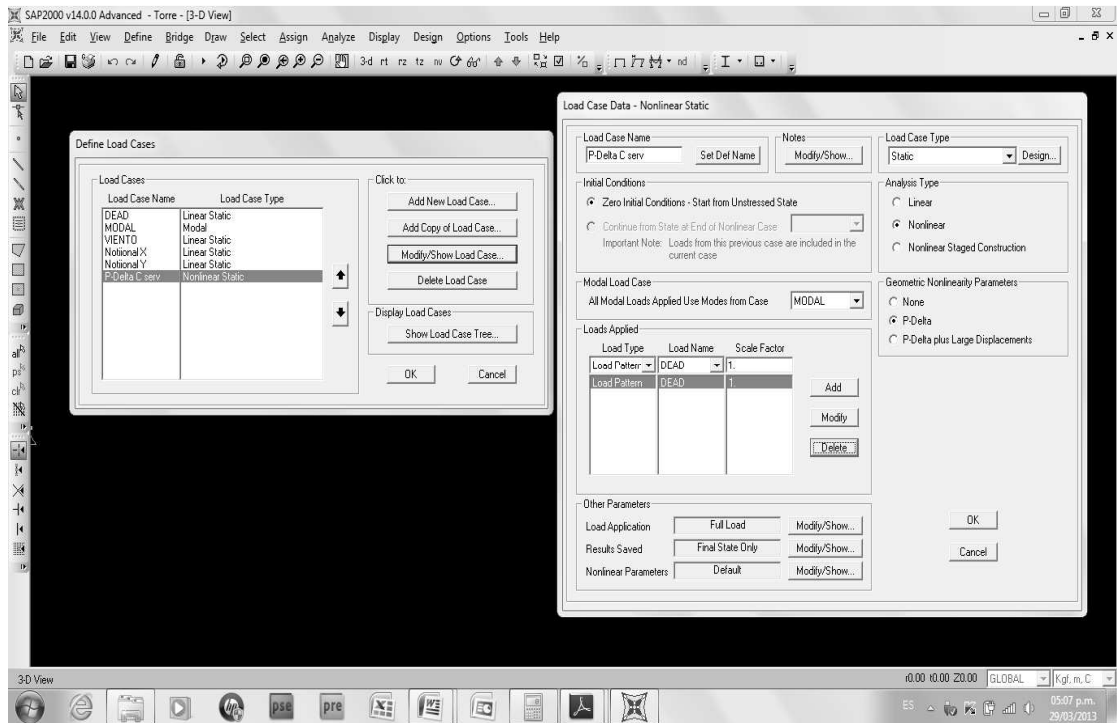
Se asignan las fuerzas en dirección a los nudos por cada tramo que se calculó a una velocidad de viento de 96 KPH o 60 MPH.



Las cargas de viento en los nudos a toda la cara de la estructura queda de la siguiente manera:

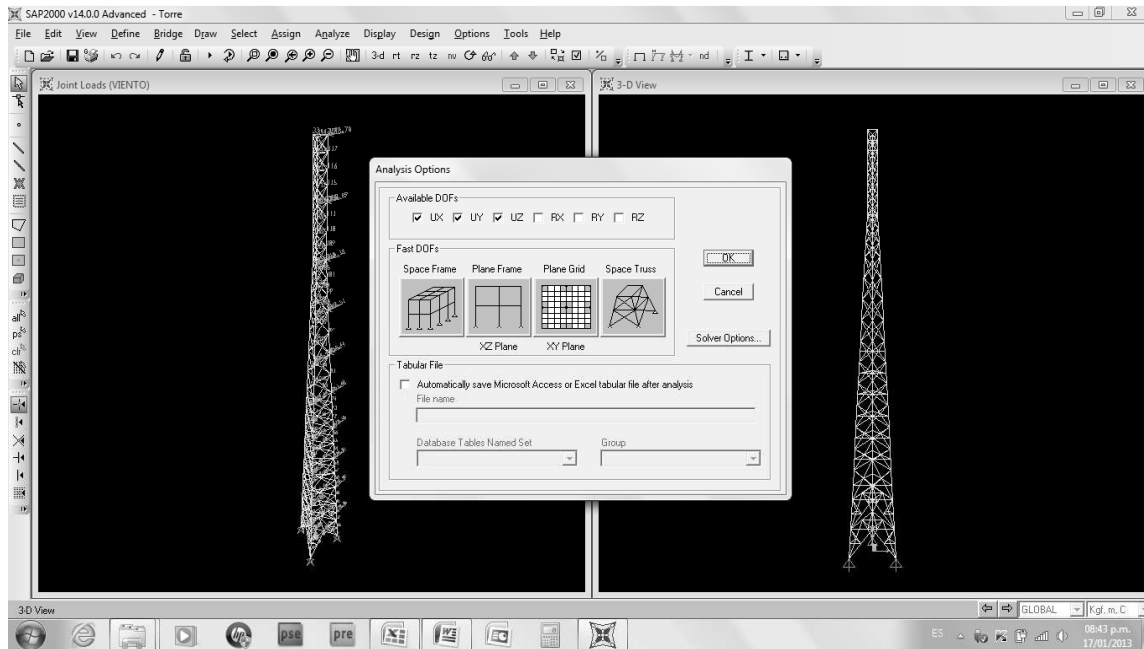


Debe generarse el efecto P-Delta para la combinación descrita en el capítulo 4.2 tanto para carga muerta y toda carga gravitacional que actúe en la estructura utilizando el comando Define, Load Cases, Add New Load Case y creamos “P-Delta C serv” bajo el tipo de análisis NO LINEAR de la siguiente forma:

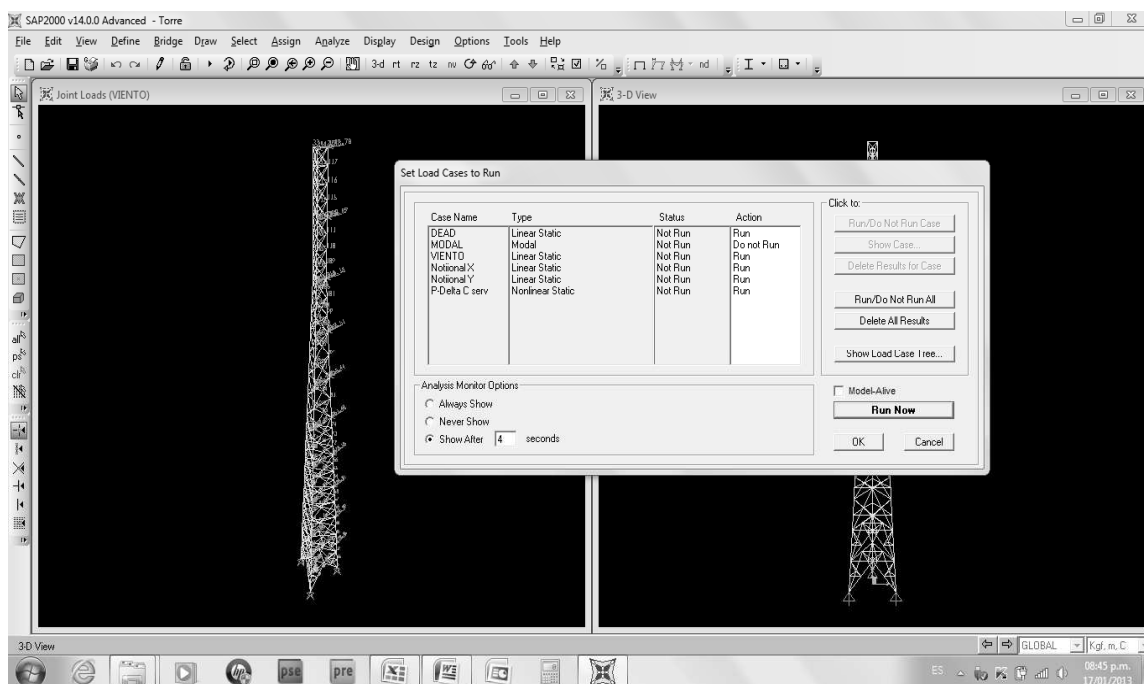


Como resumen, se ha generado la geometría específica de la torre autoportada, se han ingresado las masas por accesorios para que sea parte de la masa total de la estructura y se han generado las cargas tanto muertas, por viento, tipo Notional y el efecto P-Delta para cargas de servicio que solicita la norma EIA G; por lo que ahora queda revisar los parámetros de rotación y desplazamiento lateral, y se procede a pedirle al programa que analice la estructura para que dé los resultados respectivos.

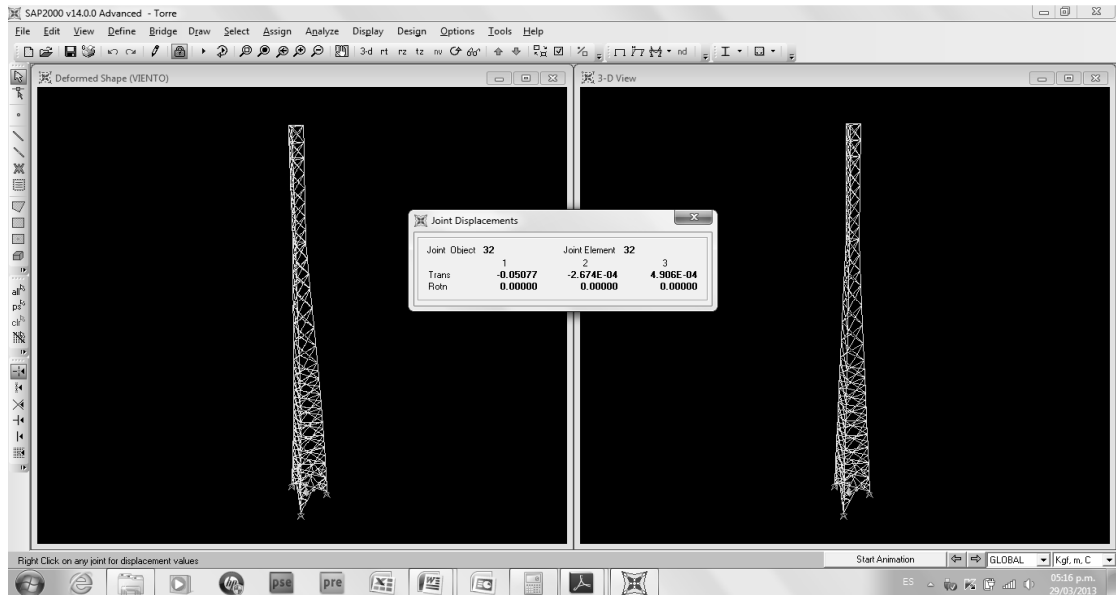
Seleccionar Analyze, Set Analysis Options, Space Truss



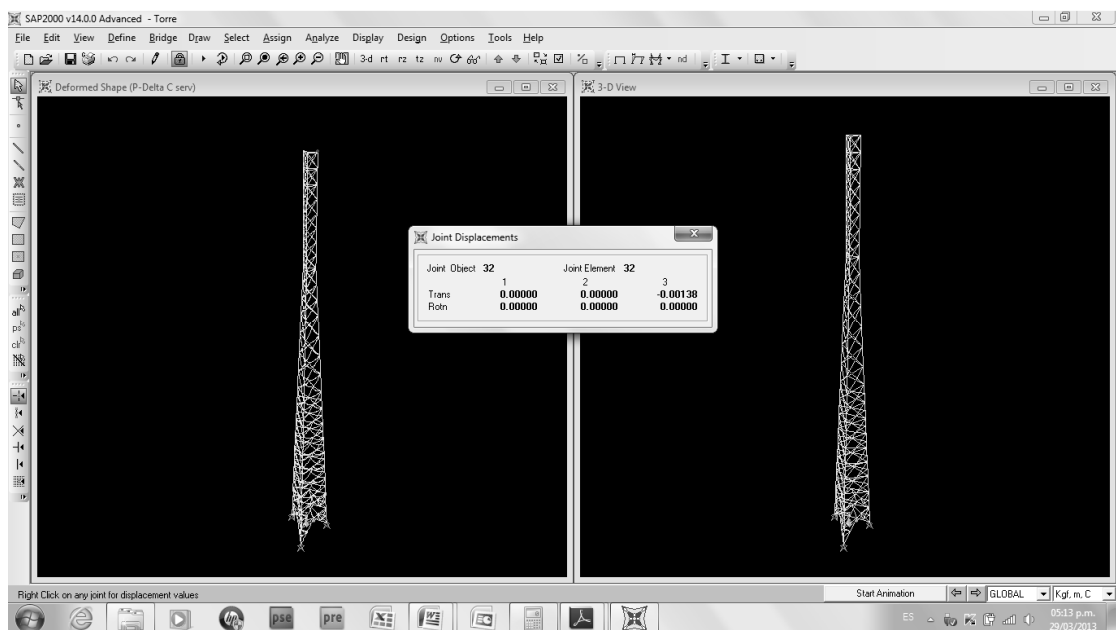
Seleccionar Analyze, Set Load Cases to Run y seleccionar el Modal que no corra, seguidamente seleccionar Run Now para que el programa analice la estructura:



Los resultados de desplazamientos para Viento dan un valor de 0.05077 metros o 5.08 centímetros:



Para P-Delta por carga de servicio da un valor de 0.00 metros o 0 centímetros, considerado bajo a comparación de la carga de servicio por viento.



En este caso los valores máximos los da el viento con un desplazamiento de 0.05077 metros (5.08 centímetros).

El desplazamiento permitido según la sección 4.2 es:

Desplazamiento permitido= 3%*H torre= 3%x (60) = 1.80 metros.

Por lo que de acuerdo al Capítulo 3 y al valor de $C_d = 3$ (tabla XV) y el valor de $I = 1.15$ (por viento de la estructura) se obtiene

:

Desplazamiento elástico= $1.8/(3/1.15) = 0.69$ metros > 0.05077 metros.

Conclusión: La estructura esta dentro de los límites de desplazamiento horizontal.

Para torsión el desplazamiento permitido es de 4 grados por lo que el ángulo formado por el desplazamiento de 0.05077 metros es de:

$Tg^{-1}(\text{Desplazamiento tramo/h tramo}) = Tg^{-1}(0.05077/6) = 0^\circ 29' 5.3 < 4^\circ$

Conclusión: La estructura esta dentro de los límites de torsión permitido.

Conclusión final: La estructura autoportada cumple los efectos de desplazamiento y torsión por carga de servicio.

- Revisión de resistencia de la torre autoportada por cargas de diseño de viento y de sismo apoyados con programa SAP 2000.

Corresponde ahora hacer el análisis estructural con las cargas de viento de diseño y el análisis modal espectral para las fuerzas sísmicas para diseño de elementos.

Los datos que ahora deben revisarse para las fuerzas de viento son las siguientes:

Velocidad básica de viento en Km/hora:	110
Velocidad básica de viento en m/seg	30.56
Categoría de exposición (sección 2.2.4.):	C
Factor de probabilidad de dirección de viento, k_d , (sección 2.2.3.)	0.85
Clase o tipo de estructura (sección 2.2.4.):	IV
Factor de importancia con viento de la estructura, I_{viento} , (sección 2.2.4.)	1.15
Factor de importancia con sismo de la estructura, I_{sismo} , (sección 3.2.):	1.5
Categoría topográfica, K_{zt} , (sección 2.2.5.1):	1

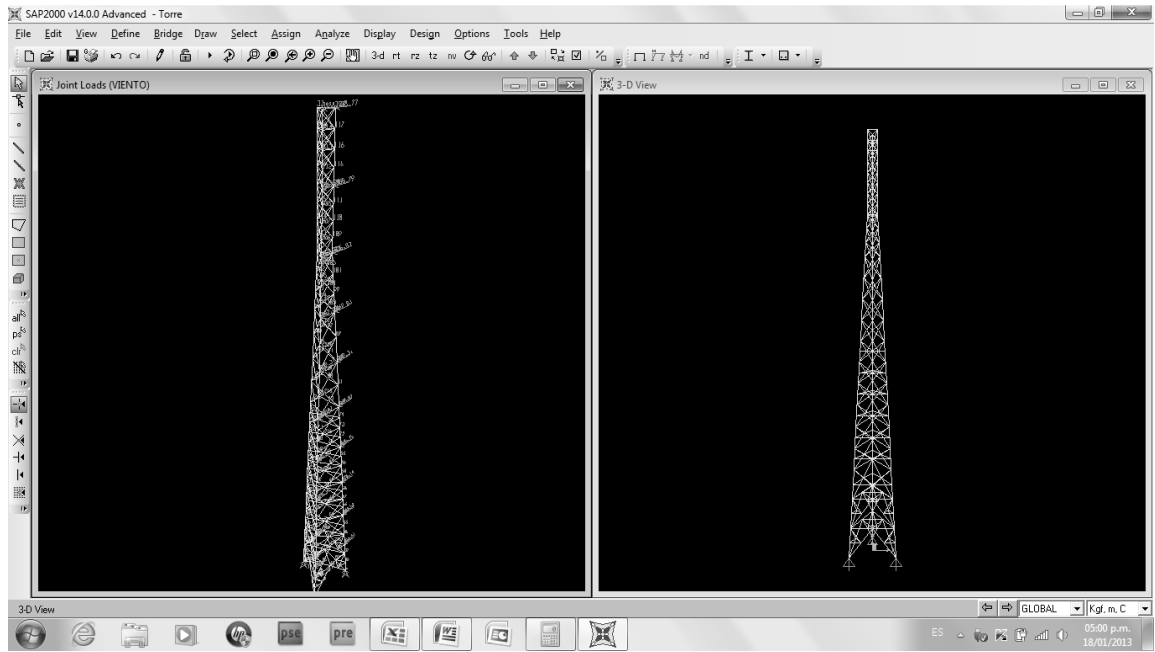
Siguiendo el procedimiento ya mostrado para determinar las fuerzas de viento por cargas de servicio, los resultados que brinda la nueva integración de fuerzas de viento, pero con la carga de viento de diseño muestran los siguientes valores de fuerzas de viento final:

Determinación de fuerza mayor aplicada a cada cara de torre Autosoportada por viento Fw para una velocidad de diseño de 110 kph						
Sección	Fuerza total en Cara 1 (N)	kgf	N/m	kgf/m	Lbs f	Lbs f/pie
TRAMO 10	7404.931	755.09	1234.16	125.85	1661.20	84.41
TRAMO 9	7061.589	720.08	1176.93	120.01	1584.17	80.50
TRAMO 8	6080.694	620.06	1013.45	103.34	1364.12	69.32
TRAMO 7	7336.163	748.08	1222.69	124.68	1645.77	83.63
TRAMO 6	5974.065	609.18	995.68	101.53	1340.20	68.10
TRAMO5	6973.531	711.10	1162.26	118.52	1564.42	79.49
TRAMO 4	7373.854	751.92	1228.98	125.32	1654.22	84.06
TRAMO 3	7459.304	760.63	1243.22	126.77	1673.39	85.03
TRAMO 2	7780.992	793.44	1296.83	132.24	1745.56	88.70
TRAMO 1	6168.323	628.99	1028.05	104.83	1383.78	70.31
Corte basal por viento=	69613.44	7098.56			15616.83	

Las fuerzas de viento para cada nudo para una velocidad de 110 kph son las siguientes:

Ubicación fuerza SAP 2000	Ubicación	Fuerza totales a cada cara Kg	Fuerza a cada nudo por tramo FINAL
nudo 31= nudo 32	Superior	755.09	188.77
nudo 28= nudo 29	Superior	720.08	368.79
nudo 25= nudo 26	Superior	620.06	335.03
nudo 22= nudo 23	Superior	748.08	342.03
nudo 19= nudo 20	Superior	609.18	339.31
nudo 16= nudo 17	Superior	711.10	330.07
nudo 13= nudo 14	Superior	751.92	365.75
nudo 10= nudo 11	Superior	760.63	378.14
nudo 7= nudo 8	Superior	793.44	388.52
nudo 2= nudo 3	Superior	628.99	355.61

Por lo que el modelo de la estructura queda con las siguientes cargas en el modelo en SAP:



De acuerdo al Capítulo 3 corresponde calcular los datos para poder ingresar los valores del espectro de respuesta de la estructura autosoportada con los datos de la ubicación de la torre en el municipio del territorio guatemalteco donde se desea instalar la estructura:

Clase o tipo de estructura Viento:	IV	Tabla I
Factor de importancia con sismo de la estructura (FI sismo):	1.5	Tabla XVI
Lugar:	San José (Escuintla)	
lo=	4	Sección 3.1.
Fa=	1	Tabla XII
Clase del sitio de acuerdo con Fa	D	Sección 3.1.
Fv=	1.5	Tabla XIII
Clase del sitio de acuerdo con Fv	D	Sección 3.1.

Conclusión de Clase de sitio=	D	De acuerdo con Fa y Fv
Ss=Scr=	1.65 g	Sección 3.1.
S1=S1r=	0.60 g	Sección 3.1.
SDS=2/3*Fa*Ss	1.1	EC 21
SD1=2/3*Fv*S1	0.6	EC 22
SDS/SD1	1.83	
Peso total estructura (West)=	14112.08	kg
I=FI sismo=	1.5	Tabla XVI
R=	3	Tabla XV

Además se debe calcular el período fundamental de la estructura para determinar el corte basal que servirá para determinar el Factor de Escala, para el cumplimiento de $0.85xV_{estático} \leq V_{dinámico}$ del análisis modal espectral.

Se procede a determinar el ancho promedio de una cara de la torre autoportada como parte de la ecuación:

Sección	Elevación superior de tramo	Elevación inferior de tramo	Ancho superior	Ancho inferior	Ancho promedio
TRAMO 10	60	54	1.5	1.5	1.5
TRAMO 9	54	48	1.5	1.5	1.5
TRAMO 8	48	42	1.5	2.125	1.8125
TRAMO 7	42	36	2.125	2.75	2.4375
TRAMO 6	36	30	2.75	3.375	3.0625
TRAMO5	30	24	3.375	4	3.6875
TRAMO 4	24	18	4	4.625	4.3125
TRAMO 3	18	12	4.625	5.25	4.9375
TRAMO 2	12	6	5.25	5.875	5.5625
TRAMO 1	6	0	5.875	6.5	6.1875
Ancho promedio torre					3.5

Se procede a calcular los valores de $W1$ (Ec-30) para integrarlo a las ecuaciones de frecuencia inicial (Ec-29) y cálculo de período inicial (EC-31), para la generación del espectro de respuesta, así como a definir el sismo dinámico en eje X. Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

T (EC-31)=	0.69	seg
f1 (EC-29)=	1.458	Hertz
W1 (EC-30)=	6208.48	kgs
Ks=	1500	(h en metros)
Wa=	3.5	mts
h=	60	mts
Wo=	6.5	mts
W2=	0	kgs
West=	14112.08	kgs

Seguidamente proceder a generar el sismo estático en X con los valores que se utilizaron en el sismo basal analítico y utilizar los valores del período y frecuencia inicial de la estructura de acuerdo con la ecuación EC-25:

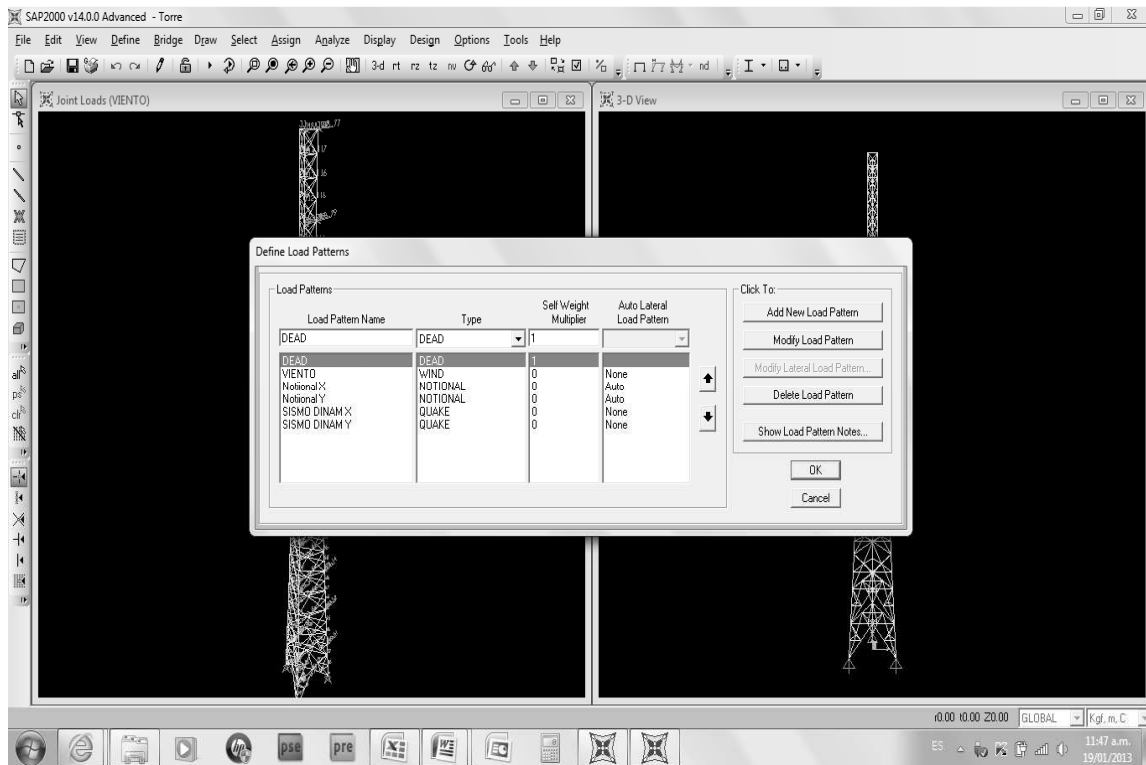
V (EC-25)= $C_s \cdot W$	6174.03	kg
Cs final=	0.438	
Cs estructura (EC-26)= $S_{ds}/(R/I_e)$	0.550	
Sds=	1.1	
R=	3	
Ie=	1.5	
TL (sismo entre 7.0 a 7.5 Merc)	8	seg
Testruct=	0.69	seg
Conclusión:	usar Ec-29 para Cmax	
Cs max= $SD1/(Testruct \cdot R/I)$	0.4375	cuando $T \leq TL$ (EC-29)
Cs max= $SD1 \cdot TL/[T^2 \cdot (R/I)]$	5.11	Cuando $T > TL$ (EC-30)
Conclusión:	Usar Cmax	

Cs min de acuerdo a EC-27= $0.044 * Sds * I \geq 0.03 =$	0.0726	O.K. >0.03
Cs min de acuerdo con EC-28= $=$	0.03	

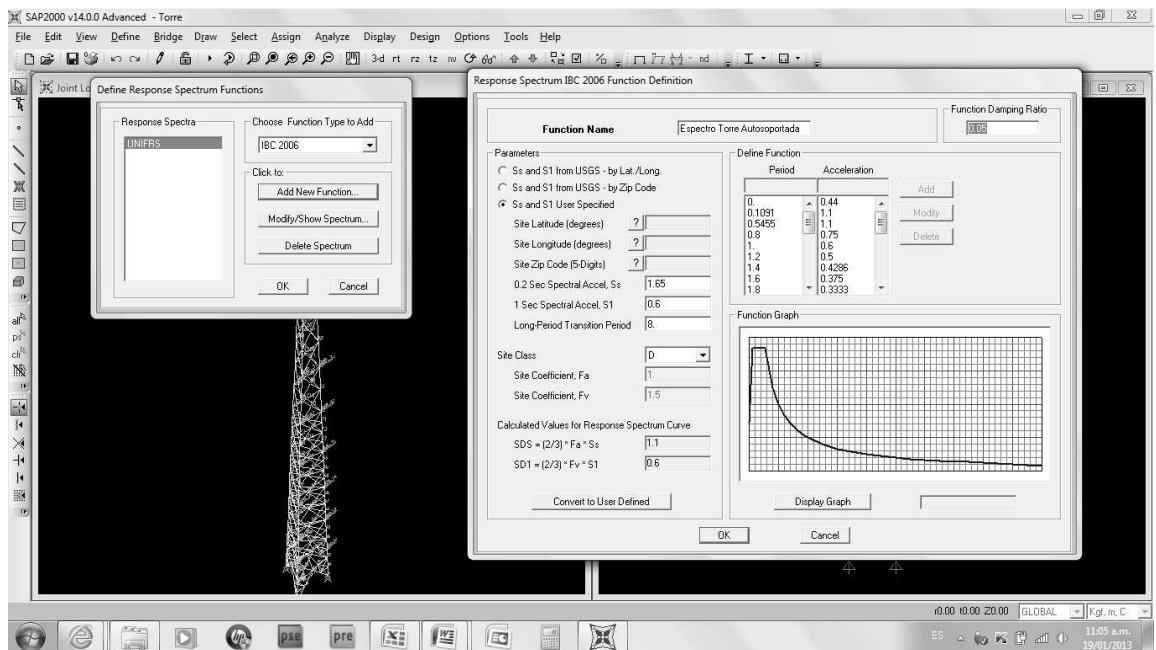
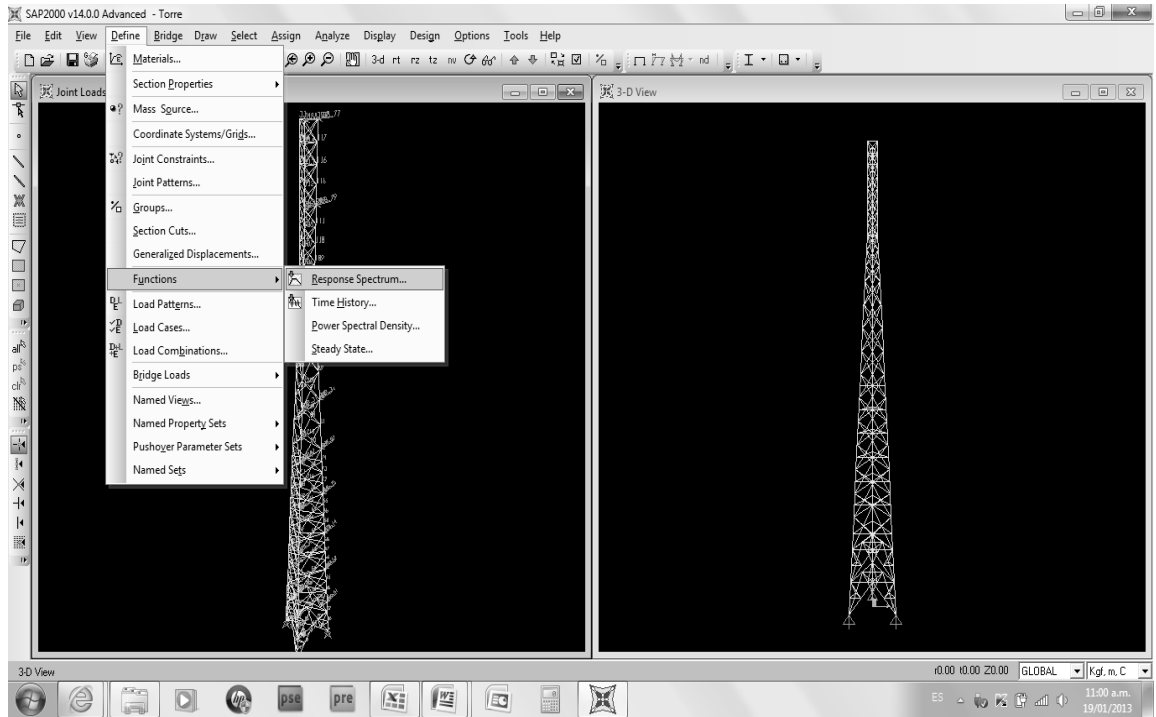
Ahora se debe proceder a calcular el factor de escala para ingresar los datos al programa SAP2000:

g (pie/seg2)	g (m/seg2)		
32.2	9.817		
I (sismo)=	1.5		
R=	3		
FE= $=$	g/(R/I)=	4.91	m/s2

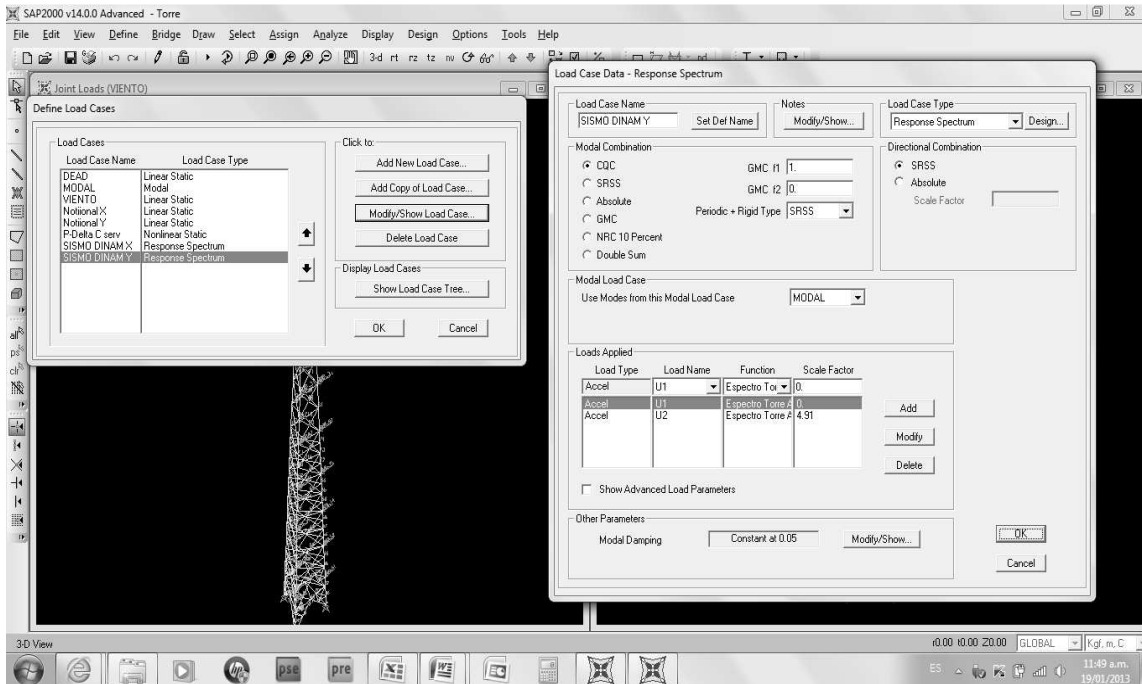
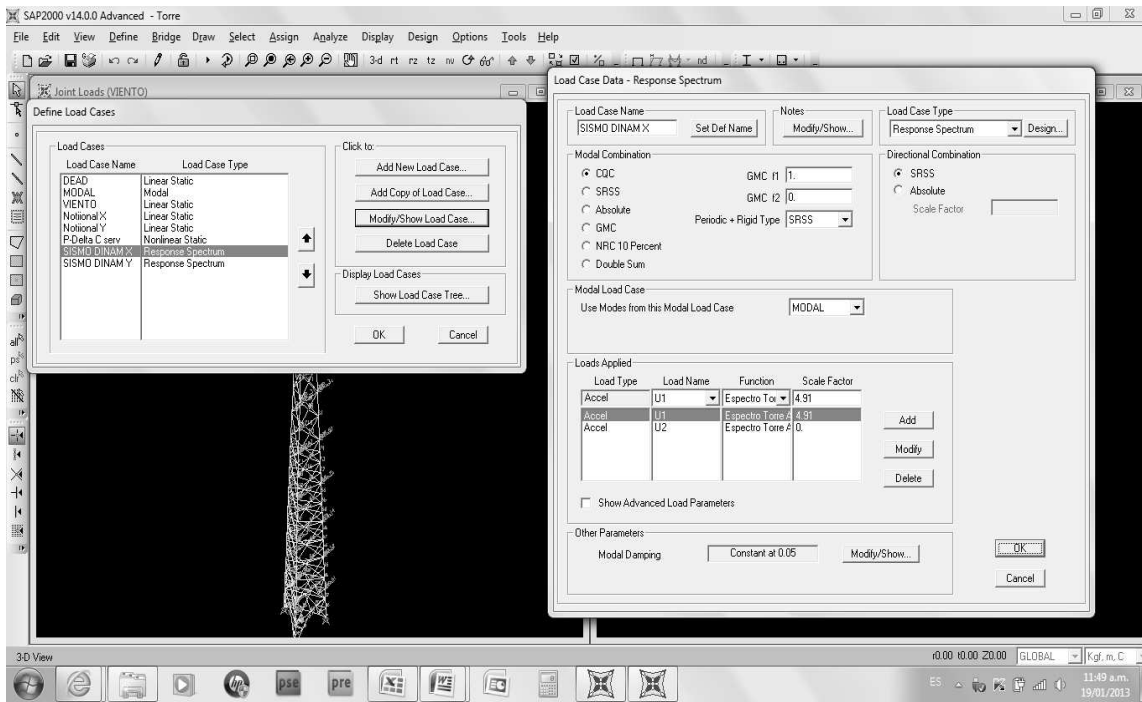
En el modelo de la estructura autosoportada, se deben crear las dos cargas de sismo dinámico, uno para eje X y otro para eje Y. Los pasos a seguir se muestran a continuación:



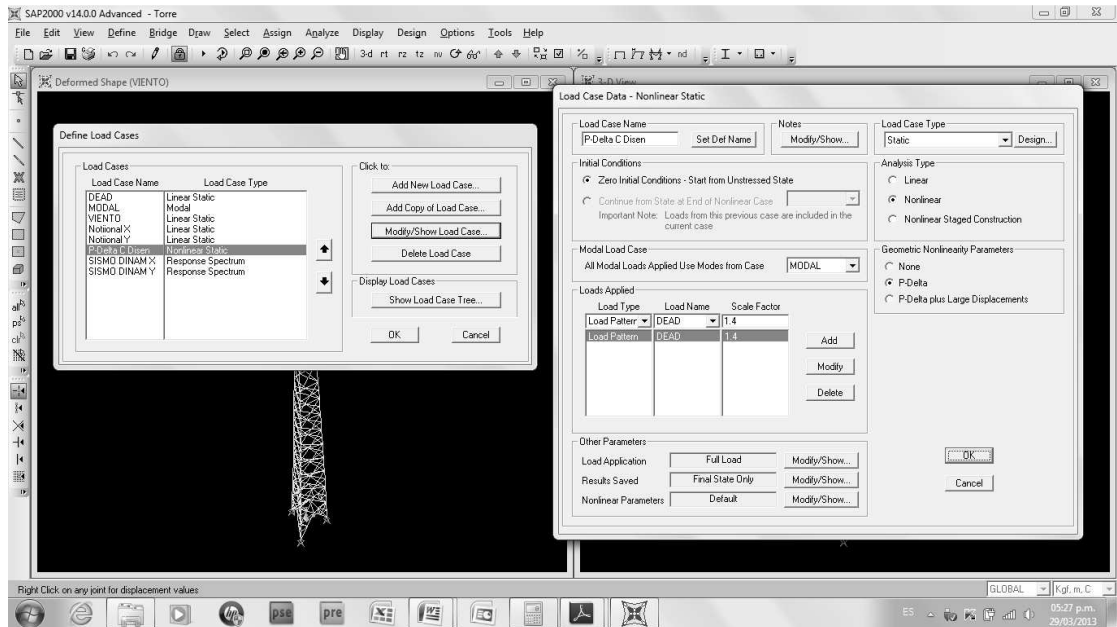
Se procede a generar el espectro de respuesta:



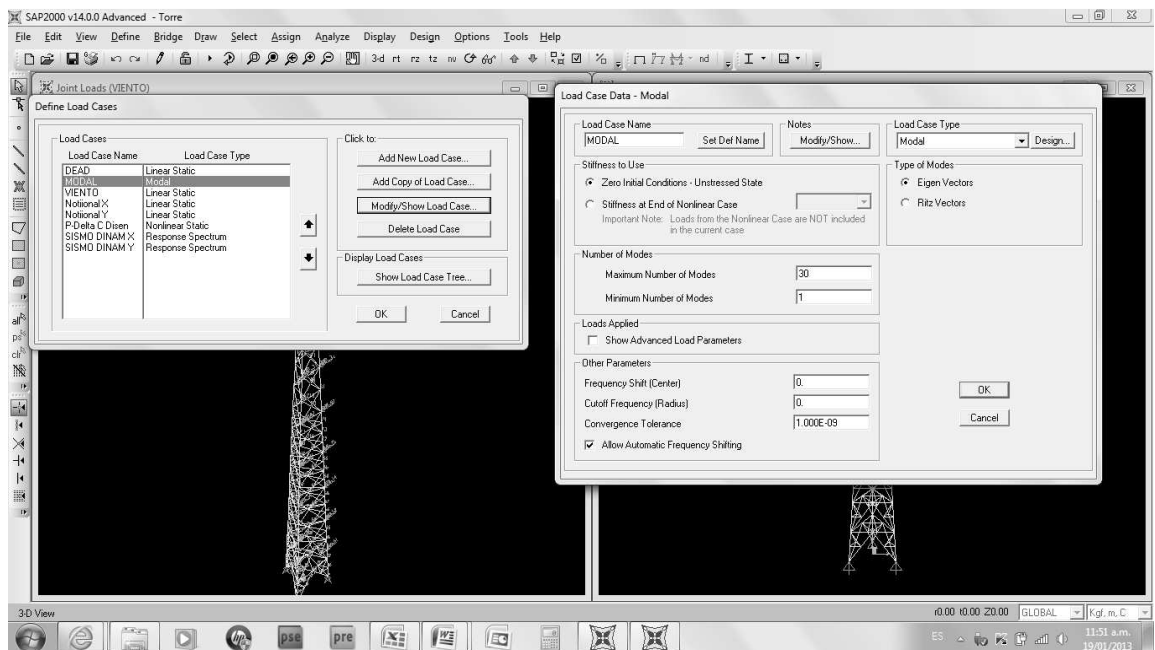
Se procede a modificar los casos de carga para Sismo dinámico en eje X y en eje Y para que se tome en cuenta el espectro de respuesta y el factor de escala inicial.



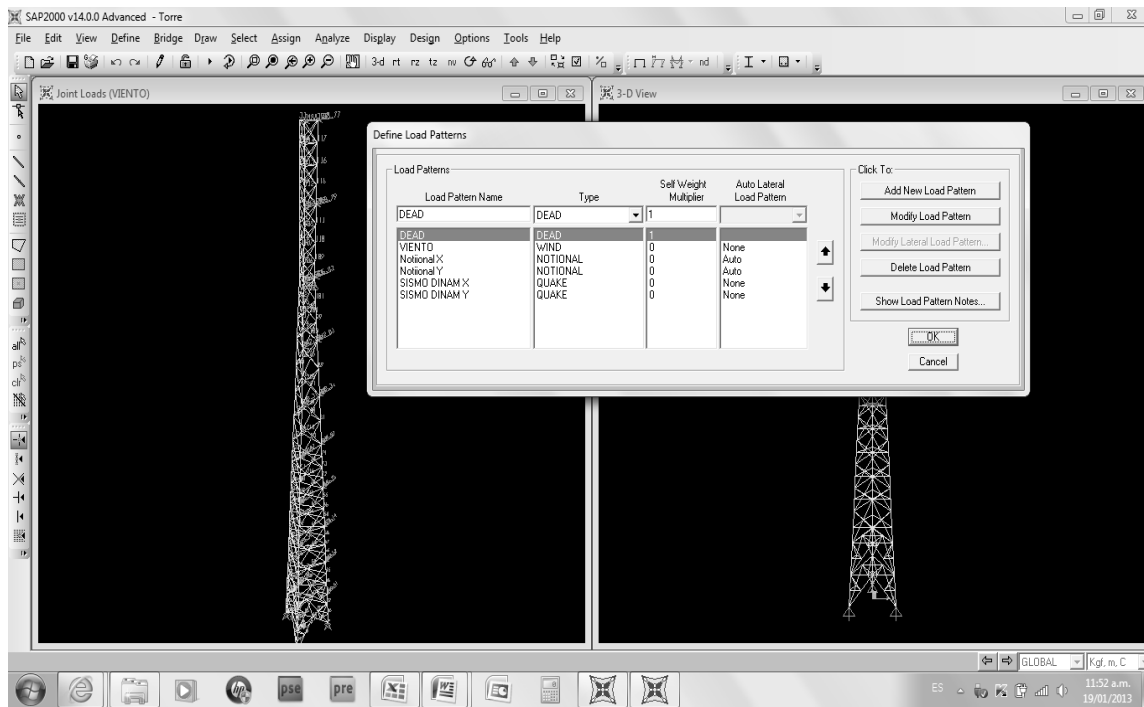
Se debe generar el efecto P-Delta ya con carga de servicio que afectan nuevamente a la carga muerta para la combinación mayor de la sección 4.1



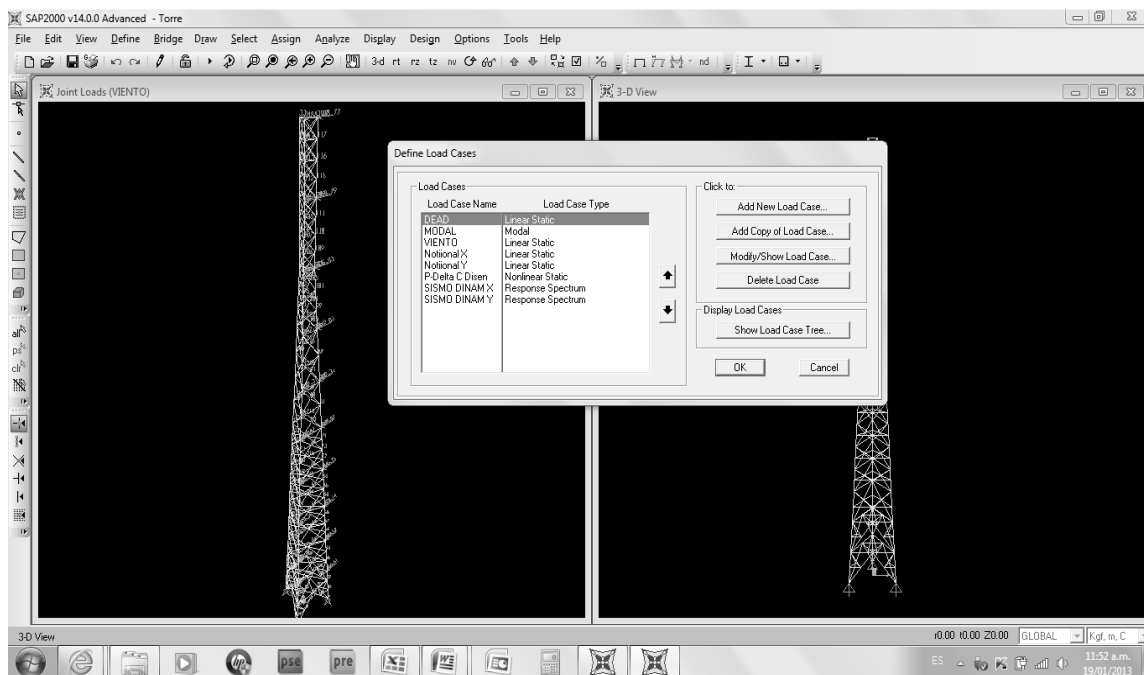
Se genera el caso Modal, se sugiere 3 modos por cada tramo dando un total de 30 modos de vibración iniciales



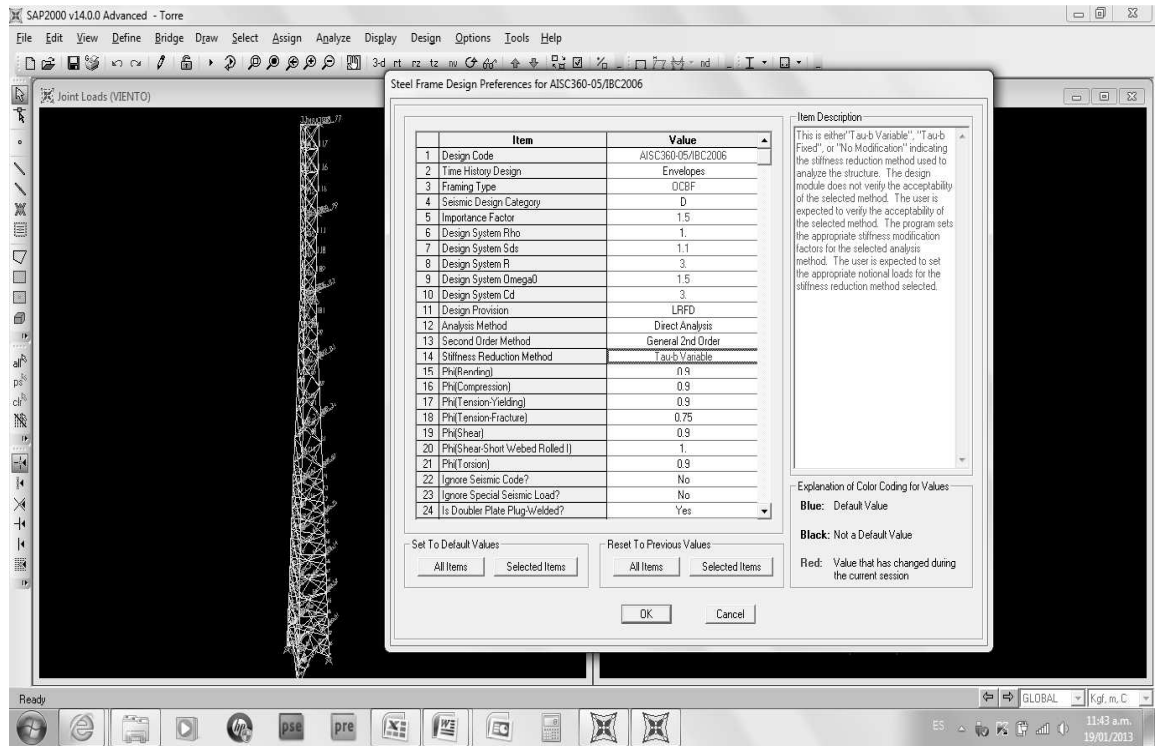
La definición final de cargas queda de la siguiente manera:



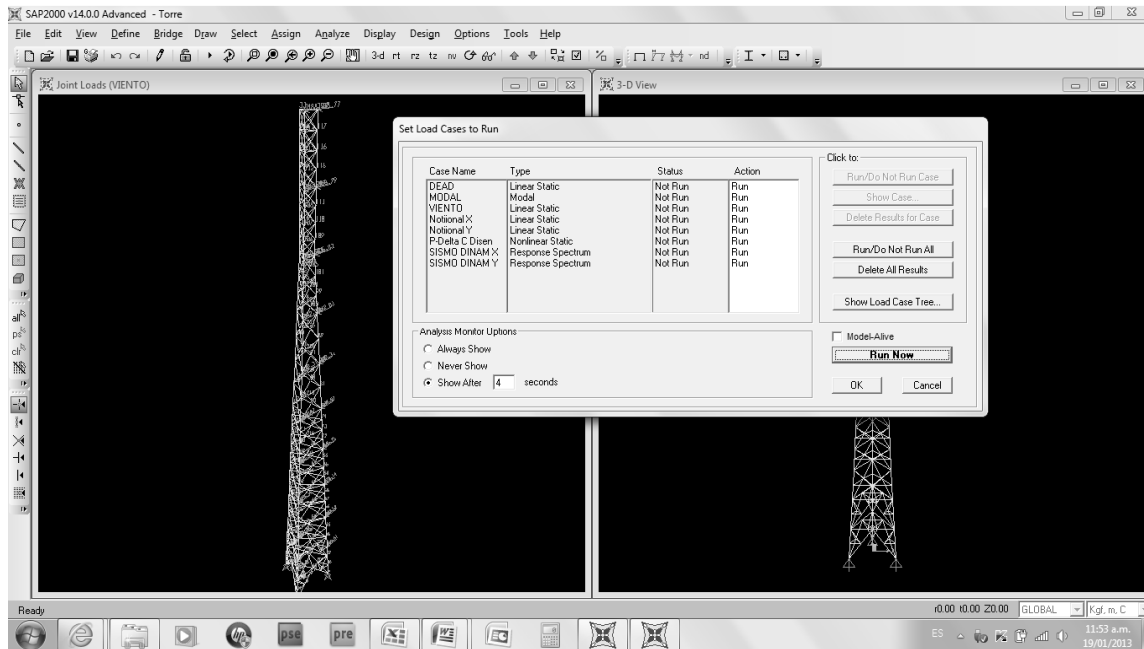
Los casos de carga quedan de la siguiente manera:



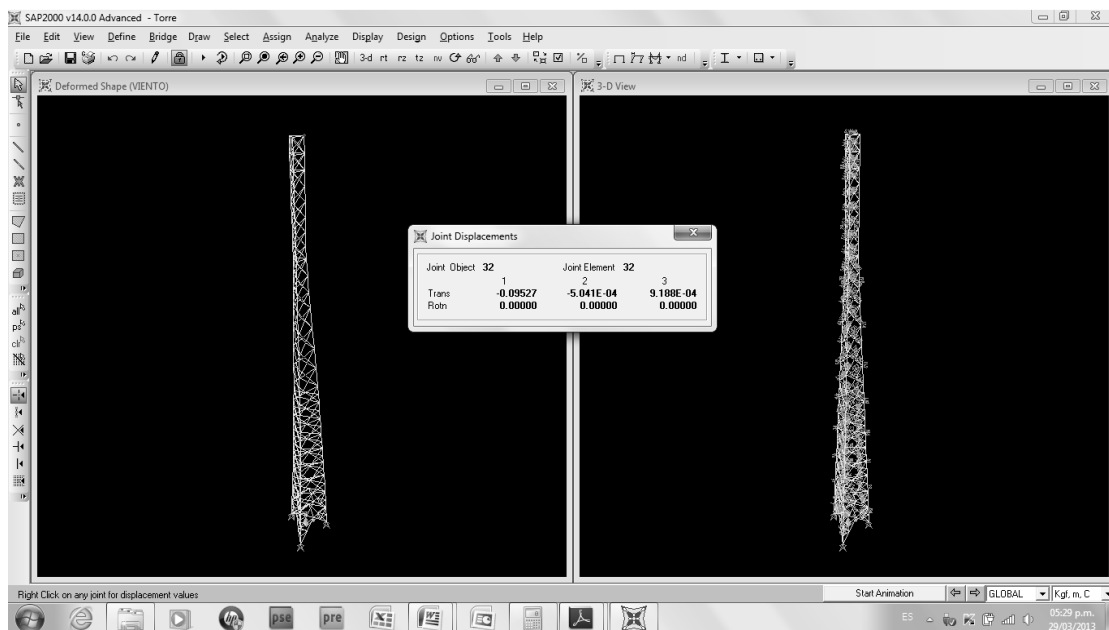
Se debe definir el Código a utilizar para ingresar los coeficientes sísmicos de la tabla XV y parámetros del Capítulo 3:



Se procede a solicitar el análisis estructural:

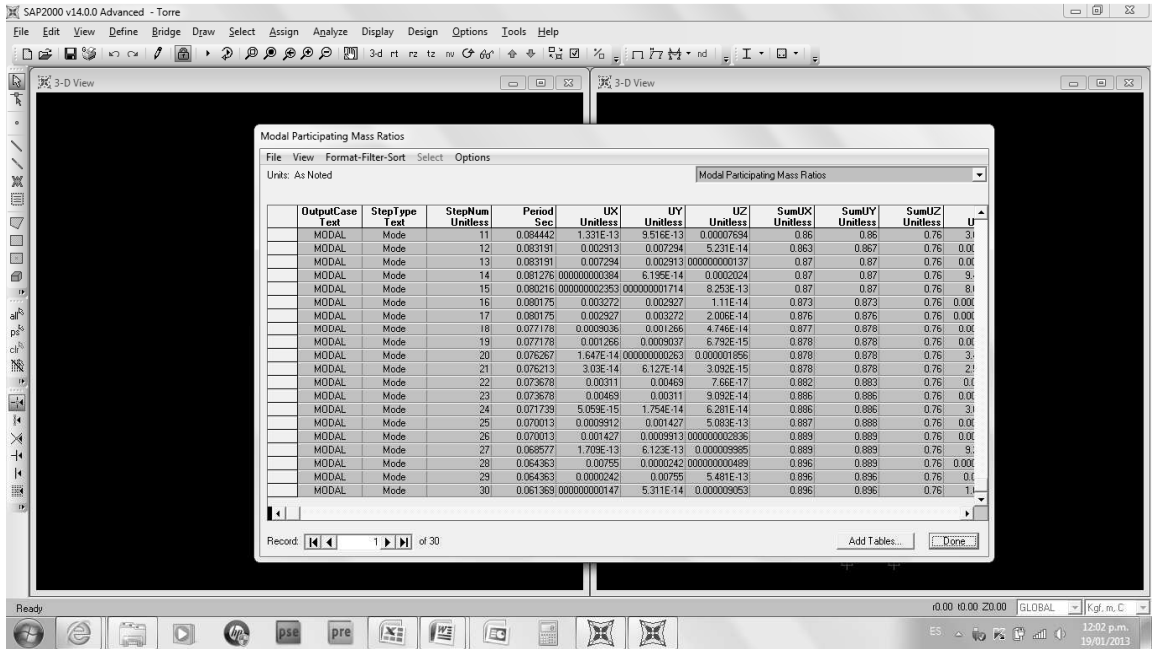


Se revisa el efecto de desplazamiento del viento por cargas de diseño:



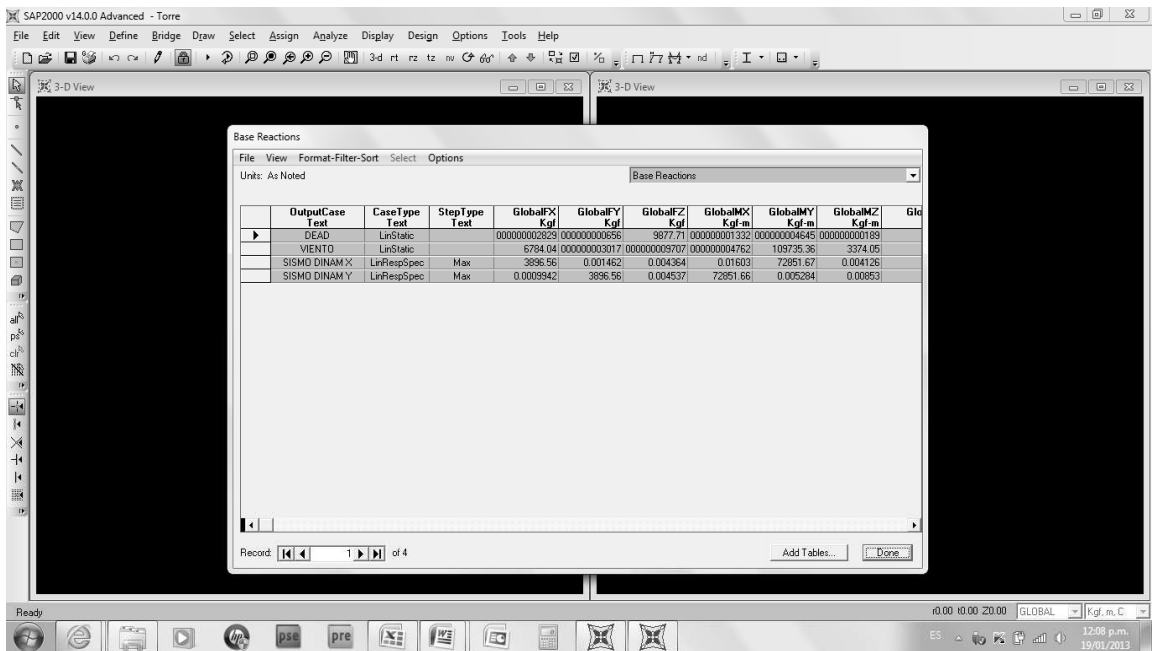
Se comprueba que siga dentro del límite de desplazamiento elástico= $1.8/(3/1.15) = 0.69$ metros > 0.095 metros, valor dentro del rango entonces O.K.

Se verifica la participación modal de la masa que esté dentro del 90%:



El valor aproximado puede considerarse que ha llegado al 90%, para fines didácticos se pedirá al programa que analice con 48 modos de vibración en el próximo análisis estructural.

Ahora se verifica que cumpla $0.85 \times V_{estático} \leq V_{dinámico}$:



Con 30 modos de vibración

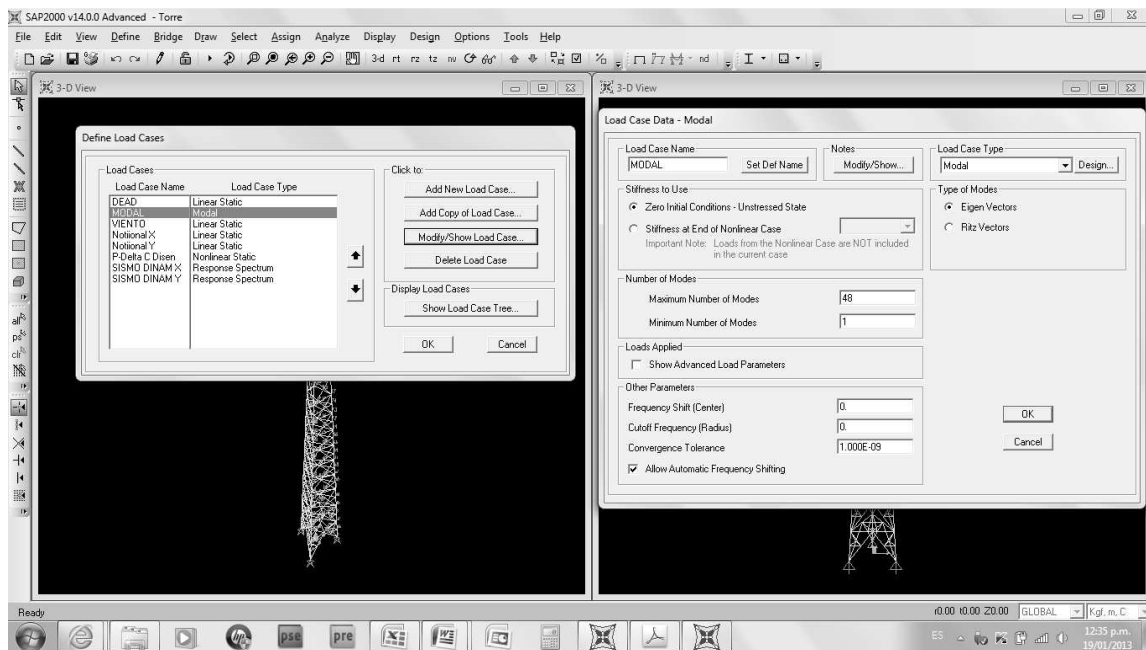
$F_e = 4.91$
 $V_{\text{estático}} = 6174.03 \text{ kgf}$
 $V_{\text{dinámico SAP}} = 3896.56 \text{ kgf}$
 $0.85 * V_{\text{estático}} = 5577.76 \text{ kgf}$

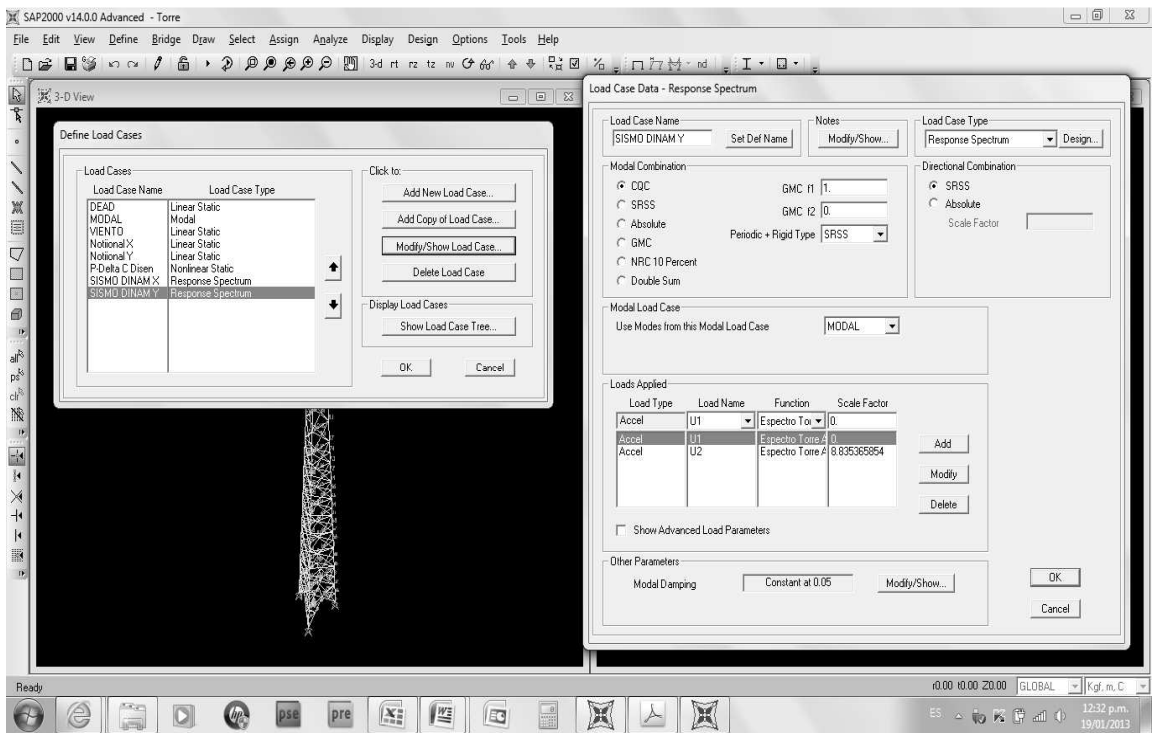
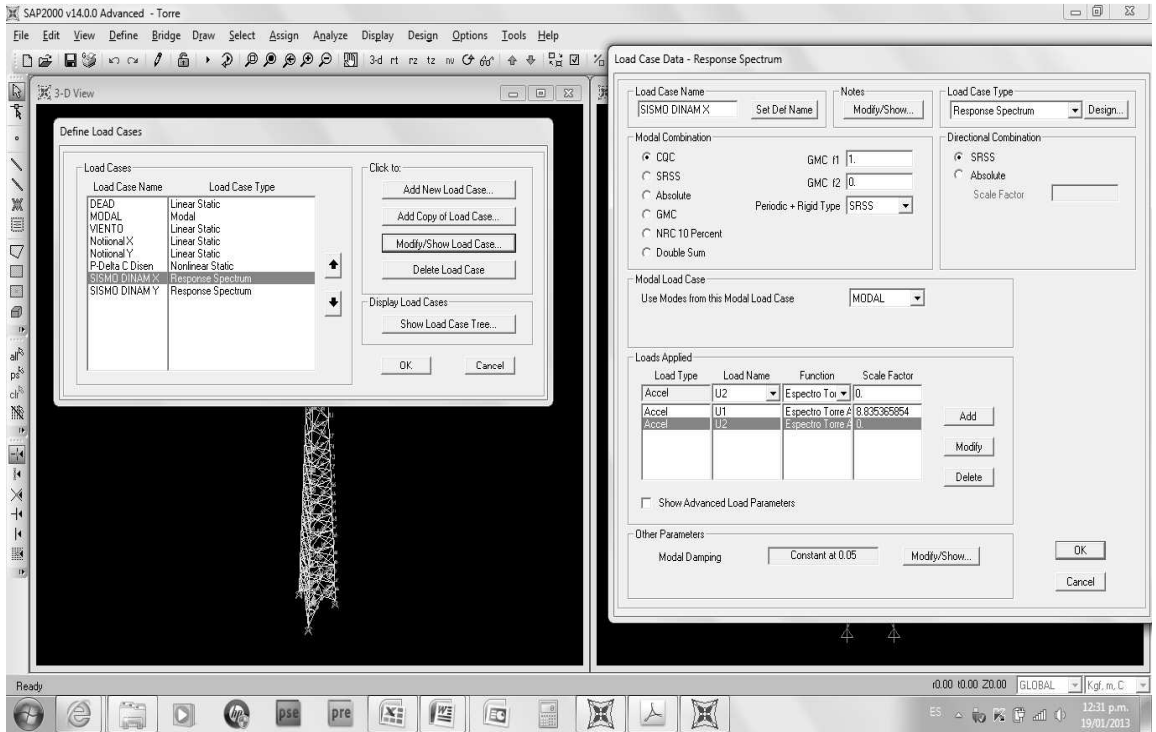
Conclusión: Calcular FE
 % diferencia = 70%

El valor entonces se puede aumentar a 1.70 como mínimo, se procederá a aumentar con un 1.80, por lo que el nuevo factor de escala es el siguiente:

FE =	8.84	m/s ²
------	------	------------------

Se ingresan los valores con los 48 modos de vibración y el Factor de Escala calculado:





A partir del modo 36 se cumple el requerimiento de participación modal de la masa:

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unlless	Period Sec	UX Unlless	UY Unlless	UZ Unlless	SumlDX Unlless	SumlFY Unlless	SumlMZ Unlless
MODAL Mode	26	0.070013	0.001427	0.0003913	0.0000002836	0.889	0.889	0.889	0.76
MODAL Mode	27	0.068577	1.709E-13	6.123E-13	0.000000985	0.889	0.889	0.889	0.76
MODAL Mode	28	0.064363	0.00795	0.0000242	0.0000000489	0.896	0.889	0.889	0.76
MODAL Mode	29	0.064363	0.0000242	0.00795	5.481E-13	0.896	0.889	0.889	0.76
MODAL Mode	30	0.061369	0.0000000147	5.311E-14	0.000000053	0.896	0.889	0.889	0.76
MODAL Mode	31	0.060129	0.0000994	0.002615	0.00000000227	0.896	0.889	0.889	0.76
MODAL Mode	32	0.060129	0.002615	0.00009938	0.0000000005905	0.899	0.889	0.889	0.76
MODAL Mode	33	0.058857	1.772E-13	8.13E-14	0.000018	0.899	0.889	0.889	0.76
MODAL Mode	34	0.058312	8.085E-15	0.00000000101	0.00001085	0.899	0.889	0.889	0.76
MODAL Mode	35	0.058151	0.001601	0.0003827	0.00000000146	0.901	0.899	0.889	0.76
MODAL Mode	36	0.058151	0.0003827	0.001601	5.093E-13	0.901	0.901	0.901	0.76
MODAL Mode	37	0.057592	0.004329	0.019	0.000000000944	0.905	0.905	0.905	0.76
MODAL Mode	38	0.057592	0.019	0.004329	0.000000001711	0.924	0.924	0.924	0.76
MODAL Mode	39	0.055973	1.587E-13	2.027E-14	0.00000001343	0.924	0.924	0.924	0.76
MODAL Mode	40	0.05388	0.000001226	0.012	5.663E-13	0.924	0.936	0.936	0.76
MODAL Mode	41	0.05388	0.012	0.000001225	0.000000001763	0.936	0.936	0.936	0.76
MODAL Mode	42	0.052578	1.247E-14	5.317E-15	0.0000156	0.936	0.936	0.936	0.76
MODAL Mode	43	0.052415	3.946E-14	1.758E-13	0.00000000221	0.936	0.936	0.936	0.76
MODAL Mode	44	0.052343	0.00001903	0.00008936	2.516E-13	0.936	0.936	0.936	0.76
MODAL Mode	45	0.052343	0.00008939	0.00001903	0.000000001399	0.936	0.936	0.936	0.76
MODAL Mode	46	0.050884	0.0003123	0.0008762	1.177E-13	0.936	0.937	0.937	0.76
MODAL Mode	47	0.050884	0.0008762	0.0003123	5.648E-15	0.937	0.937	0.937	0.76
MODAL Mode	48	0.050895	1.621E-14	6.882E-13	0.003724	0.937	0.937	0.937	0.76

Se revisa ahora el sismo estático contra el sismo dinámico:

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m	GlobalMZ Kgf-m
DEAD	LinStatic		0.00000002949	0.00000006538	8077.71	0.00000001334	0.000000004652	0.000000002473
WIENTO	LinStatic		6784.04	0.00000003029	0.000000009639	0.000000004767	1037.35	3374.05
ISMO DINAM	LinRespSpec	Max	7027.94	0.002572	0.007902	0.02827	131127.1	0.007584
ISMO DINAM	LinRespSpec	Max	0.001836	7027.93	0.008212	131127.08	0.009798	0.01568

Con 48 modos de vibración

Fe= 8.84

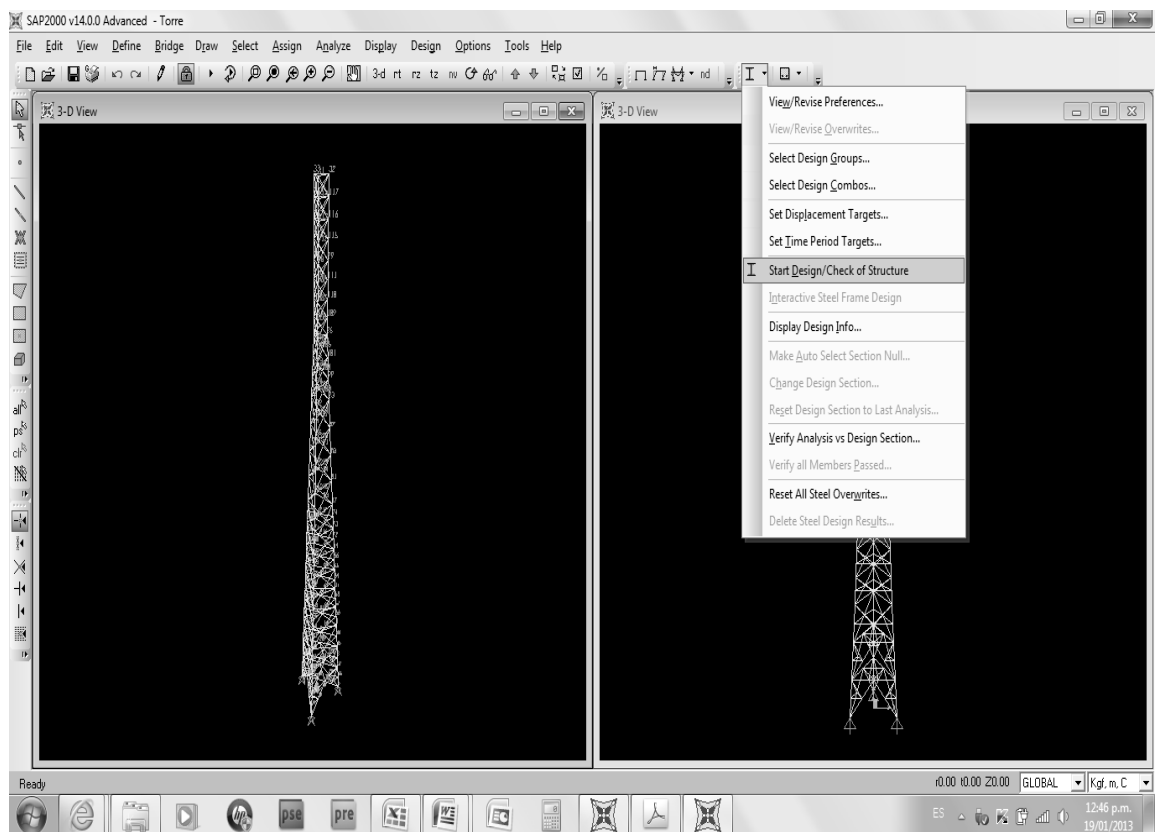
V estático SAP= 6174.03 kgf

V dinámico SAP: 7027.94 kgf

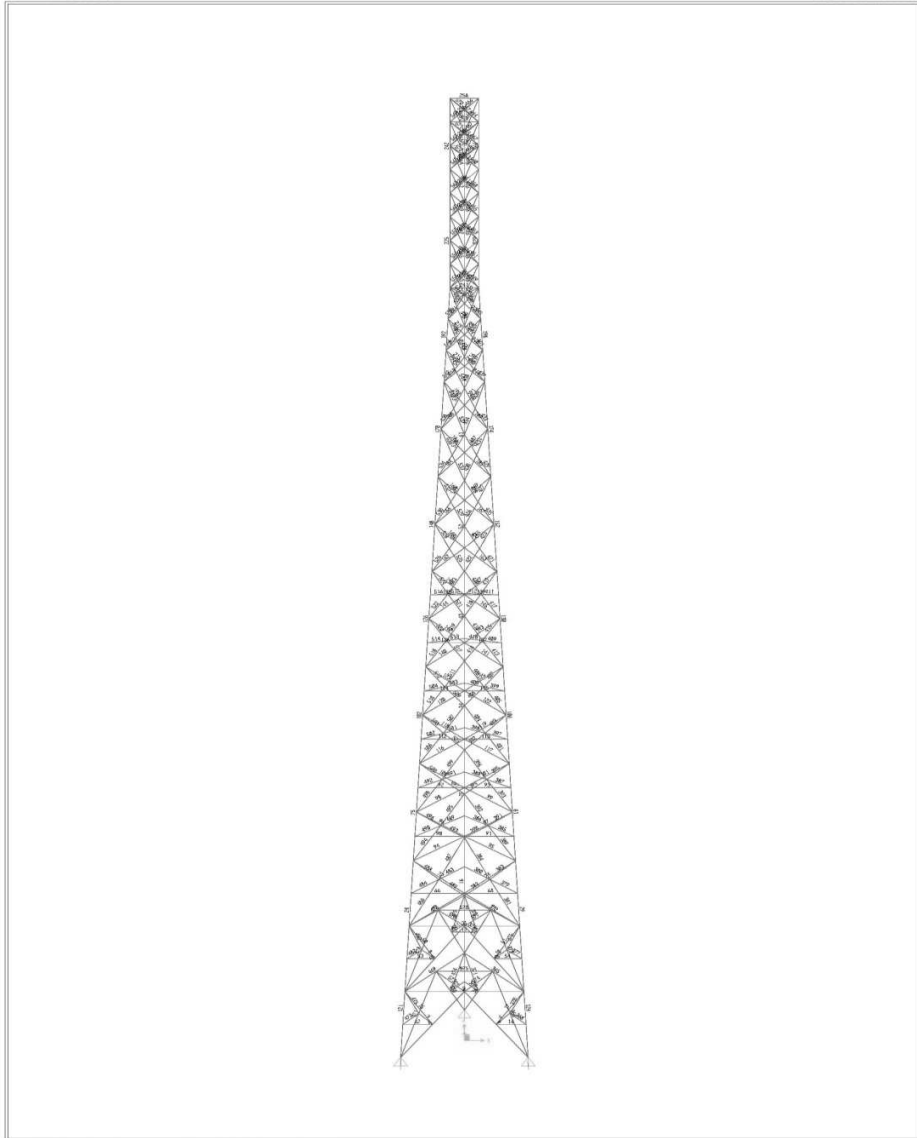
0.85*V estático= 5247.93 kgf

Conclusión: Si cumple $0.85 \cdot V$ estático < V dinámico

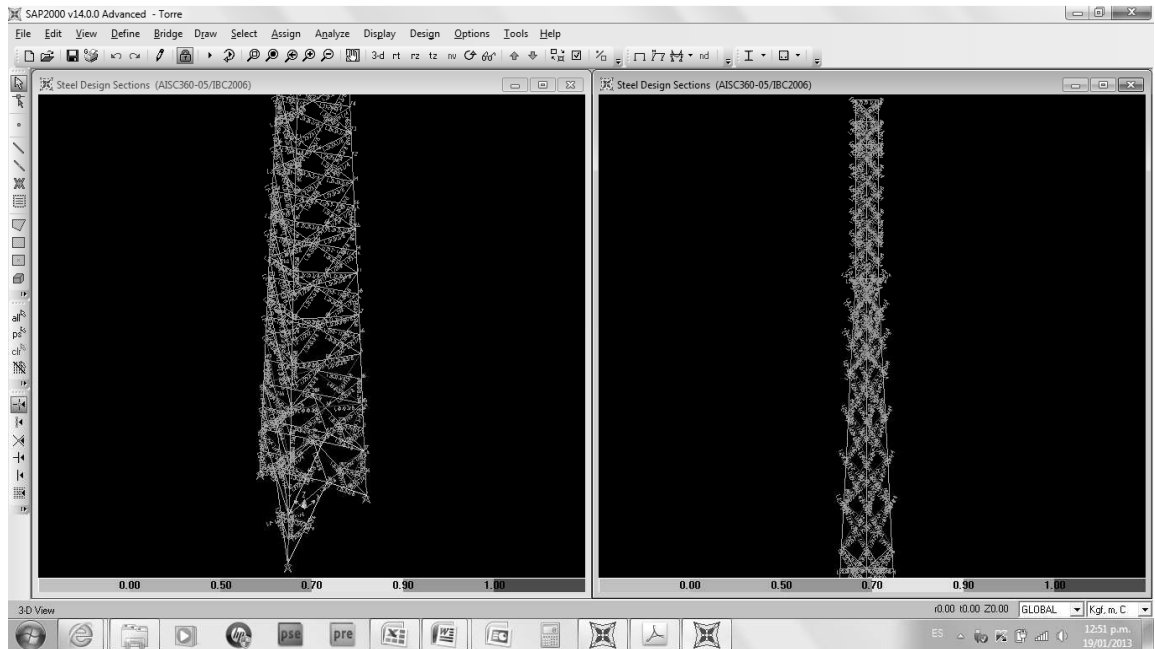
Se procede a requerir al programa el diseño de la estructura para revisar los elementos de acuerdo con las combinaciones de cargas y códigos sísmicos:



Del análisis estructural en SAP2000, se adjunta la elevación de la estructura con la identificación de los elementos que se evaluaron para ejemplos de diseño de piezas, tanto de braves como de montantes:



SAP2000 v14.0.0 - File:Torre - 3-D View - Kgf, m, C Units



El diseño muestra algunas bracas o diagonales con mensajes que indican que las Secciones no son sísmicamente compactas, para comprobar que los elementos angulares y HSS utilizados en la estructura bajo análisis, están dentro de elementos sísmicamente compactos, de acuerdo al sistema OCBF del AISC 341-10 se procede a calcular los valores de las compacidades de las piezas:

Angulares: $b/t = 0.38 * \sqrt{E/f_y} =$	10.79	AISC 341-10
E=	29000000	lb/pulg ²
f _y =	36000	lb/pulg ²

Determinación de compacidad de la sección:		
Sección	b/t	Conclusión
L2X2X1/4	8.0	sísmicamente compacta
L2-1/2X2-1/2X1/4	10.0	sísmicamente compacta
L3X3X3/8	8.0	sísmicamente compacta
L4X4X3/8	10.7	sísmicamente compacta

Determinación de esbeltez de las Secciones angulares de la torre:

TRAMO 10							
Tipo angular	Longitud (mts)	longitud (in)	rx	L/rx	Conclusión	KL/r	Chequeo KL/r ≤ 200
L2X2X1/4	1.5	59.04	0.605	97.59	Usar E5-2	153.98	O.K
L2X2X1/4	1.5	59.04	0.605	97.59	Usar E5-2	153.98	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.1213	83.49	0.764	109.29	Usar E5-2	168.61	O.K

TRAMO 9							
Tipo angular	Longitud (mts)	longitud (in)	rx	L/rx	Conclusión	KL/r	Chequeo KL/r ≤ 200
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.1213	83.49	0.764	109.29	Usar E5-2	168.61	O.K

TRAMO 8							
Tipo angular	Longitud (mts)	longitud (in)	rx	L/rx	Conclusión	KL/r	Chequeo KL/r ≤ 200
L2X2X1/4	1.50	59.04	0.605	97.59	Usar E5-2	153.9 8	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.25	49.22	0.764	64.42	Usar E5-1	120.3 1	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.32	51.78	0.764	67.77	Usar E5-1	122.8	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.32	51.78	0.764	67.77	Usar E5-1	122.8 3	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.39	54.53	0.764	71.37	Usar E5-1	125.5 3	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.39	54.53	0.764	71.37	Usar E5-1	125.5 3	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.46	57.44	0.764	75.19	Usar E5-1	128.3 9	O.K

TRAMO 7							
Tipo angular	Longitud (mts)	longitud (in)	rx	L/rx	Conclusión	KL/r	Chequeo KL/r ≤ 200
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.84	72.37	0.764	94.73	Usar E5-2	150.41	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.93	76.09	0.764	99.60	Usar E5-2	156.49	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	1.93	76.09	0.764	99.60	Usar E5-2	156.49	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.04	80.11	0.764	104.86	Usar E5-2	163.08	O.K

TRAMO 6							
Tipo angular	Longitud (mts)	longitud (in)	rx	L/rx	Conclusión	KL/r	Chequeo KL/r ≤ 200
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.04	80.11	0.764	104.86	Usar E5-2	163.08	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.14	84.39	0.764	110.46	Usar E5-2	170.07	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.14	84.39	0.764	110.46	Usar E5-2	170.07	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.26	88.88	0.764	116.34	Usar E5-2	177.42	O.K

TRAMO 5							
Tipo angular	Longitud (mts)	longitud (in)	rx	L/rx	Conclusión	KL/r	Chequeo KL/r ≤ 200
L3X3X3/8	2.26	88.88	0.91	97.67	Usar E5-2	154.09	O.K
L3X3X3/8	2.38	93.57	0.91	102.82	Usar E5-2	160.53	O.K
L3X3X3/8	2.38	93.57	0.91	102.82	Usar E5-2	160.53	O.K
L3X3X3/8	2.50	98.42	0.91	108.15	Usar E5-2	167.19	O.K
L2X2X1/4	1.77	69.49	0.605	114.87	Usar E5-2	175.58	O.K
L2X2X1/4	1.92	75.65	0.605	125.03	Usar E5-2	188.29	O.K

TRAMO 4							
Tipo angular	Longitud (mts)	longitud (in)	rx	L/rx	Conclusión	KL/r	Chequeo KL/r ≤ 200
L3X3X3/8	2.50	98.42	0.91	108.15	Usar E5-2	167.19	O.K
L3X3X3/8	2.63	103.40	0.91	113.63	Usar E5-2	174.04	O.K
L3X3X3/8	2.63	103.40	0.91	113.63	Usar E5-2	174.04	O.K
L3X3X3/8	2.76	108.51	0.91	119.24	Usar E5-2	181.05	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.08	81.79	0.764	107.06	Usar E5-2	165.83	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.23	87.95	0.764	115.11	Usar E5-2	175.89	O.K

TRAMO 3							
Tipo angular	Longitud (mts)	longitud (in)	rx	L/rx	Conclusión	KL/r	Chequeo KL/r ≤ 200
L3X3X3/8	2.76	108.51	0.91	119.24	Usar E5-2	181.05	O.K
L3X3X3/8	2.89	113.71	0.91	124.96	Usar E5-2	188.20	O.K
L3X3X3/8	2.89	113.71	0.91	124.96	Usar E5-2	188.20	O.K
L3X3X3/8	3.02	119.01	0.91	130.78	Usar E5-2	195.48	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.39	94.09	0.764	123.16	Usar E5-2	185.95	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.55	100.25	0.764	131.21	Usar E5-2	196.02	O.K

TRAMO 2							
Tipo angular	Longitud (mts)	longitud (in)	rx	L/rx	Conclusión	KL/r	Chequeo KL/r ≤ 200
L4X4X3/8	3.30	129.91	1.23	105.62	Usar E5-2	164.02	O.K
L4X4X3/8	3.47	136.52	1.23	111.00	Usar E5-2	170.74	O.K
L3X3X3/8	2.73	107.42	0.91	118.05	Usar E5-2	179.56	O.K
L3X3X3/8	2.51	98.92	0.91	108.70	Usar E5-2	167.88	O.K
L3X3X3/8	2.83	111.52	0.91	122.55	Usar E5-2	185.19	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.39	94.19	0.764	123.28	Usar E5-2	186.10	O.K
L3X3X3/8	2.83	111.52	0.91	122.55	Usar E5-2	185.19	O.K

TRAMO 1							
Tipo angular	Longitud (mts)	longitud (in)	rx	L/rx	Conclusión	KL/r	Chequeo KL/r ≤ 200
L2X2X1/4	1.42	55.76	0.605	92.17	Usar E5-2	147.21	O.K
L3X3X3/8	2.51	98.92	0.91	108.70	Usar E5-2	167.88	O.K
L3X3X3/8	3.04	119.72	0.91	131.56	Usar E5-2	196.45	O.K
L3X3X3/8	2.58	101.46	0.91	111.49	Usar E5-2	171.36	O.K
L2-1/2X2-1/2X1/4	2.45	96.49	0.764	126.30	Usar E5-2	189.88	O.K
L3X3X3/8	3.04	119.72	0.91	131.56	Usar E5-2	196.45	O.K
L2X2X1/4	1.52	59.86	0.605	98.94	Usar E5-2	155.67	O.K

Revisión de compacidad y relación de esbeltez Secciones HSS:

HSS Circular: $D/t = .044 * E / f_y =$	30.38	AISC 341-10
E=	29000000	lb/pulg ²
$f_y =$	42000	lb/pulg ²

Tipo de sección HSS	D/t	Conclusión	longitud efectiva (mts)	longitud efectiva (in)	rx	KL/r	Chequeo KL/r ≤ 150
HSS4X0.250	17.2	sísmicamente compacta	1.50	59.15	1.33	44.47	O.K.
HSS5X0.250	21.5	sísmicamente compacta	3.01	118.29	1.69	70.00	O.K.
HSS6X0.250	25.8	sísmicamente compacta	2.00	78.86	2.04	38.66	O.K.

Como se puede observar, todas las Secciones cumplen con la compacidad requerida por el AISC 341-10, por lo que queda ahora proceder a revisar los elementos principales en angulares y montantes, para establecer que la resistencia, así como revisión de diseño de placas de conexión y soldaduras respectivas se encuentren dentro de los parámetros de códigos aplicados:

APÉNDICE 3

**REVISIÓN DE ELEMENTOS PRINCIPALES EN TORRE
AUTOSOPORTADA TIPO CELOSÍA A PARTIR DE
LOS CÓDIGOS AISC 360-10 Y AISC 341-10.**

Se procede a realizar la revisión de resistencia de elementos principales tipo angular de acuerdo con al análisis estructural y combinaciones de cargas realizado sobre la torre autosoportada de 60 metros y se evalúan los siguientes elementos con códigos actualizados al medio guatemalteco:

DESCRIPCIÓN		
Ubicación	Elemento	Tipo elemento
TRAMO 2	69	L4X4X3/8
TRAMO 6	162	L2-1/2X2-1/2X1/4
TRAMO 1	14	L2X2X1/4

TRAMO 2

ELEMENTO:	69	ANGULA	L4X4
		R	X3/8
		=	
Longitud=	3.46863	m=	
	11.38	pies=	136.53 in
Sección=			
Ancho=	101.6	mm=	4.00 in
Alto=	101.6	mm=	4.00 in
Espesor=	9.525	mm=	0.38 in
Área gruesa brace:	1845.1576	mm ² =	

	18.45	cm ² =	2.86	in ²
E=	29000000	lbs/pug ²	=	29000 Ksi

Acero A36 PARA ANGULARES

Fy=	36000.00	lbs/pug ²	=	36 KSI
Fu=	58000.00	lbs/pug ²	=	58 KSI

Acero A500 Grado B PARA MONTANTES O CANTONERAS

Fy=	42000.00	lbs/pug ²	=	42 KSI
Fu=	58000.00	lbs/pug ²	=	58 KSI

PERNOS PARA ANGULAR:

A325X

Diámetro=	25.4mm=	1.00	in
Cantidad=	5		

PLACA DE CONEXIÓN

Material=	Acero A36		
Fy=	36	KSI	
Fu=	58	KSI	

DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y COMBINACIÓN DE CARGAS SE PRESENTA LA FUERZA MÁXIMA ACTUANTE AXIALMENTE

P a analizar en elemento=	2118.16	kg=	
---------------------------	---------	-----	--

4664.19 lbs= **4.66 kips**

REVISIÓN DISEÑO POR TENSIÓN EN EL ANGULAR:

1. TENSIÓN DE FLUENCIA EN EL ÁREA GRUESA

$\phi P_n = \phi * F_y * A_g =$	92.66	Kips	SECCIÓN D2-1 AISC 2010
ϕ (LRFD)=	0.90		SECCIÓN D2-1 AISC 2010
$F_y =$	36	ksi	
$A_g =$	2.86	in ²	
$D/C =$	5.03%		

Conclusión: **sección resiste fluencia
ÁREA GRUESA**

2. TENSIÓN DE RUPTURA EN EL ÁREA NETA

$\phi P_n = \phi * F_u * A_e =$	96.07	Kips	Sección D2-2 AISC 2010
$\phi_t =$	0.75		
$F_u =$	58	ksi	
$A_e = U * A_n$	2.21	in ²	
Caso 2: $U = 1 - X/L$	0.91		Tabla D3-1 AISC 2010
X=	1.13	in	
L=	12.00	in	
Caso 8:	0.80		Tabla D3-1 AISC

2010

U a tomar=	0.91	
An=Ag-Espesor placa*diámetro agujero=	2.44	in ²
D/C=	4.85%	
Conclusión:	sección resiste ruptura en ÁREA NETA	

**REVISIÓN DISEÑO POR COMPRESIÓN EN EL
ANGULAR:**

P a analizar en elemento=	4.66	kips
Lcom=	136.53	in
rx=	1.23	
Lcom/rx=	111.00	
Conclusión:	$kL/r=(32+1.25*L/rx)<200$	
kL/r=	170.75	
Conclusión:	KL/r menor que 200; O.K.	

Revisión de compacidad de la
sección:

b/t=	10.67	
Angulares= $.38*V(E/fy)=$	10.79	
Conclusión:	Sección sísmicamente compacta	

$4.71*V(E/Fy)=$	133.68	
-----------------	--------	--

E=	29000.00	KSI
Fy=	36	KSI
Conclusión:	usar E3-3 con Fcr=0.877*Fe	
$F_e = \pi^2 * E / (kl/r)^2 =$	9.82	Kips
Fcr=	8.61	Kips
$\phi =$	0.9	
$\phi P_n = \phi F_{cr} * A_g =$	22.16	kips
D/C=	21.05%	

Conclusión: **Sección resiste
compresión**

REVISIÓN PLACA DE CONEXIÓN:

Tensión Máxima= $R_y * F_y * A_g = T_{max} =$	154.44	kips
Ry=	1.5	Tabla A3.1 AISC 341-10
Fy=	36	ksi
A _g (brace)=	2.86	in ²

REVISIÓN CAPACIDAD DE PERNOS A CORTE:

$\phi R_n = \phi * F_{nv} * A_b =$	200.28	Ksi	
ϕ corte=	0.75		
F _{nv} =(roscas excluidas del plano de corte)	68	ksi	Tabla J3.2 AISC 2010

Diámetro de perno=	1.00	in
Ab=Aperno=	0.79	in ²
Numero pernos a usar:	5.00	
Ab total=Aperno total=	3.93	
D/C=	77.11%	

Conclusión: **Perno resiste Corte**

1. TENSION DE FLUENCIA EN EL ÁREA GRUESA

SECCIÓN J4
AISC 2010

$\phi R_n = \phi * F_y * A_g =$	170.10	kips	(J4-1)
ϕ (LRFD)=	0.9		
F _y =	36	Ksi	
A _g =	5.25	in ²	
A _{gmin} =T _{max} /($\phi * F_y$)=	4.77	in ²	
Longitud de conexión=L _{conex} =	12.00	in	
Ancho brace=	4.00	in	
Ancho Whitmore= 2*L _{conex} *sen30= Ancho mínimo=	12.00	in	
Ancho propuesto placa=	12.00	in	
t _{min} =A _{gmin} /ancho propuesto placa=	0.40	in	
Tusar	7/16	in	

$$D/C = 90.79\% =$$

Conclusión: **Sección placa resiste fluencia
ÁREA GRUESA**

2. TENSION DE RUPTURA EN EL ÁREA NETA

$$\phi R_n = \phi * F_u * A_e = 206.96 \text{ kips} \quad (J4-2)$$

$$\phi \text{ (LRFD)} = 0.75$$

$$F_u = 58 \text{ ksi}$$

$$A_e = U * A_n = 4.76 \text{ in}^2$$

$$U = 1$$

$$A_n = A_g - \text{Espesor placa} * \text{diámetro agujero} = 4.76 \text{ in}^2$$

$$D/C = 74.62\%$$

Conclusión: **Sección placa resiste ruptura en
ÁREA NETA**

$$\text{Capacidad a Tensión a tomar} = 170.10 \text{ kips}$$

3. FLUENCIA DE CORTE EN LA PLACA

$$\phi R_n = \phi * 0.6 * F_y * A_{gv} = 210.60 \text{ kips} \quad (J4-3)$$

$$\phi = 1$$

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$L_{Agv} = 12.00 \text{ in}$$

$$A_{gv} = L_{Agv} * t = 9.75 \text{ in}^2$$

$$D/C = 73.33\%$$

Conclusión: **Sección placa resiste fluencia de
corte en placa**

4. RUPTURA DE CORTE EN LA PLACA

$\phi R_n = \phi \cdot 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} =$	254.48	kips	(J4-4)
$\phi =$	0.75		
$F_u =$	58	Ksi	
$L_{Anv} = L_{Agv} =$	12.00	in	
$A_{nv} = L_{Anv} \cdot t =$	9.75	in ²	
Capacidad de Corte a tomar =	210.60	kips	
D/C =	60.69%		

Conclusión: **Sección resiste ruptura corte en placa**

5. TENSIÓN DE RUPTURA EN EL BLOQUE DE CORTE Sección J4-5 AISC 2010

$$0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot (0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 461.44$$

$$0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 486.553125$$

se cumple que
 $(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) \leq$

Conclusión: **$0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$**

$A_{gv} =$ Área gruesa sujeta a corte 9.75

$A_{nv} =$ ÁREA NETA sujeta a corte 9.75

Ant= ÁREA NETA sujeta a tensión	4.76	
ϕ =	0.75	
Fu=	58	Ksi
Fy=	36	Ksi
Ubs=	1	
ϕR_n a tomar es=	461.44	

**Placa resiste rotura en
bloque de corte**

Conclusión:

D/C= 33.47%

DISEÑO DE CONEXIÓN EN COMPRESIÓN:
CAPÍTULO J sección J-4 AISC 2010

Compresión a considerar:

Compresión 1= $R_y \cdot F_y \cdot A_g$ =	154.44
R_y =	1.5
F_y =	36
A_g =	2.86
Compresión 2= $1.14 \cdot F_{cr} \cdot A_g$ =	28.07
F_{cr} =	8.61
A_g =	2.86
Compresión Máxima a considerar=	28.07

Si $Kl/r \leq 25$ entonces: $P_n = F_y \cdot A_g$ Sección J4-6

Si $Kl/r > 25$ entonces: Utilizar capítulo E

$K \cdot I / r =$	3.46
$K =$	1
$I = t_{placa} =$	1/2
$r = \sqrt{I/A}$	0.126
$I = 1/12 \cdot b \cdot h^3$	0.084
$A = b \cdot h =$	5.25
$b = \text{Ancho propuesto placa} =$	12
$h = t_{placa} =$	1/2
Conclusión:	$P_n = F_y \cdot A_g$
$\phi \cdot P_n = \phi \cdot F_y \cdot A_g =$	170.1
$\phi =$	0.9
$F_y =$	36
$A_g =$	5.25
Capacidad a corte de placa =	170.1
Demanda de braca a compresión =	28.07
Placa resiste	
Conclusión: compresión	
Demanda/Capacidad =	16.50%

DISEÑO DE SOLDADURA DE PLACA DE CONEXIÓN A MONTANTE O CANTONERA:

$\phi R_n = \phi \cdot 0.6 \cdot F_{exx} \cdot \sqrt{2} / (2 \cdot 16) \cdot D \cdot L = 1.392 \cdot D \cdot L$	176.58	Kips
$\phi =$	0.75	
Tipo de electrodo = FEXX =	70	ksi
D = Dimensión de filete final =	3	/16 de pulgada
D _{min} = T _{max} / (1.392 · L soldadura) =	1.97	/16 de pulgada
T _{max} =	154.44	kips
L = longitud mínima de soldadura (1 lado de placa) =	28.19	in
	716	mm

(se tomara soldadura a cada lado de placa)

D/C = 87%

Conclusión: Soldadura resiste Tensión actuante

DISEÑO DE SOLDADURA DE PLACA DE CONEXIÓN A MONTANTE O CANTONERA:

$\phi R_n = \phi \cdot 0.6 \cdot F_{exx} \cdot \sqrt{2} / (2 \cdot 16) \cdot D \cdot L = 1.392 \cdot D \cdot L$	165.72	Kips
$\phi =$	0.75	
Tipo de electrodo = FEXX =	70	ksi

D=Dimensión de filete final=	4	/16 de pulgada=	1/4
Dmin=Tmax/(1.392*L soldadura)=	2.80	/16 de pulgada	
Tmax=	154.44	kips	
L=longitud mínima de soldadura (1 lado de placa)=	19.84	in	
	504	mm	

(se tomara soldadura a cada lado de placa)

D/C= 93%

Conclusión: Soldadura resiste Tensión actuante

TRAMO 6

ELEMENTO:	162	ANGULAR =	L2-1/2X 2-1/2X1/4
Longitud=	2.25825	m=	
	7.41	pies=	88.88in
Sección=			
Ancho=	63.5	mm=	2.50 in
Alto=	63.5	mm=	2.50 in
Espesor=	6.35	mm=	0.25 in
Área gruesa brace:	767.7404	mm ² =	
	7.68	cm ² =	1.19 in²

E= 29000000 lbs/pug²= **2900 0 Ksi**

Acero A36 PARA ANGULARES

Fy= 36000.00 lbs/pug²= **36 KSI**

Fu= 58000.00 lbs/pug²= **58 KSI**

Acero A500 Grado B PARA MONTANTES O CANTONERAS

Fy= 42000.00 lbs/pug²= **42 KSI**

Fu= 58000.00 lbs/pug²= **58 KSI**

PERNOS PARA ANGULAR:

A325X

Diámetro= 19.05mm= **0.75 in**

Cantidad= **3**

PLACA DE CONEXIÓN

Material= Acero A36

Fy= 36 KSI

Fu= 58 KSI

DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y COMBINACIÓN DE CARGAS SE PRESENTA LA FUERZA MÁXIMA ACTUANTE AXIALMENTE

P a analizar en elemento= 1543.67 kg=
3399.16 lbs= **3.40 kips**

REVISIÓN DISEÑO POR TENSIÓN EN EL ANGULAR:

1. TENSIÓN DE FLUENCIA EN EL ÁREA GRUESA

$\phi P_n = \phi * F_y * A_g =$ **38.56 Kips** SECCIÓN D2-1
AISC 2010

ϕ (LRFD)=	0.90		SECCIÓN D2-1 AISC 2010
Fy=	36	ksi	
Ag=	1.19	in ²	
D/C=	8.82%		
Conclusión:	sección resiste fluencia ÁREA GRUESA		

2. TENSION DE RUPTURA EN EL ÁREA NETA

$\phi P_n = \phi * F_u * A_e =$	36.79	Kips	Sección D2-2 AISC 2010
$\phi_t =$	0.75		
Fu=	58	ksi	
Ae=U*An	0.85	in ²	
Caso 2: U=1-X/L	0.87		Tabla D3-1 AISC 2010
X=	0.71	in	
L=	5.50	in	
Caso 8:	0.80		Tabla D3-1 AISC 2010
U a tomar=	0.87		
An=Ag-Espesor placa*diámetro agujero=	0.97	in ²	
D/C=	9.24%		
Conclusión:	sección resiste ruptura en		

ÁREA NETA

REVISIÓN DISEÑO POR COMPRESIÓN EN EL ANGULAR:

P a analizar en elemento=	3.40	kips
Lcom=	88.88	in
rx=	0.764	
Lcom/rx=	116.34	
Conclusión:	$kL/r=(32+1.25*L/rx)<200$	
kL/r=	177.43	
Conclusión:	KL/r menor que 200; O.K.	

Revisión de compacidad de la sección:

b/t=	10.00	
Angulares= $.38*V(E/fy)=$	10.79	

Sección sísmicamente compacta

Conclusión:		
$4.71*V(E/Fy)=$	133.68	
E=	29000.00	KSI
Fy=	36	KSI
Conclusión:	usar E3-3 con $Fcr=0.877*Fe$	
$Fe=\pi^2*E/(kl/r)^2=$	9.09	Kips
Fcr=	7.97	Kips

ϕ =	0.9	
$\phi P_n = \phi F_{cr} \cdot A_g =$	8.54	kips
D/C=	39.80%	

Conclusión: **Sección resiste compresión**

REVISIÓN PLACA DE CONEXIÓN:

Tensión Máxima= $R_y \cdot F_y \cdot A_g = T_{max} =$	64.26	kips	
$R_y =$	1.5		Tabla A3.1 AISC 341-10
$F_y =$	36	ksi	
A_g (brace)=	1.19	in ²	

REVISIÓN CAPACIDAD DE PERNOS A CORTE:

$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b =$	67.59	Ksi	
ϕ corte=	0.75		
F_{nv} =(roscas excluidas del plano de corte)	68	ksi	Tabla J3.2 AISC 2010
Diámetro de perno=	0.75	in	
$A_b = A_{perno} =$	0.44	in ²	
Numero pernos a usar:	3.00		
A_b total= A_{perno} total=	1.33		
D/C=	95%		

Conclusión:	Perno resiste Corte		
1. TENSIÓN DE FLUENCIA EN EL ÁREA GRUESA			SECCIÓN J4 AISC 2010 (J4-1)
$\phi R_n = \phi * F_y * A_g =$	72.90	kips	
ϕ (LRFD)=	0.9		
$F_y =$	36	Ksi	
$A_g =$	2.25	in ²	
$A_{gmin} = T_{max} / (\phi * F_y) =$	1.98	in ²	
Longitud de conexión= $L_{conex} =$	5.50	in	
Ancho brace=	2.50	in	
Ancho Whitmore= $2 * L_{conex} * \text{sen}30 =$ Ancho mínimo=	5.50	in	
Ancho propuesto placa=	6.00	in	
$t_{min} = A_{gmin} / \text{ancho propuesto placa} =$	0.33	in	
Tusar	3/8	in	
D/C=	88.15%	=	

Conclusión: **Sección placa resiste fluencia
ÁREA GRUESA**

2. TENSIÓN DE RUPTURA EN EL ÁREA NETA

$\phi R_n = \phi * F_u * A_e =$	83.60	kips	(J4-2)
ϕ (LRFD)=	0.75		
$F_u =$	58	ksi	
$A_e = U * A_n$	1.92	in ²	
$U =$	1		
$A_n = A_g - \text{Espesor placa} * \text{diámetro agujero} =$	1.92	in ²	
$D/C =$	76.86%		

Sección placa resiste ruptura en ÁREA NETA

Conclusión:

Capacidad a Tensión a tomar= 72.90 kips

3. FLUENCIA DE CORTE EN LA PLACA

$\phi R_n = \phi * .6 * F_y * A_{gv} =$	74.25	kips	(J4-3)
$\phi =$	1		
$F_y =$	36	ksi	
$L_{Agv} =$	5.50	in	
$A_{gv} = L_{Agv} * t =$	3.44	in ²	
$D/C =$	86.55%		

Sección placa resiste fluencia de corte en placa

Conclusión:

4. RUPTURA DE CORTE EN LA PLACA

$\phi R_n = \phi * .6 * F_u * A_{nv} =$	89.72	kips	(J4-
---	--------------	-------------	------

4)

$\phi=$	0.75	
Fu=	58	Ksi
L Anv=L Agv=	5.50	in
Anv=L Anv*t=	3.44	in ²
Capacidad de Corte a tomar=	74.25	kips
D/C=	71.62%	

Conclusión: **Sección resiste ruptura corte en placa**

5. TENSIÓN DE RUPTURA EN EL BLOQUE DE CORTE Sección J4-5
AISC 2010

$$0.6*Fu*Anv+Ubs*Fu*Ant \leq 0.6*Fy*Agv+Ubs*Fu*Ant$$

$$\phi*Rn=\phi*(0.6*Fu*Anv+Ubs*Fu*Ant)= 173.32$$

$$0.6*Fy*Agv+Ubs*Fu*Ant= 185.72$$

Conclusión: **se cumple que**
(0.6*Fu*Anv+Ubs*Fu*Ant ≤ 0.6*Fy*Agv+Ubs*Fu*Ant)

$$Agv= \text{Área gruesa sujeta a corte} = 3.44$$

$$Anv= \text{ÁREA NETA sujeta a corte} = 3.44$$

$$Ant= \text{ÁREA NETA sujeta a tensión} = 1.92$$

$$\phi= 0.75$$

Fu=	58	Ksi
Fy=	36	Ksi
Ubs=	1	
ϕR_n a tomar es=	173.32	

Conclusión: **Placa resiste rotura en bloque de corte**

D/C= 37.08%

DISEÑO DE CONEXIÓN EN COMPRESIÓN:
CAPÍTULO J sección J-4 AISC 2010

Compresión a considerar:

Compresión 1= $R_y \cdot F_y \cdot A_g$ =	64.26
R_y =	1.5
F_y =	36
A_g =	1.19
Compresión 2= $1.14 \cdot F_{cre} \cdot A_g$ =	10.82
$F_{cre} = F_{cr}$ =	7.97
A_g =	1.19
Compresión Máxima a considerar=	10.82

Si $Kl/r \leq 25$ entonces: $P_n = F_y \cdot A_g$ Sección J4-6

Si $Kl/r > 25$ entonces: Utilizar Capítulo E

$K \cdot l / r =$ 3.46

K=	1
l=tplaca=	1/2
r=V(I/A)	0.108
I=1/12*b*h^3	0.026
A=b*h=	2.25
b=Ancho propuesto placa=	6
h= tplaca=	1/2
Conclusión:	Pn=Fy*Ag

$\phi * P_n = \phi * F_y * A_g =$	72.9
$\phi =$	0.9
Fy=	36
Ag=	2.25

Capacidad a corte de placa= 72.9

Demanda de braca a
compresión= 10.82

Placa resiste

Conclusión:**compresión**

Demanda/Capacidad= 14.84%

DISEÑO DE SOLDADURA DE PLACA DE CONEXIÓN A MONTANTE O CANTONERA:

$\phi R_n = \phi \cdot 0.6 \cdot F_{exx} \cdot \sqrt{2} / (2 \cdot 16) \cdot D \cdot L = 1.392 \cdot D \cdot L$	125.03	Kips
$\phi =$	0.75	
Tipo de electrodo = FEXX =	70	ksi
D = Dimensión de filete final =	3	/16 de pulgada
D _{min} = T _{max} / (1.392 · L soldadura) =	1.16	/16 de pulgada
T _{max} =	64.26	kips
L = longitud mínima de soldadura (1 lado de placa) =	19.96	in
	507	mm

(se tomara soldadura a cada lado de placa)

D/C = 0.513942733

Conclusión: Soldadura resiste Tensión actuante

DISEÑO DE SOLDADURA DE PLACA DE CONEXIÓN A MONTANTE O CANTONERA DETALLE 13:

$\phi R_n = \phi \cdot 0.6 \cdot F_{exx} \cdot \sqrt{2} / (2 \cdot 16) \cdot D \cdot L = 1.392 \cdot D \cdot L$	68.90	Kips
$\phi =$	0.75	
Tipo de electrodo = FEXX =	70	ksi
D = Dimensión de filete final =	3	/16 de pulgada

Dmin=Tmax/(1.392*L soldadura)=	2.10	/16 de pulgada
Tmax=	64.26	kips
L=Longitud mínima de soldadura (1 lado de placa)=	11.00	in
	279.4	mm

(Se tomará soldadura a cada lado de placa)

D/C= 93%

Conclusión: Soldadura resiste Tensión actuante

TRAMO 1

ELEMENTO:	14	ANGULA R =	L2X2X1 /4
Longitud=	1.52083	m=	
	4.99	pies=	59.86 in
Sección=			
Ancho=	50.8	mm=	2.00 in
Alto=	50.8	mm=	2.00 in
Espesor=	6.35	mm=	0.25 in
Área gruesa brace:	609.03104	mm^2=	
	6.09	cm^2=	0.94 in^2
E=	29000000	lbs/pug^2 =	29000 Ksi

Acero A36 PARA ANGULARES

Fy= 36000.00 lbs/pug² = **36** KSI

Fu= 58000.00 lbs/pug² = **58** KSI

Acero A500 Grado B PARA MONTANTES O CANTONERAS

Fy= 42000.00 lbs/pug² = **42** KSI

Fu= 58000.00 lbs/pug² = **58** KSI

PERNOS PARA ANGULAR
90X90X6:

A325X

Diámetro= 19.05mm= **0.75** in

Cantidad= **3**

PLACA DE CONEXIÓN

Material= Acero A36

Fy= 36 KSI

Fu= 58 KSI

DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y COMBINACIÓN DE
CARGAS SE PRESENTA LA FUERZA MÁXIMA ACTUANTE
AXIALMENTE

P a analizar en elemento= 590.85 kg=
1301.05 lbs= **1.30 kips**

REVISIÓN DISEÑO POR TENSIÓN EN EL ANGULAR:

1. TENSION DE FLUENCIA EN EL ÁREA GRUESA

$\phi P_n = \phi * F_y * A_g =$	30.59	Kips	SECCIÓN D2-1 AISC 2010
ϕ (LRFD)=	0.90		SECCIÓN D2-1 AISC 2010
$F_y =$	36	ksi	
$A_g =$	0.94	in ²	
D/C=	4.25%		

Conclusión: **Sección resiste fluencia
ÁREA GRUESA**

2. TENSION DE RUPTURA EN EL ÁREA NETA

$\phi P_n = \phi * F_u * A_e =$	27.85	Kips	Sección D2-2 AISC 2010
$\phi_t =$	0.75		
$F_u =$	58	ksi	
$A_e = U * A_n$	0.64	in ²	
Caso 2: $U = 1 - X/L$	0.88		Tabla D3-1 AISC 2010
X=	0.59	in	
L=	5.00	in	
Caso 8:	0.80		Tabla D3-1 AISC 2010
U a tomar=	0.88		

$A_n = A_g - \text{Espesor placa} \cdot \text{diámetro agujero} = 0.73 \text{ in}^2$
 $D/C = 4.67\%$

Conclusión: **Sección resiste ruptura en ÁREA NETA**

REVISIÓN DISEÑO POR COMPRESIÓN EN EL ANGULAR:

P a analizar en elemento = **1.30 kips**
 $L_{com} = 59.86 \text{ in}$
 $r_x = 0.605$
 $L_{com}/r_x = 98.94$

Conclusión: $kL/r = (32 + 1.25 \cdot L/r_x) < 200$

$kL/r = 155.68$

Conclusión: **KL/r menor que 200; O.K.**

Revisión de compacidad de la sección:

$b/t = 8.00$
 $\text{Angulares} = .38 \cdot \sqrt{E/f_y} = 10.79$

Conclusión: **Sección sísmicamente compacta**

$4.71 \cdot \sqrt{E/F_y} = 133.68$
 $E = 29000.00 \text{ KSI}$
 $F_y = 36 \text{ KSI}$

Conclusión:	usar E3-3 con Fcr=0.877*Fe	
$F_e = \pi^2 E / (kl/r)^2 =$	11.81	Kips
Fcr=	10.36	Kips
$\phi =$	0.9	
$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g =$	8.80	kips
D/C=	14.79%	

Conclusión: **Sección resiste
compresión**

REVISIÓN PLACA DE CONEXIÓN:

Tensión Máxima = $R_y F_y A_g = T_{max} =$	50.976	kips	
Ry=	1.5		Tabla A3.1 AISC 341-10
Fy=	36	ksi	
A _g (brace)=	0.944	in ²	

REVISIÓN CAPACIDAD DE PERNOS A CORTE:

$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b =$	67.59	Ksi	
ϕ corte=	0.75		
F _{nv} =(roscas excluidas del plano de corte)	68	ksi	Tabla J3.2 AISC 2010
Diámetro de perno=	0.75	in	
A _b =A _{perno} =	0.44	in ²	

Numero pernos a usar:	3.00
Ab total=Aperno total=	1.33
D/C=	75%

Conclusión: **Perno resiste Corte**

1. TENSION DE FLUENCIA EN EL ÁREA GRUESA SECCIÓN J4
AISC 2010

$\phi R_n = \phi * F_y * A_g =$	56.70	kips	(J4-1)
ϕ (LRFD)=	0.9		
Fy=	36	Ksi	
A _g =	1.75	in ²	
A _{gmin} =T _{max} /($\phi * F_y$)=	1.57	in ²	

Longitud de conexión=L _{conex} =	5.00	in
Ancho brace=	2.00	in
Ancho Whitmore=		
2*L _{conex} *sen30= Ancho mínimo=	5.00	in
Ancho propuesto placa=	7.00	in
t _{min} =A _{gmin} /ancho propuesto placa=	0.22	in
Tusar	1/4	in

D/C=	89.90%	=
------	--------	---

Conclusión: **Sección placa resiste fluencia**

ÁREA GRUESA

2. TENSIÓN DE RUPTURA EN EL ÁREA NETA

$\phi R_n = \phi * F_u * A_e =$	66.61	kips	(J4-2)
ϕ (LRFD)=	0.75		
$F_u =$	58	ksi	
$A_e = U * A_n$	1.53	in ²	
$U =$	1		
$A_n = A_g - \text{Espesor placa} * \text{diámetro agujero} =$	1.53	in ²	
$D/C =$	76.53%		

Conclusión: **Sección placa resiste ruptura en ÁREA NETA**

Capacidad a Tensión a tomar= 56.70 kips

3. FLUENCIA DE CORTE EN LA PLACA

$\phi R_n = \phi * .6 * F_y * A_{gv} =$	54.00	kips	(J4-3)
$\phi =$	1		
$F_y =$	36	ksi	
$L_{Agv} =$	5.00	in	
$A_{gv} = L_{Agv} * t =$	2.50	in ²	
$D/C =$	94.40%		

Conclusión: **Sección placa resiste fluencia de corte en placa**

4. RUPTURA DE CORTE EN LA PLACA

$\phi R_n = \phi \cdot 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} =$	65.25	kips	(J4-4)
$\phi =$	0.75		
$F_u =$	58	Ksi	
$L_{Anv} = L_{Agv} =$	5.00	in	
$A_{nv} = L_{Anv} \cdot t =$	2.50	in ²	
Capacidad de Corte a tomar =	54.00	kips	
D/C =	78.12%		

Conclusión: **Sección resiste ruptura corte en placa**

5. TENSION DE RUPTURA EN EL BLOQUE DE CORTE Sección J4-5 AISC 2010

$$0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot (0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 131.86$$

$$0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 142.81$$

Conclusión: **Se cumple que $(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$**

$$A_{gv} = \text{Área gruesa sujeta a corte} = 2.50$$

$$A_{nv} = \text{Área Neta sujeta a corte} = 2.50$$

$$A_{nt} = \text{Área Neta sujeta a tensión} = 1.53$$

$$\phi = 0.75$$

Fu=	58	Ksi
Fy=	36	Ksi
Ubs=	1	
ϕR_n a tomar es=	131.86	

Conclusión: **Placa resiste rotura en bloque de corte**

D/C=	38.66%
------	--------

DISEÑO DE CONEXIÓN EN COMPRESIÓN:
CAPÍTULO J sección J-4 AISC 2010

Compresión a considerar:

Compresión 1= $R_y \cdot F_y \cdot A_g$ =	50.976
R_y =	1.5
F_y =	36
A_g =	0.944
Compresión 2= $1.14 \cdot F_{cre} \cdot A_g$ =	11.15
$F_{cre} = F_{cr}$ =	10.36
A_g =	0.944
Compresión Máxima a considerar=	11.15

Si $Kl/r \leq 25$ entonces: $P_n = F_y \cdot A_g$ Sección J4-6

Si $Kl/r > 25$ entonces: Utilizar capítulo E

$K \cdot l / r$ =	3.46
-------------------	------

K=	1
$l=tp\text{placa}=\text{}$	1/2
$r=\sqrt{I/A}$	0.072
$I=1/12*b*h^3$	0.009
$A=b*h=\text{}$	1.75
b=Ancho propuesto placa=	7
h= t\text{placa}=\text{}	1/2
Conclusión:	$P_n=F_y*Ag$

$\phi*P_n=\phi*F_y*Ag=\text{}$	56.7
$\phi=\text{}$	0.9
$F_y=\text{}$	36
$Ag=\text{}$	1.75

Capacidad a corte de placa=	56.7
Demanda de braca a compresión=	11.15

Placa resiste
Conclusión:**compresión**

Demanda/Capacidad=	19.66%
--------------------	--------

DISEÑO DE SOLDADURA DE PLACA DE CONEXIÓN A MONTANTE O CANTONERA:

$\phi R_n=\phi*.6*F_{exx}*\sqrt{2}/(2*16)*D*L=1.3$	58.46	Kips
--	-------	------

92*D*L

$\phi = 0.75$
Tipo de electrodo=FEXX= 70 ksi
D=Dimensión de filete final= 4 /16 de pulgada= 1/4
Dmin=Tmax/(1.392*L soldadura)= 2.62 /16 de pulgada
Tmax= 50.98 kips
L=longitud mínima de soldadura (1 lado de placa)= 7.00 in
177.8 mm

(se tomara soldadura a cada lado de placa)

D/C= 87.19%

Conclusión: Soldadura resiste Tensión actuante

Se procede ahora a realizar las Revisiones de capacidades de montantes o cantoneras de acuerdo con código AISC360-10 y AISC 341-10 para los siguientes elementos HSS circulares:

DESCRIPCIÓN		
Ubicación	Elemento	Tipo elemento
TRAMO 5	43	HSS5X0.25
TRAMO 9	79	HSS4X0.25

REVISIÓN DE CAPACIDAD DE MONTANTE O

CANTONERA TRAMO 5

Nombre=	HSS5X0.25		
ELEMENTO=	43	(análisis SAP)	
Fy=	42	Ksi	
Fu=	58	Ksi	
Longitud=	6.01084	m=	
	19.72	pies=	236.59 in
Diam Ext=	5.000	in	
espesor=	0.250	in	
Ag=	3.49	in ²	
rx=	1.69	in	
E=	29000.00	KSI	
Z=	5.30	in ³	

REVISIÓN DISEÑO POR COMPRESIÓN EN EL MONTANTE O CANTONERA: CAPÍTULO E AISC 2010

P a analizar en elemento=	13438.31	kg=	
	29591.16	lbs=	29.59 kips
KL/r=	35.00		
L=	59.15	in	
r=	1.69	in	
Conclusión:	KL/r es menor de 150 O.K		

Revisión de compacidad de la sección:

HSS Circular= $.044 \cdot E / f_y =$ 30.38
 D/t= 21.5
 (D/t) max= $0.07 \cdot E / f_y =$ 48.33 D/t < (D/t) max, O.K

Conclusión: **Sección sísmicamente compacta**

$4.71 \cdot V (E / F_y) =$ 123.76
 E= 29000 KSI
 F_y= 42 KSI

Conclusión: **Usar E3-2 con $F_{cr} = [0.658^{(F_y / F_e)}] \cdot F_y$**

$F_e = \pi^2 \cdot E / (kl/r)^2 =$ 233.67 Kips
 F_{cr}= 38.96 Kips
 $\phi =$ 0.9
 $\phi P_n = \phi F_{cr} \cdot A_g =$ 122.36 Kips
 D/C= 24.18%

Conclusión: **Sección resiste compresión**

**REVISIÓN DISEÑO POR TENSIÓN EN EL MONTANTE O CANTONERA:
 CAPÍTULO D AISC 2010**

P a analizar en elemento= 13438.31 kg
 29591.15862lbs= 29.59 Kips

Fluencia en el ÁREA GRUESA

$\phi P_n = \phi \cdot F_y \cdot A_g =$ 131.92 kips

$$\phi = 0.9$$

$$F_y = 42$$

$$A_g = 3.49$$

Ruptura en el ÁREA NETA:

$$\phi P_n = \phi * F_u * A_e = 151.82 \text{ kips}$$

$$\phi = 0.75$$

$$F_u = 58 \text{ ksi}$$

$$A_e = U * A_n = 3.49$$

$$U = 1 \quad \text{Tabla D3-1 AISC 2010 caso 3}$$

$$A_n = A_g = 3.49 \text{ in}^2$$

$$\text{Capacidad menor a tensión} = 131.92 \text{ Kips}$$

$$D/C = 22.43\%$$

Conclusión: **Sección O.K. a Tensión**

**ESPESOR DE LA PLACA
DE UNION:**

$$t_f \geq \sqrt{\frac{2 * N_i * Y_m}{f_y * \pi * f_3}} \quad \mathbf{7.86 \quad mm}$$

$$N_i = \text{Fuerza de tensión en el miembro (Newton)} = 13438.31 \text{ kg} = 131785.47 \text{ Newton}$$

$$Y_m = \text{factor parcial de seguridad} = 1.1$$

$$f_y = \text{esfuerzo fluencia de placa} = 36000 \text{ lb/pulg}^2 = 248.73 \text{ Newton/m}^2$$

$$(d_1 - t_1) / (d_1 - t_1 + 2 * e_1) = 0.668$$

f3 (de imagen 24)=	6.000			
d1=	5.000	pulg=	127.00	mm
ti=	0.250	pulg=	6.35	mm
e1 (tabla XVII)=	30	mm		
e2 (tabla XVII)=	30	mm		
tf recomendado (tabla XVII)=	16.000	mm=	0.63	pulg

Conclusión: Usar tf recomendado de Tabla XVII

Area para Numero de pernos n: $n \geq N_i \{1 - \frac{1}{f_3 + 1} [\frac{1}{f_3} \ln(\frac{r_1}{r_2})] \} \cdot Y_m / (0.67 \cdot T_u)$ 373.7580614mm²=

$$r_1 = (d_1/2 + 2 \cdot e_1) = 123.5 \text{ mm}$$

$$r_2 = (d_1/2 + e_1) = 93.5 \text{ mm}$$

Tu (perno A325)=	120000	lb/pulg ² =	829.11	Newton/m m ²
------------------	--------	------------------------	--------	----------------------------

Revisión Prying Action:

$$D \text{ máxima} = 2 \times \text{Diámetro perno} = 1.5 \text{ in} = 38.1 \text{ mm}$$

$$e_1 \text{ utilizada} = 30 \text{ mm}$$

Conclusión: No causa Prying Action

Dimensiones finales de placa de

conexión:

Espesor=	16	mm=	0.63	pulg
No. De pernos=	4			
Diámetro de pernos=	3/4	pulgada		

REVISIÓN DE CAPACIDAD DE MONTANTE O CANTONERA TRAMO 9

Nombre=	HSS4X0.25			
ELEMENTO=	79	(análisis SAP)		
Fy=	42	Ksi		
Fu=	58	Ksi		
Longitud=	6	m=		
	19.68	pies=	236.16	in
Diam Ext=	4.000	in		
espesor=	0.250	in		
Ag=	2.76	in ²		
rx=	1.33	in		
E=	29000.00	KSI		
Z=	3.31	in ³		

REVISIÓN DISEÑO POR COMPRESIÓN EN EL MONTANTE O CANTONERA: CAPÍTULO E AISC 2010

P a analizar en elemento= 3770.95 kg=
 8303.63 lbs= 8.30 kips

KL/r= 44.39

L= 59.04 in

r= 1.33 in

Conclusión: **KL/r es menor de 150 O.K**

Revisión de compacidad de la sección:

HSS Circular= $.044 \cdot E/f_y =$ 30.38

D/t= 17.2

(D/t) max= $0.07 \cdot E/f_y =$ 48.33 D/t < (D/t)max, O.K

Conclusión: **Sección sísmicamente compacta**

$4.71 \cdot V(E/F_y) =$ 123.76

E= 29000 KSI

F_y= 42 KSI

Conclusión: **Usar E3-2 con F_{cr}=[$0.658^{(F_y/F_e)}$]*F_y**

F_e= $\pi^2 \cdot E / (kl/r)^2 =$ 145.25 Kips

F_{cr}= 37.21 Kips

φ= 0.9

φP_n= φF_{cr}*A_g= 92.44 Kips

D/C= 8.98%

Conclusión: **Sección resiste**

compresión

**REVISIÓN DISEÑO POR TENSIÓN EN EL MONTANTE O CANTONERA:
CAPÍTULO D AISC 2010**

P a analizar en elemento= 3770.95 kg
8303.6319lbs= 8.30 Kips

Fluencia en el ÁREA
GRUESA

$\phi P_n = \phi * F_y * A_g = 104.33$ kips
 $\phi = 0.9$
 $F_y = 42$
 $A_g = 2.76$

Ruptura en el ÁREA NETA:

$\phi P_n = \phi * F_u * A_e = 120.06$ kips
 $\phi = 0.75$
 $F_u = 58$ ksi
 $A_e = U * A_n = 2.76$

$U = 1$ Tabla D3-1 AISC 2010
caso 3
 $A_n = A_g = 2.76$ in²

Capacidad menor a tensión= 104.33 Kips
D/C= 7.96%

Conclusión: **Sección O.K. a Tensión**

**ESPEJOR DE LA PLACA
DE UNIÓN:**

$$t_f \geq \sqrt{\frac{2 \cdot N_i \cdot Y_m}{f_{yp} \cdot \pi \cdot f_3}} \quad 4.20 \quad \text{mm}$$

N_i = Fuerza de tensión en el miembro (Newton) = 3770.95kg = 36980.6 Newton

Y_m = factor parcial de seguridad = 1.1

f_{yp} = esfuerzo fluencia de placa = 36000lb/pulg² = 248.73 Newton/m²

$(d_1 - t_1) / (d_1 - t_1 + 2 \cdot e_1) = 0.656$

f_3 (de imagen 24) = 5.900

$d_1 = 4.000$ pulg = 101.60 mm

$t_1 = 0.250$ pulg = 6.35 mm

e_1 (de tabla XVII) = 25 mm

e_2 (de tabla XVII) = 25 mm

t_f recomendado (tabla XVII) = 12.000 mm = 0.47 pulg

Conclusión: Usar t_f recomendado de Tabla XVII

Área para Numero de pernos n : $n \geq N_i \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{f_3 + 1 / [f_3 \cdot \ln(r_1 / r_2)]} \right\} \cdot Y_m / (0.67 \cdot T_u)$ 104.3596501mm²=

$r_1 = (d_1 / 2 + 2 \cdot e_1) = 100.8\text{mm}$

$r_2 = (d_1 / 2 + e_1) = 75.8\text{mm}$

Tu (perno A325)=	120000	lb/pulg ² =	829.11	Newton/m m ²
------------------	--------	------------------------	--------	----------------------------

Revisión Prying Action:

D máxima= 2 x Diámetro perno =	1	in=	25.4	mm
-----------------------------------	---	-----	------	----

e1 utilizada=	25	mm		
---------------	----	----	--	--

Conclusión: No causa Prying Action

Dimensiones finales de placa de
conexión:

Espesor=	12	mm=	0.47	pulg
----------	----	-----	------	------

No. De pernos=	4			
----------------	---	--	--	--

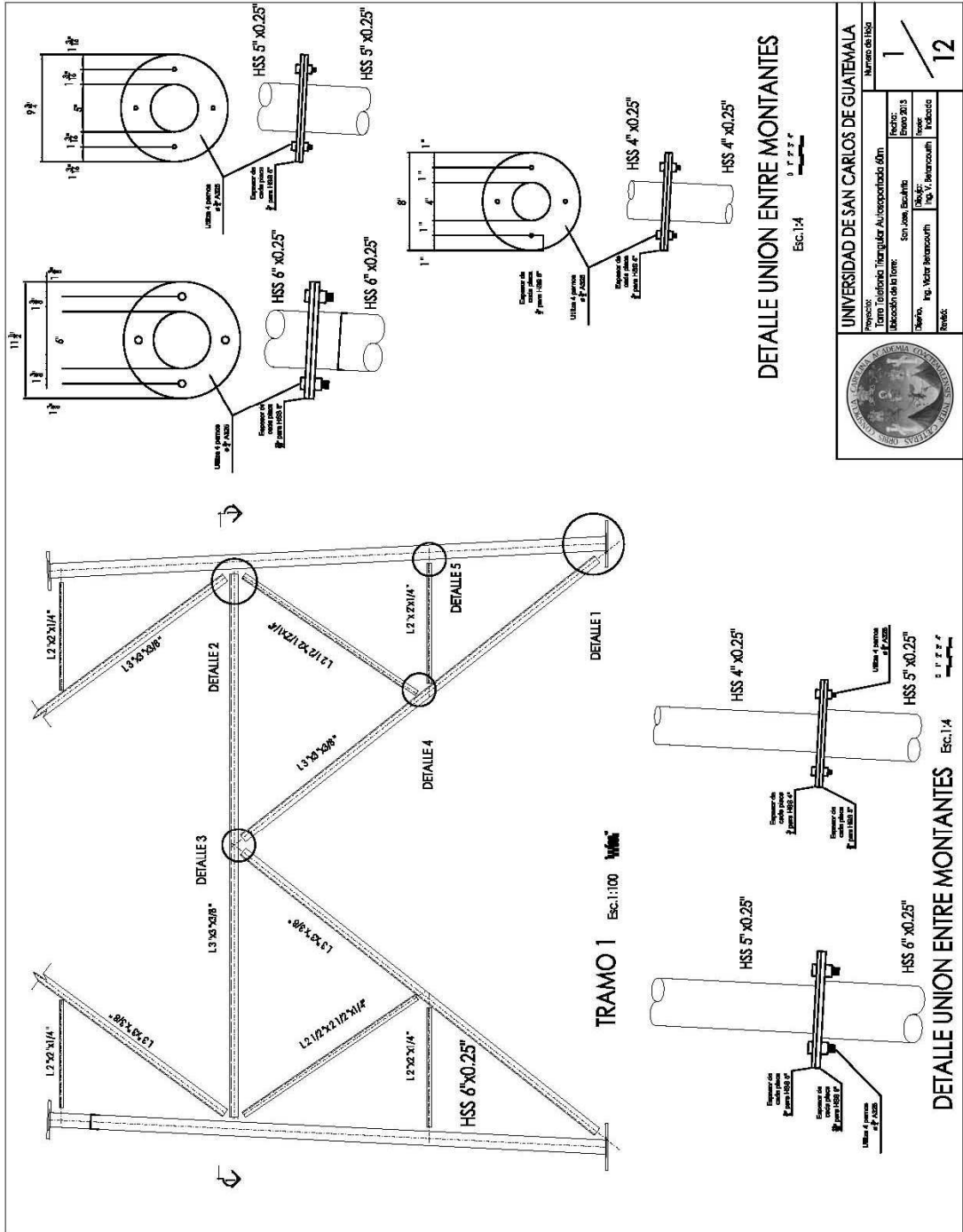
Diámetro de pernos=	1/2	pulgada		
---------------------	-----	---------	--	--

Con los cálculos presentados se demuestra que las secciones analizadas son adecuadas para resistir las fuerzas de viento y sismos de acuerdo al análisis estructural realizado utilizando la Norma TIA 222 G con códigos actualizados al medio guatemalteco.

APÉNDICE 4

**PLANOS DE DETALLES DE CONEXIONES, PLACA UNIÓN
MONTANTE BASAL Y CIMENTACIÓN DE TORRE AUTOSOPORTADA TIPO
CELOSÍA.**

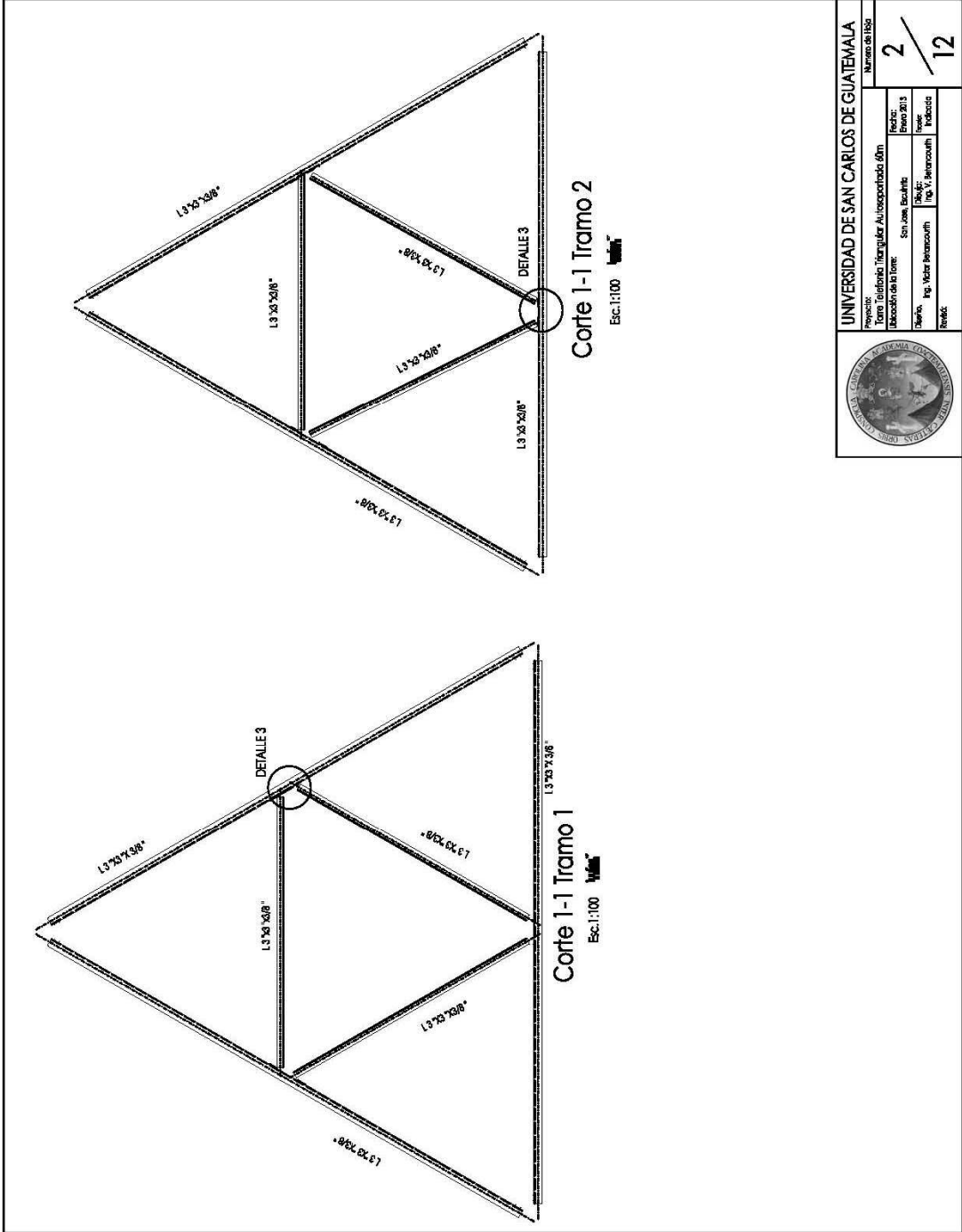
Se presentan a continuación los planos desarrollados para las conexiones principales en la estructura autosoportada tipo celosía bajo fuerzas de viento y de sismo, incluyendo también los detalles de placa del montante basal, detalles de uniones entre montantes y detalles de cimentación y pernos de anclaje bajo las consideraciones de códigos de viento y sismo actualizados al medio guatemalteco.




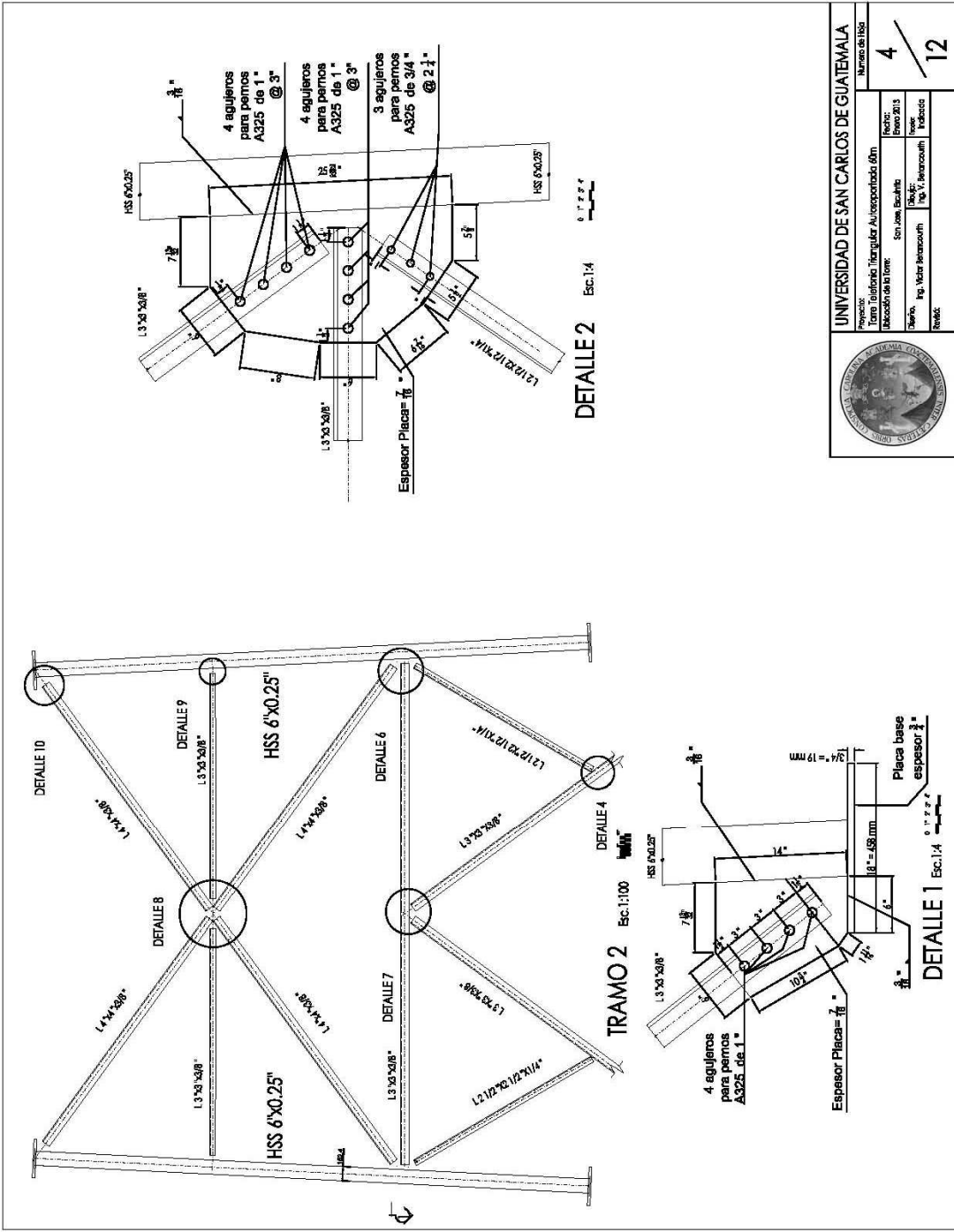
DETALLE UNION ENTRE MONTANTES


Esc. 1:4

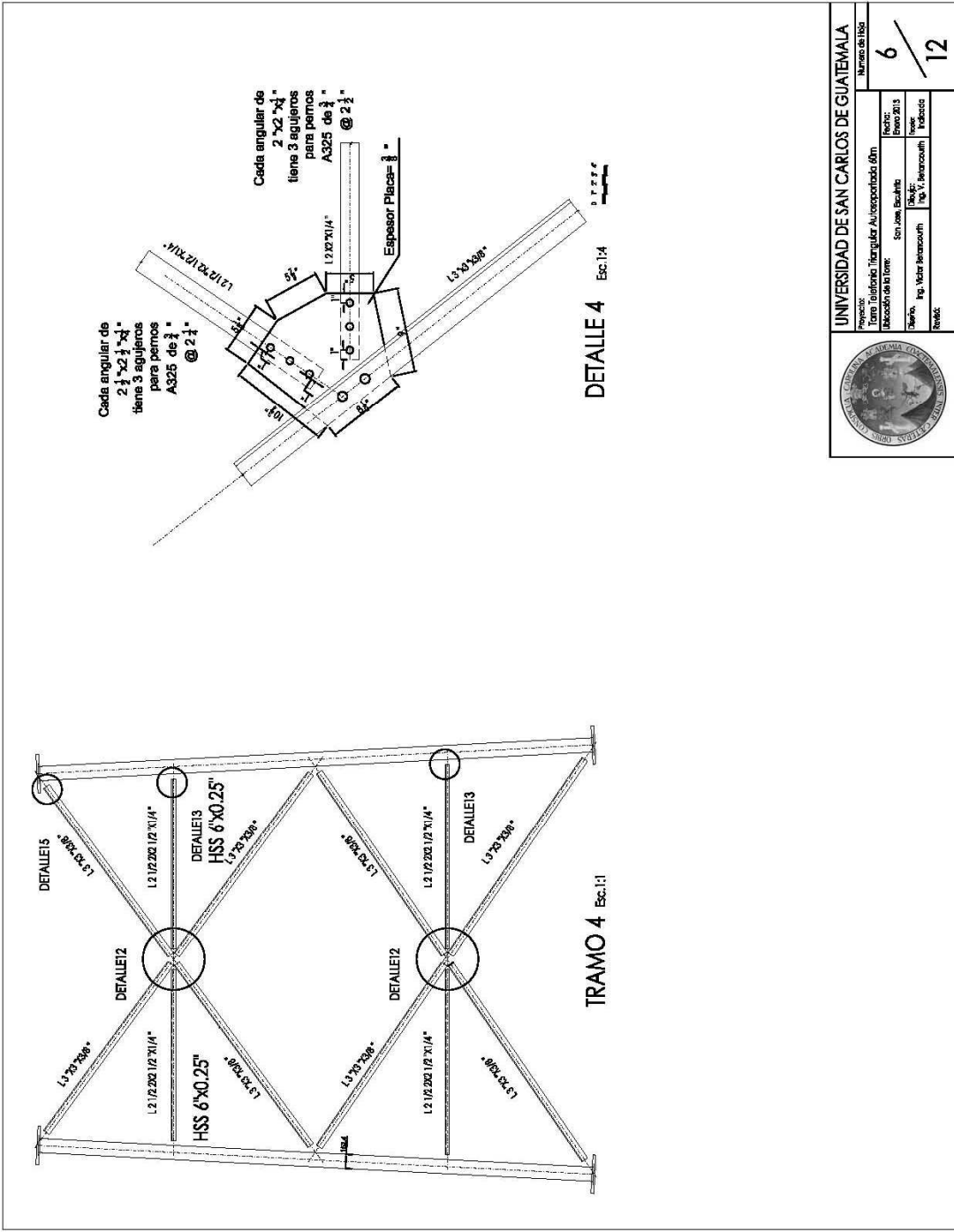
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA Número del I.S.S.	
		Proyecto: Torre Telefónica Irregular Autopropulsada 60m Ubicación de la Torre:	Fecha: Enero 2013
Cliente: Ing. Víctor Benavente		Autor: Ing. Víctor Benavente	Revisor: Indalecio




		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		Proyecto: Torre Telefónica / Mariposa Autoprotegida 60m. Ubicación de la Torre: San Juan, Escuintla	
Fecha: Enero 2013		No. de Hoja: 2	
Autor: Ing. Víctor Barrios		Escala: 1:100	
Revisó:		Hoja: 2 / 12	



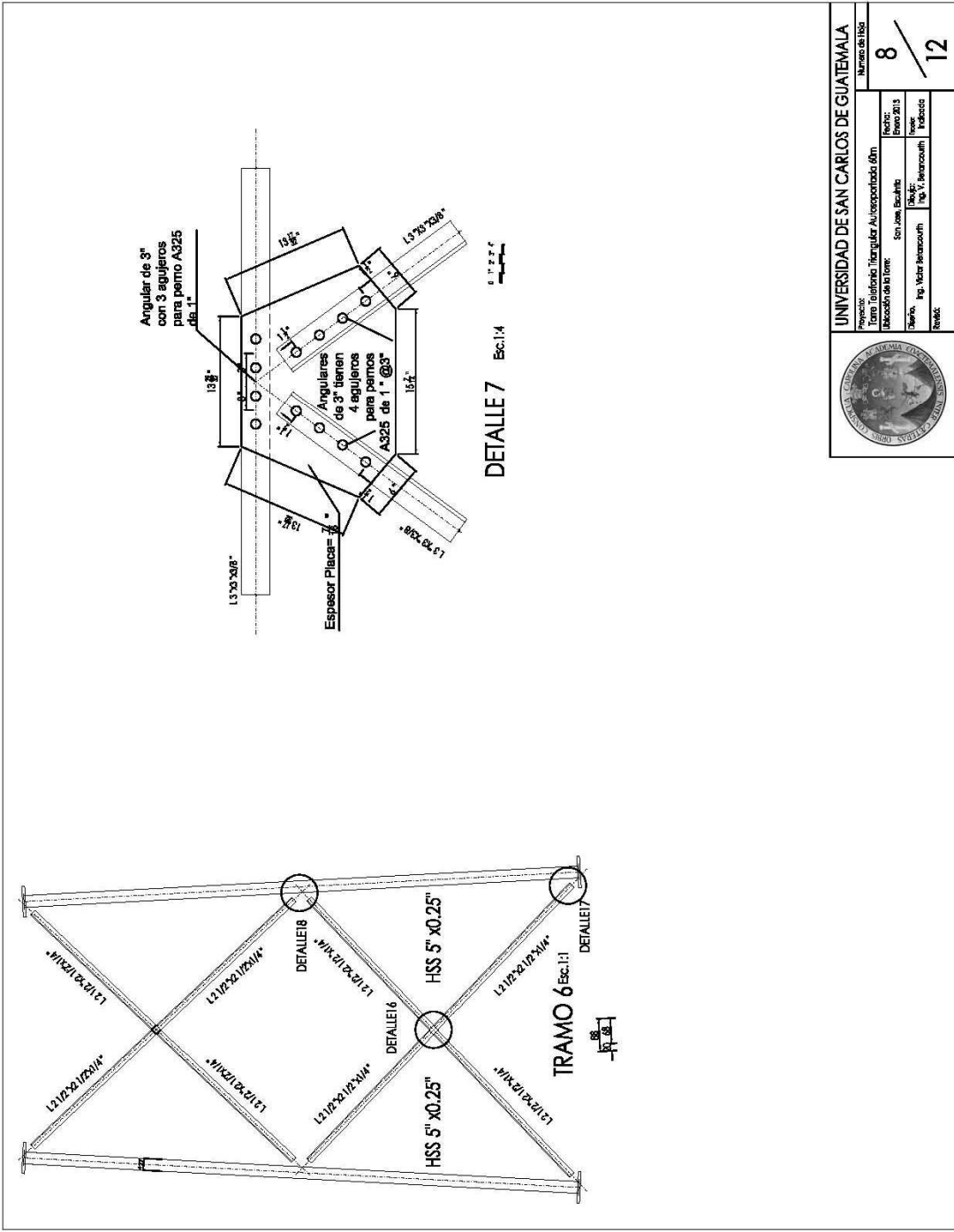
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA Proyecto: Torre Telefónica Irregular Autopropulsada 60m Ubicación de la Torre: San José, Escuintla Fecha: Enero 2013 Autor: Ing. Victor Benavente Revisado: Ing. Victor Benavente Índice:	
		Número de Hoja: 4 / 12	





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

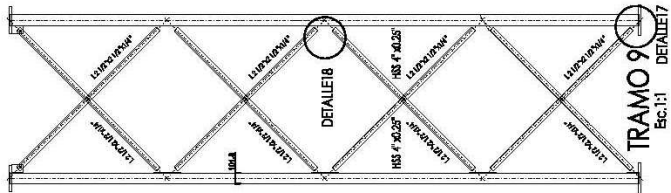
Proyecto: Torre Telefónica Tetragonal Autoapoyada 60m
 Ubicación de la Torre: San José, Escuintla
 Fecha: Enero 2013
 Autor: Ing. Victor Benavente
 Escala: 1/8" = 1'-0"
 Hoja: 6 / 12



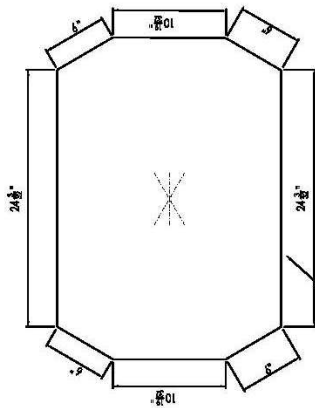
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Proyecto: Torre Telefónica Hexagonal Autoapoyada 60m
 Ubicación de la Torre: San José, Escuintla
 Fecha: Enero 2013
 Autor: Ing. Victor Barrios
 Escala: 1/4" = 1'-0"

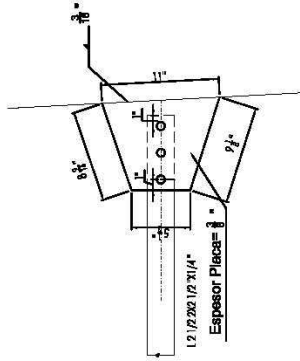
Numero de Hoja: **8** / **12**



La pieza se considera típica para la unión de angulares en los tramos donde se indique este detalle



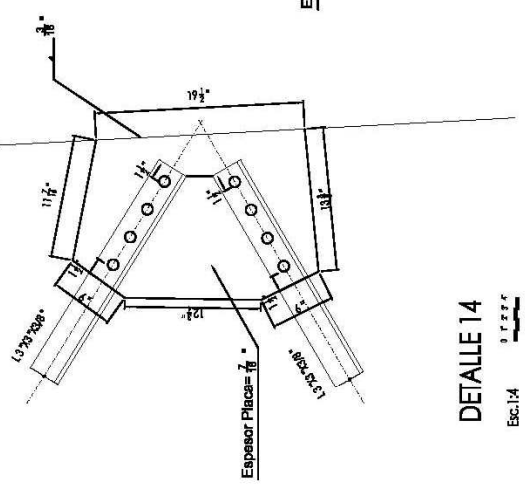
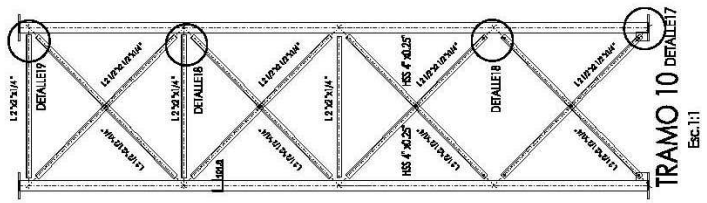
DETALLE 12 Esc:1/4



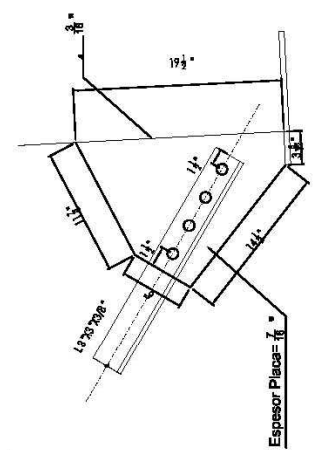
DETALLE 13 Esc:1/4



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
Número de Hoja	
11 / 12	
Proyecto:	Torre Telefónica Triangular Autoapoyada 60m
Dibujación de la Torre:	San José, Escuintla
Fecha:	Enero 2013
Diseño:	Ing. Víctor Benavente
Revisión:	Ing. Víctor Benavente
Indicador:	Indicador



DETALLE 14
Esc. 1:4



DETALLE 15
Esc. 1:4

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA Número de Hoja	
		12 / 12	
Proyecto: Torre Telefónica Hexagonal Autoapoyada 60m Ubicación de la Torre:	Fecha: Enero 2013	Diseñó: Ing. Victor Barriosworth	Revisó: Ing. Victor Barriosworth
Lugar: San José, Escuintla	Escala: 1:100	Autor: Ing. Victor Barriosworth	Indica: Indica