



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

Diseño de Torres de Telecomunicación

INFORME DE ACTIVIDADES PROFESIONALES

Que para obtener el título de
Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Sergio Alberto López Hernández

ASESOR DE INFORME

Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., Ingresada 2016



Agradecimientos

Primeramente, doy gracias a la institución por permitirme tener una buena experiencia y darme la oportunidad de convertirme en un profesionalista en algo que me apasiona, gracias a cada maestro que hizo parte de este proceso integral de formación.

También agradezco sinceramente a mi asesor Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro su esfuerzo y dedicación, aportando sus conocimientos y orientación para mi formación universitaria, como a mis sinodales los cuales se tomaron el tiempo apoyándome en mi titulación.

A todos los maestros con los que tuve la oportunidad de compartir un salón de clases, por su labor ya que sin ellos no me encontraría en estos momentos y con estas oportunidades laborales.

Y por último a mi familia por apoyarme en cada momento desde el día en que decidí salir de mi ciudad y venirme a estudiar a esta gran facultad que ha dado un gran número de Ingenieros Civiles.



Tema: Diseño de Torres de Telecomunicación

Introducción

I. Misión y Visión de la Empresa

II. Torre Autosoportada

- *Normativa Utilizada*
- *Materiales Utilizados*
- *Factores de Diseño*
- *Análisis de Cargas*
- *Diseño por Viento*
- *Diseño por Sismo*
- *Modelado de la Estructura*
- *Cimentación*

III. Mástil en Inmueble

- *Normativa Utilizada*
- *Materiales Utilizados*
- *Factores de Diseño*
- *Análisis de Cargas*
- *Diseño por Viento*
- *Diseño por Sismo*
- *Modelado de la Estructura*
- *Dictamen Estructural*

IV. Conclusión

Introducción

Una torre de telecomunicaciones es utilizada como soporte de antenas de emisión de señales de radio, televisión, telefonía móvil y todo tipo de telecomunicaciones. En la empresa utilizamos tres distintas estructuras para la colocación de nuestras antenas, las cuales son Monopolos, Torres Autosoportadas y Mástiles colocados en inmuebles.

Monopolo. - Estructuras visualmente discretas, requieren muy poco espacio para instalarse, reduciendo su impacto en la imagen urbana, convirtiéndose en una excelente opción para zonas residenciales, corporativas y comerciales. Las cuales están conformadas por secciones OC de distintos diámetros dependiendo el proyecto.



Imagen 1(Monopolo)

Autosoportadas. - Son las menos susceptibles a la torsión, soportan varias antenas de gran superficie que funcionan a frecuencias elevadas. Se construyen en áreas urbanas, suburbanas o rurales con la más avanzada ingeniería para garantizar su seguridad, duración y funcionamiento. Estas estructuras están conformadas por distintos tipos de perfiles los cuales corresponden a secciones en ángulo y OC.



Imagen 2(Torre Autosoportada)

Diseño de Torres de Telecomunicación

Mástiles. - Son pequeñas estructuras de 6 metros de alto que se colocan en las azoteas de zonas urbanas, son sumamente versátiles este tipo de estructuras se colocan sobre inmuebles. Este tipo de estructuras están conformadas de igual forma que los Monopolos por perfiles OC pero de menor diámetro.



Imagen 3(Mástil sobre Inmueble)

En este resumen de actividades se diseñarán y realizarán las memorias de cálculo para el análisis y diseño de una torre de telecomunicaciones autosoportada y un mástil sobre inmueble, los cuales son las dos estructuras más utilizadas en la empresa.

¿El por qué este Medio de Titulación?

Después de esta breve explicación de lo que consiste una torre de comunicación presentare mi proceso de titulación por medio de experiencia profesional, ya que tengo un poco más de dos años y medio desempeñando actividades en este campo profesional en la empresa TELESITE de grupo CARSO, las actividades que desempeño en dicha compañía consisten desde la obtención de los factores de diseño, el diseño mismo y la revisión del proceso de construcción de las torres. Este tiempo que eh trabajado en la empresa eh podido desarrollar y obtener más conocimientos y aptitudes adquiridos en los años que pase en la Facultad cursando la carrera de ingeniería civil, por lo cual a continuación presentare un resumen de lo que son mis actividades en la empresa.



I.- Visión y Misión de la Empresa

Nuestra visión

We make wireless communication possible everywhere.

Nuestra misión

Lead wireless connectivity around the globe.

Innovate for a mobile future.

Drive efficiency throughout the industry.

Grow our assets and capabilities to meet customer needs.

Nuestros Principios Fundamentales

Entender las necesidades de los clientes y satisfacerlas.

Trabajar como un equipo para desarrollar relaciones a largo plazo con los clientes a través de la comprensión de sus requerimientos y la superación de sus expectativas.

Contratar a personas aptas y capacitarlas.

Ubicar a las personas adecuadas en los puestos correctos, desarrollar su talento y habilidades y brindarles oportunidades para influir en los resultados.

Concentrarse en las soluciones, no en los problemas.

Empezar con la etapa final en mente e incluir a las personas adecuadas. Mantenerse positivo y trabajar juntos para obtener los resultados deseados.

Hacer lo que prometimos que íbamos a hacer.

Establecer expectativas realistas. Comunicar de manera clara. Responsabilizarnos por nuestras acciones.

Apostar al éxito.

Darle prioridad a la integridad. Ser competitivo. Trabajar juntos como un equipo para superar las expectativas

II.- TORRE AUTOSOPORTADA

Este tipo de torre son las más eficientes por su geometría. Con ellas se pueden manejar alturas de hasta 84 metros en la empresa se diseñan en tramos múltiples de 6mts y 3mts esto para la simplificación del diseño y montaje (si el proyecto lo requiere la altura puede ser mayor). Este tipo de torre se fabrican en planta y se instalan o montan en campo. Por lo general se usan para sitios en terreno natural. Su geometría en elevación es de forma piramidal y en planta triangular. Este tipo de estructuras se construyen utilizando perfiles regidos con las especificaciones del Manual de Construcción en Acero IMCA 5ta edición, los perfiles utilizados son ángulos de lados iguales L1 para la celosía y tubos circulares OC para las piernas. Para el resumen de actividades se utilizará una torre de 63 mts de altura localizada en el estado de Coahuila en las coordenadas N27 20 51.71 W101 13 24.93, a continuación, se muestra un bosquejo de la estructura que se diseñará en los siguientes capítulos.

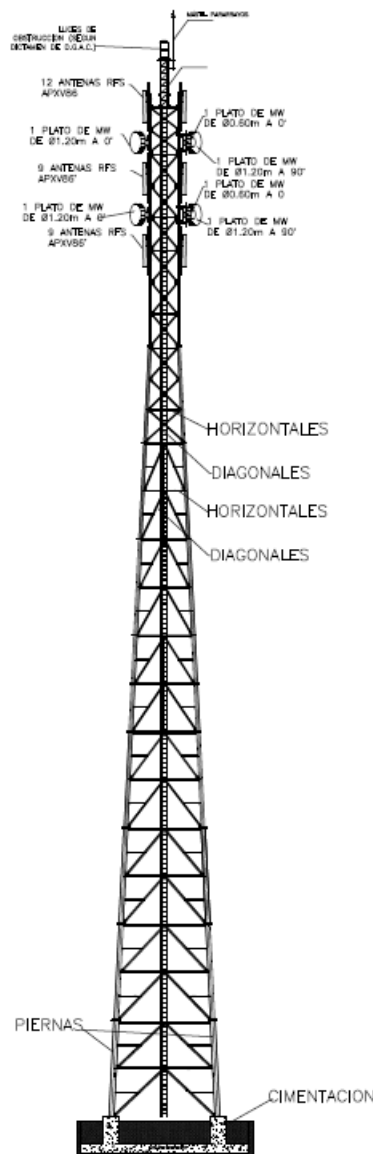


Imagen 1

Normativa Utilizada

- MANUAL de Construcción en Acero IMCA. (Manual IMCA)
- Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad Diseño por Viento 93. (Manual CFE Viento)
- Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad Diseño por Sismo 93. (Manual CFE Sismo)
- American Institute Steel Construction. (AISC)
- ASTM A-325 Tornillería galvanizada.
- Normas Telesites (Normas propias de la empresa).
- Reglamento de Construcción del Distrito Federal 1993

Materiales Utilizados

Acero estructural:

El acero a utilizar para el cuerpo de la torre es del tipo A-53 grado B, de acuerdo con la norma ASTM
 Los elementos estructurales serán a base del tubo hueco y placa rolada
 Las características de los aceros A-36 y A-53 Grado B son las siguientes:

- Módulo de elasticidad: $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad transversal: $G = 787.000 \text{ kg/cm}^2$
- Coefficiente de Poisson $\nu = 0.30$
- Coefficiente de dilatación térmica = 0.000012 m/C
- Limite elástico del acero A-53 grado B: = $2,460 \text{ kg/cm}^2$

Factores Para el de Diseño por Viento

Para poder iniciar el diseño de la estructura es necesario obtener factores de diseño para la estructura, los primeros factores que obtenemos son relacionas con el terreno en el cual se construirá la estructura los cuales son la Velocidad Regional VR, el Factor Topográfico FT, Categoría de Terreno, y Altura sobre el Nivel del mar. Estos factores son obtenidos por personal de la empresa de la región en la cual se construirá la torre, esos factores son revisados por medio de Google Earth y el Manual de CFE por viento, como se muestra a continuación.

Velocidad Regional (VR):

Se obtiene por medio del Manual de CFE por viento para un periodo de retorno de 200 años. **VR. -168**, como podemos observar en la figura 2

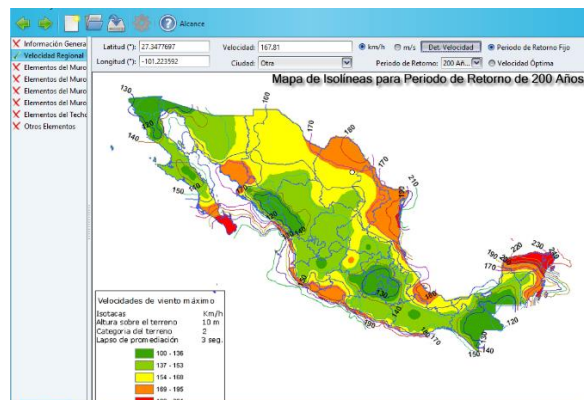


Imagen 2 (Mapa de Isotacas CFE Viento 1993)



Factor Topográfico (FT):

El FT se obtiene con los criterios la siguiente tabla (figura 3) obtenida del manual de CFE por viento (1993). Para nuestra estructura se tomará un **FT. - 1.0**

FACTOR TOPOGRAFÍA LOCAL, F_T

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

Imagen 3 (FT por CFE Viento 1993)

Categoría de Terreno (CT):

La categoría de terreno se obtiene con los criterios la siguiente tabla (figura 4) obtenida del manual de CFE por viento (1993). Para nuestra estructura se tomará una **CT. -2**

CATEGORÍA DEL TERRENO SEGÚN SU RUGOSIDAD

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

Imagen 4 (CT por CFE Viento 1993)



Análisis de Cargas

Cargas Accidentales

Carga de viento: Se determinarán los efectos de viento de acuerdo al manual CFE viento.

Carga por sismo: Se determinarán los efectos de sismo de acuerdo al manual CFE sismo.

Cargas Gravitacionales

Carga muerta: Peso propio de la estructura, antenas celulares, parábolas, feeders, cama guía de onda, escalera, soporte de pararrayos.

Carga viva: Por Norma telesites se consideran 3 operadores de 100 kg c/u dando un total de 300kg.

Las cargas para las cuales se analizará, diseñara y revisara la torre son las siguiente:

La carga muerta correspondiente al peso de las antenas y herraje se tomará directamente de la información proporcionada por telesites como a continuación se indica

Tabla 1. HERRAJES	
TIPO	PESO(Kg)
Mw \leq 0.60m	35.0
Mw $>$ 0.60m	80.0
RRU'S	25.0
SOPORTE H RF	150.0

Tabla2. LINEAS	
DIAMETRO (in)	PESO (Kg/m)
7/8"	0.508
1/2"	0.253
3/4"	0.500

Tabla 3. ANTENAS MW Y RF	
DIAMETRO (m)	PESOS (Kg)
0.30	10.4
0.60	18.5
1.20	77
1.80	127
2.40	203
3.00	245
3.70	386
4.50	807
RF	27

La cantidad de RRU'S debe ser una por cada antena de RF.

Carga Viva.- Personal para su instalación; se considerarán 300kg (3 personas de 100kg cada una).

Cada soporte H soporta 3 antenas RF, una torre autoportada de 62mts por necesidades y estrategia de la empresa se le instalan el siguiente número de antenas a cada altura.

Autoportadas y Arriostradas (sobre piso) mayores o iguales a 60m: Se capacitara para tres Carriers. Se cargara con:

TIPO DE ANTENA	ALTURA	No. DE ANTENAS	ANTENAS EXPUESTAS
RF	H	12	4 a 0°
	H-4.5m	9	3 a 0°
	H-9.0m	9	3 a 0°
MW	H-2.25m	3	1a-1.20m a 0°
			1a-0.60m a 0°
			1a-1.20m a 90°
	H-6.75m	3	1a-1.20m a 0°
			1a-0.60m a 0°
			1a-1.20m a 90°

Tabla 4(Antenas Correspondientes a Torre Autoportada de 62mts)



Tomando en cuenta las especificaciones mencionadas anteriormente, en la tabla mostrada a continuación se muestran el total de las cargas adicionales al peso propio que tendrá que soportar la estructura:

Ejemplo obtención cargas de Antenas RF:

De la *tabla 3* se obtiene que cada antena RF tiene un peso de 27 kg y por cada antena RF es necesario un RRU's el cual tiene un peso de 25 kg, después nos referimos la *tabla 4* de la cual podemos observar que a una altura H se colocaran 12 antenas RF por lo cual tenemos que a 63mts, se tendrá un peso de $(25\text{kg} \cdot 12\text{RF}) + (27\text{kg} \cdot 12\text{RF}) = 624\text{kg}$, y así sucesivamente se obtienen las cargas de las antenas.

C.M. (Carga Muerta)	Peso estimado Kg
12 Antenas RFS APXV86	624
4 Soporte Bandera 12 RF	600
1 Plato de MO de 1.20m a 0°	157
1 Plato de MO de 0.60m a 0°	53.5
1 Plato de MO de 1.20m a 90°	157
9 Antenas RFS APXV86	468
3 Soporte Bandera 9 RF	450
1 Plato de MO de 1.20m a 0°	157
1 Plato de MO de 0.60m a 0°	53.5
1 Plato de MO de 1.20m a 90°	157
9 Antenas RFS APXV86	468
3 Soporte Bandera 9 RF	450
1 Plataforma de Descanso	150
18 Líneas de 7/8" de Ø. 0.80 kg/ml-c/u.	907
6 Líneas de 1/2" de Ø. 0.37 kg/ml-c/u.	140
Escalera de acceso y porta cablera. 10 kg/ml.	630
C.V. (Carga Viva)	Peso estimado
Estimado de carga viva (3 personas)	300
Total =	5292 kg

Tabla 5(Cargas en Torre)

Diseño por Viento

Tal como lo marca el manual de CFE para el diseño por viento, las recomendaciones aquí presentadas se deben aplicar para la seguridad de la torre ante el efecto de las fuerzas que generan las presiones producidas por el viento sobre las superficies de la misma y que se transmiten a todo su sistema estructural.

Asimismo, estas recomendaciones se utilizan en el diseño de los elementos de manera directa a la acción del viento, así como accesorios adicionales expuestos.

Dado que el manual de viento de C.F.E. clasifica las estructuras según su importancia las torres se encuentran dentro del GRUPO A asimismo las clasifica según su respuesta ante la acción del viento y por ello las torres autosoportadas entran dentro del TIPO 2.

Con lo anterior, dicho el manual de CFE para diseño por viento0-en su sección -4.9, Análisis dinámico, en la parte de 4.9.1 limitaciones indica que el procedimiento que establece el análisis dinámico se aplicara para calcular las cargas por viento que actúan sobre las estructuras prismáticas sensibles a los efectos dinámicas producidos por la turbulencia del viento: en este capítulo dichas construcciones corresponden a los Tipos 2 y 3.

Como conclusión, el análisis que se debe realizar será del tipo: **Dinámico**



Parámetros de Diseño

Viento de Diseño

En la tabla que se muestra a continuación se muestran parámetros de diseño para la obtención de las fuerzas actuantes en la estructura y posteriormente se explicara su obtención. Dichas fuerzas se obtendrán en secciones de 6 mts.

Ciudad	GALILEI		
ASNM=	354	m	
Categoría=	1		(categoría de terreno de acuerdo con la rugosidad, ver sección 4.6.1 de CFE)
H=	63	m	(altura total de la construcción)
b=	4.2	m	(Anchura promedio de la estructura)
VR=	168	km/m	(velocidad del viento de la región)
FT=	1.0	adimensional	(factor de topografía local)
a=	0.105		(coeficiente en función de la rugosidad de terreno)
Ω =	731.68		(presión barométrica, en mm de Hg)
t=	20		(temperatura ambiental en °C)
no=	1.00779	Hz	(frecuencia natural de vibración de la estructura, Hz)
VH=	227.25	km/m	
V'H=	177.77	km/m	
G=	0.979	adimensional.	(factor de corrección por temperatura y por altura respecto al nivel del mar)
Fc=	1.00	adimensional	(factor determinante de la influencia de la altura de la estructura, para análisis dinámico cte=1)
Clase=	C		(clase de la estructura según su tamaño)
d=	245		(coeficiente en función de la altura de terreno)
k'=	1.224		(factor que depende de la rugosidad del sitio)
η =	-0.032		(factor que depende de la rugosidad del sitio)
kr=	0.06		
a'=	0.13		
Ca'=	2.431		(factor que representa la relación de la energía de ráfaga con la frecuencia natural de la estructura)
ξ =	0.01		(amortiguamiento crítico, cte=0.01)
Γ/μ =	0.26		
b/H=	0.066666667		(relación ancho/altura de la construcción)
3.6 no			
(H/V'H)	1.286	Hz	(frecuencia reducida)
gH.=	1.278		
3.6			
no/(V'H)	0.020	ondas/m	
v=	0.7578	Hz	(Coeficiente de la rapidez de fluctuación promedio))
Xo=	24.90		
E=	0.117		(factor de relación de energía de ráfaga con frecuencia natural de la estructura)
B=	1.1451		(factor de excitación de fondo)
S=	0.1273		(factor de reducción por tamaño)
gp=	4.123		(factor de pico)

A continuación, se explica la obtención de dichos parámetros;



Procedimientos para Determinar las Acciones por Viento

Determinación de la velocidad de diseño V_D

La velocidad de diseño V_D , se calculará tomando como base la siguiente ecuación:

$$V_D = FT F_\alpha V_R$$

Donde:

FT= Factor que depende de la topografía del sitio, adimensional

FT= 1 en este caso

F_α = Factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición locales, del tamaño de la construcción y de la velocidad con la altura de ráfaga, en km/hr.

V_R = Velocidad regional de ráfaga, en km/hr.

V_R = 168.00 km/hr., en este caso.

Factor de exposición, F_α

$$F_\alpha = F_C F_{r_z}$$

Donde:

F_C = Factor que determina la influencia del tamaño de la construcción, adimensional.

F_C = 1 en este caso.

F_{r_z} = Factor que establece la variación de la velocidad del viento con la altura Z en función de la rugosidad del terreno de los alrededores, adimensional.

Factor de rugosidad y altura F_{r_z}

Se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$F_{r_z} = 1.556 \left[\frac{10}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{Si } Z \leq 10$$

$$F_{r_z} = 1.556 \left[\frac{10}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{Si } Z \leq 10$$

$$F_{r_z} = 1.556 \quad \text{Si } Z \leq 10$$

δ = es la altura, media a partir del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; a esta altura se le conoce como altura de gradiente; δ y Z están dadas en metros.

α = exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura y es adimensional.

δ =245 m., para este caso

α =0.105 para este caso



Presiones y Fuerzas sobre Estructuras Sensibles a Efectos Dinámicos.

En el análisis dinámico, las presiones y fuerzas de diseño que aparecen cuando el viento actúa en una dirección dada se determinarán separadamente por dos direcciones ortogonales; una de ellas será aquella en la que el viento actúa, y la otra, la transversal a la anterior. Dichas fuerzas de diseño y la consecuente repuesta estructural se valorarán tomando como base la velocidad de diseño que se especifica en el inciso 4,9,2, Manual C.F.E.

A fin de calcular la fuerza de diseño en la dirección del viento, para las estructuras tipo 2 y 3 se considerarán dos componentes; uno medio debido a la acción media del viento asociada a un lapso de promediación de 3 segundos y uno dinámico caracterizado por el valor pico de la acción del viento. Estos dos componentes se toman en cuenta implícitamente en el factor de respuesta dinámica debida a ráfagas (véase el inciso 4,9,3,3 M-C.F.E.).

La fuerza transversal al flujo del viento causada por la posible aparición de vórtices periódicos en estructuras pertenecientes al tipo 3, se determinará de conformidad con lo que se indica en el inciso 4,9,3,3 M-C.F.E.

Este último inciso no procede dado que la estructura en análisis pertenece al tipo 2, y por tal solo se hará la determinación de la fuerza de diseño en la dirección del viento.

Presiones en la Dirección del Viento

La presión total en la dirección del viento se calculará con la siguiente expresión:

$$P_z = F_g C_a qz$$

Donde:

F_g = es el factor de respuesta dinámica debida a ráfagas, adim.

C_a = coeficiente de arrastre, adimensionales.

qz = presión dinámica de base en la dirección del viento, en kg/m², a una altura Z, en m., sobre el nivel del terreno.

Fuerzas en la Dirección del Viento

Las fuerzas que se generan en la dirección del viento sobre las estructuras prismáticas de los tipos 2 y 3 se calcularán multiplicando la presión p_z , por el área A_z , en m².

Donde:

p_z = presión de diseño a la altura Z, en kg/m².

A_z = el área de la estructura, o parte de ella, en m², a la altura Z

La fuerza total F sobre la construcción, en kg, debida al flujo del viento, resultara de sumar la contribución de cada una de las fuerzas que actúa sobre el área expuesta de la estructura o parte de ella a una altura Z dada, según se muestra en la siguiente expresión:

$$F = \sum F_z = \sum p_z A_z$$

El momento de volteo máximo de diseño se determinará mediante la suma de los momentos producidos por cada una de las fuerzas F_z .



Factores de Respuesta Dinámica Debida a Ráfaga

$$Fg = \frac{1}{g^2} \left(1 + g_p \left(\frac{\sigma}{\mu} \right) \right)$$

Donde:

g = es un factor de ráfaga variable con la altura Z ,

g_p = el factor pico o de efecto máximo de la carga por viento.

σ / μ = la relación entre la relación estándar de la carga por viento y el valor medio de la carga por viento.

Todas las variables son adimensionales y se obtienen como a continuación se explica.

$$g = k' \left(\frac{10}{\delta} \right)^\eta \quad \text{si } H \leq 10$$

$$g = k' \left(\frac{Z}{\delta} \right)^\eta \quad \text{si } 10 < Z < \delta$$

$$g = k' \quad \text{si } Z \geq \delta$$

$g_h = 1.278$ en este caso para determinar $V'H$

en donde las variables k' y η , adimensionales dependen de la rugosidad del sitio de desplante y δ es la altura gradiente en m.

$k' = 1.224$ m, para este caso

$\eta = -0.032$ m, para este caso

$\delta = 245$ m, para este caso

la relación σ / μ , que representa la variación de la carga debida a la turbulencia del viento, se calcula con la ecuación:

$$\frac{\sigma}{\mu} = \sqrt{\frac{kr}{c\alpha'} \left(B + \frac{SE}{\xi} \right)} = 0.280783$$

$$B = \frac{3}{4} \int_0^{914/H} \left[\frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{xb}{122}} \right] \left[\frac{x}{(1+x^2)^{3/4}} \right] dx$$

$$S = \frac{\pi}{3} \left[\frac{1}{1 + \frac{28.8n_0H}{3V'H}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{36n_0W}{V'H}} \right]$$

Donde:

kr = es un factor relacionado con la rugosidad del terreno.

$Kr = 0.06$ en este caso

$\xi = 0.01$ en este caso

B = factor de excitación de fondo.

S = factor de reducción por tamaño

E = factor que representa la relación de la energía de raga con la frecuencia natural de la estructura.



El factor $c\alpha'$ se define con las expresiones siguientes:

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

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

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

Donde:

F_T = factor topográfico

δ = 245 m. para este caso

H = altura total de la estructura

H = 63 m. en este caso.

α'' = 0.13 m. en para este caso

$c\alpha'$ = 2.431 m. para este caso

Presión dinámica de base, q_z .

$$q_z = 0.0048 G V_D^2 \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

Donde:

G = es el factor de corrección para temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.

V_D = Velocidad de diseño en Km/hr.

q_z = presión dinámica de base a una altura Z sobre el nivel del terreno, en kg/m².

El factor 0.0048 corresponde a un medio de la densidad del aire y el valor de G se obtiene de la siguiente expresión:

$$G = \frac{0.392 \Omega}{273 + t} = 0.97847$$

Ω = presión barométrica, en mm de Hg.

t = temperatura ambiental en C.

Ω = 731.36 m. para este caso

t = 20 C. para este caso



Análisis de Área para Torre Autosoportada

Para el cálculo de las fuerzas actuantes en la torre es necesario obtener el área de exposición al viento de los elementos estructurales de la torre para una de las caras. Estos elementos estructurales son las piernas de la torre (perfiles OC), diagonales (perfiles IL), antenas celulares y cableado necesario, el cable a utilizar es por norma de la empresa y las dimensiones es de cable comercial Para cada tramo de la torre en estudio se considerará como área expuesta la sumatoria de las áreas correspondientes a piernas diagonales celosía cables y en general todo lo que represente un área de exposición sobre la cara de barlovento.

El área de los perfiles se obtiene por medio de las especificaciones que nos da el Manual IMCA para los perfiles de acero que a continuación se propone tomando en cuenta la configuración propuesta en la **Figura 1**.

PERFILES DE TORRE											
TRAMO	PIERNAS OC Acero A-500 GA Fy=2320 kg/cm ²					CELOSIA Acero A-36 Fy=2530 kg/cm ²					
	LONGITUD (m)	Ø EXTERIOR (ln)	Ø NOMINAL (ln)	CEDULA	ESPESOR (mm)	PRINCIPAL		SECUNDARIA		SECUNDARIA INTERIOR	
						DIAGONAL	LI 2" x 3/16"	DIAGONAL	-	DIAGONAL	-
TR-0X	3.00	3.50	3"	40	5.49	HORIZONTAL	LI 2" x 1/4"	HORIZONTAL	-		
TR-1	6.00	4.50	4"	40	6.02	DIAGONAL	LI 2 1/2" x 3/16"	DIAGONAL	-		
						HORIZONTAL	LI 2" x 1/4"	HORIZONTAL	-		
	PIERNAS OC Acero A-500 GB Fy=2950 kg/cm ²					CELOSIA Acero A-36 Fy=2530 kg/cm ²					
TR-2	6.00	6.63	6"	40	7.11	DIAGONAL	LI 2 1/2" x 3/16"	DIAGONAL	-		
						HORIZONTAL	LI 2" x 1/4"	HORIZONTAL	-		
TR-3	6.00	6.63	6"	40	7.11	DIAGONAL	LI 2 1/2" x 3/16"	DIAGONAL	-		
						HORIZONTAL	LI 2 1/2" x 3/16"	HORIZONTAL	-		
	PIERNAS OC Acero A-53 GB Fy=2460 kg/cm ²					CELOSIA Acero A-36 Fy=2530 kg/cm ²					
TR-4C80	6.00	6.63	6"	80	10.97	DIAGONAL	LI 3" x 1/4"	DIAGONAL	-		
						HORIZONTAL	LI 2 1/2" x 1/4"	HORIZONTAL	LI 2" x 3/16"		
	PIERNAS OC Acero A-500 GB Fy=2950 kg/cm ²					CELOSIA Acero A-36 Fy=2530 kg/cm ²					
TR-5H	6.00	8.63	8"	40	8.18	DIAGONAL	LI 3" x 1/4"	DIAGONAL	-		
						HORIZONTAL	LI 2 1/2" x 1/4"	HORIZONTAL	LI 2" x 3/16"		
TR-6	6.00	8.63	8"	40	8.18	DIAGONAL	LI 3" x 1/4"	DIAGONAL	-		
						HORIZONTAL	LI 3" x 1/4"	HORIZONTAL	LI 2" x 3/16"		
	PIERNAS OC Acero A-53 GB Fy=2460 kg/cm ²					CELOSIA Acero A-36 Fy=2530 kg/cm ²					
TR-7C80	6.00	8.63	8"	80	12.70	DIAGONAL	LI 3" x 1/4"	DIAGONAL	-		
						HORIZONTAL	LI 4" x 1/4"	HORIZONTAL	LI 2" x 3/16"		
	PIERNAS OC Acero A-500 GB Fy=2950 kg/cm ²					CELOSIA Acero A-36 Fy=2530 kg/cm ²					
TR-8	6.00	10.75	10"	40	9.27	DIAGONAL	LI 4" x 1/4"	DIAGONAL	-		
						HORIZONTAL	LI 4" x 1/4"	HORIZONTAL	LI 2" x 3/16"		
TR-9	6.00	10.75	10"	40	9.27	DIAGONAL	LI 4" x 1/4"	DIAGONAL	-		
						HORIZONTAL	LI 4" x 1/4"	HORIZONTAL	LI 2" x 3/16"		
TR-10	6.00	12.75	12"	40	10.31	DIAGONAL	LI 4" x 1/4"	DIAGONAL	-		
						HORIZONTAL	LI 4" x 1/4"	HORIZONTAL	LI 2" x 3/16"	DIAG. HORIZ	LI 2 1/2" x 3/16"

Para la selección de los perfiles es necesario realizar varias propuestas y de estas propuestas obtener los perfiles óptimos para el proyecto. Se tiene que tomar en cuenta el funcionamiento de la estructura y los perfiles disponibles en la región esto para optimizar la relación calidad precio. En la empresa, ya que diariamente revisamos el diseño de un promedio de 30 torres, utilizamos cierto tipo de secciones considerando la región, tipo de terreno, topografía etc., las cuales ya tenemos una idea cumplirán con dicha relación.

Cálculo de Área de Elementos Estructurales

Definiendo la separación que existirá entre piernas y los perfiles que se utilizarán en la torre es posible la obtención de áreas expuestas al viento, en la imagen 5 se muestra la separación existente en el primer tramo de la torre.

Sección	Separación Inf. [m]	Separación Sup. [m]	Longitud [m]	Área piernas. [m ²]	Área diagonal. [m ²]	Area Horiz. [m ²]	A torre [m ²]
TR-0X	1.80	1.80	3.00	0.53	0.43	0.09	1.28
TR-1	1.80	1.80	6.00	1.37	0.98	0.17	2.97
TR-2	1.80	1.80	6.00	1.37	0.98	0.17	2.97
TR-3	2.40	1.80	6.00	2.02	1.03	0.24	3.73
TR-4	3.00	2.40	6.00	2.02	0.93	0.43	3.83
TR-5	3.60	3.00	6.00	2.02	0.97	0.52	3.96
TR-6	4.20	3.60	6.00	2.63	1.01	0.72	4.81
TR-7	4.80	4.20	6.00	2.63	1.05	1.03	5.17
TR-8	5.40	4.80	6.00	3.28	1.47	1.18	6.39
TR-9	6.00	5.40	6.00	3.28	1.55	1.34	6.63
TR-10	6.60	6.00	6.00	3.89	1.68	1.46	7.48

Tabla 6(Calculo Áreas Secciones de Torre)

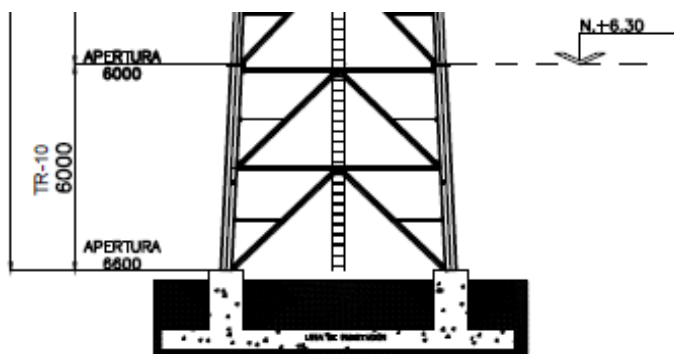


Imagen 5 (Tramo TR-10)

Obtención del área de las secciones:

Contando con el tipo de secciones que se utilizara y la configuración de la torre es posible obtener el área expuesta al viento esto gracias a las especificaciones que podemos obtener del manual IMCA

Sección	Cable de 1/2" # de cables	Cable de 7/8" # de cables	Área cables Total [m ²]	Área Traslapada en celosía [m ²]	Área cables Neta * [m ²]	Área sólida [m ²]
TR-0X	2	6	0.59	0.098	0.50	1.77
TR-1	2	6	1.19	0.187	1.00	3.97
TR-2	2	6	1.19	0.217	0.97	4.71
TR-3	2	6	1.19	0.170	1.02	4.84
TR-4	2	6	1.19	0.157	1.03	5.00
TR-5	2	6	1.19	0.172	1.02	5.83
TR-6	2	6	1.30	0.18	1.13	6.29
TR-7	2	6	1.30	0.19	1.12	7.50
TR-8	2	6	1.30	0.17	1.13	7.76
TR-9	2	6	1.30	0.17	1.13	8.62
TR-10	2	6	1.30	0.17	1.14	8.87

Tabla 7(Calculo Área de Cables)

- Para el área neta se considera la reducción del área de exposición de los cables debido al traslape con diagonales y horizontales, considerando ésta en el cálculo para la celosía ya que en esta es donde se utiliza un Ca más crítico.

A partir de la relación de sólidos obtenida, se asigna un coeficiente de arrastre C_a para cada tipo de sección que conforma la estructura. Se utilizan las tablas, I.25 y I.27 del Manual CFE viento (1993), atendiendo a las notas correspondientes a las mismas.

Se calculará un coeficiente de arrastre C_a total que se utilizará en toda la sección considerada.

$$C_a \text{ tramo} = (A_{\text{piernas}} * C_{a\text{piernas}} + A_{\text{aplanos}} * C_{a\text{aplanos}} + A_{\text{acables}} * C_{a\text{acables}}) / A_{\text{total expuesta}}$$

Sección	Pierna			Diagonales		Horizontales	
	b [m]	bVd [m ² /s]	C_a	b [m]	C_a	b [m]	C_a
TR-0X	0.089	5.60	1.15	0.051	2.17	0.051	2.17
TR-1	0.114	7.12	1.10	0.064	2.11	0.051	2.11
TR-2	0.168	10.37	1.10	0.064	2.12	0.064	2.12
TR-3	0.168	10.24	1.10	0.076	2.27	0.064	2.27
TR-4	0.168	10.08	1.10	0.076	2.43	0.064	2.43
TR-5	0.219	12.92	1.10	0.076	2.46	0.076	2.46
TR-6	0.219	12.65	1.10	0.076	2.53	0.102	2.53
TR-7	0.273	15.36	1.10	0.102	2.50	0.102	2.50
TR-8	0.273	14.82	1.10	0.102	2.57	0.102	2.57
TR-9	0.324	16.86	1.10	0.102	2.57	0.102	2.57
TR-10	0.324	16.86	1.10	0.102	2.63	0.102	2.63

Sección	Cable			C.G.O		Ca tramo
	b [m]	bVd [m ² /s]	C_a	b [m]	C_a	
TR-0X	0.028	1.76	1.20	0.038	2.17	1.67
TR-1	0.028	1.75	1.20	0.038	2.11	1.61
TR-2	0.028	1.73	1.20	0.038	2.12	1.56
TR-3	0.028	1.71	1.20	0.038	2.27	1.63
TR-4	0.028	1.68	1.20	0.038	2.43	1.72
TR-5	0.028	1.65	1.20	0.038	2.46	1.70
TR-6	0.028	1.62	1.20	0.038	2.53	1.77
TR-7	0.028	1.57	1.20	0.038	2.50	1.75
TR-8	0.028	1.52	1.20	0.038	2.57	1.81
TR-9	0.028	1.46	1.20	0.038	2.57	1.78
TR-10	0.028	1.46	1.20	0.038	2.63	1.83

- b diámetro promedio promedio de los elementos de sección circular en metros, Vd es la velocidad de diseño del viento en m/s

Tabla 7 y 8 (Cálculo Coeficiente de Arrastre para Secciones de la torre)

Calculo de Velocidad de Diseño

Sección	Longitud [m]	Niv. Inf. [m]	Niv. Sup. [m]	Z [m]	Frz	F	Vd [km/hr]
TR-0X	3.00	60.00	63.00	61.50	1.349	1.349	226.67
TR-1	6.00	54.00	60.00	57.00	1.339	1.339	224.87
TR-2	6.00	48.00	54.00	51.00	1.323	1.323	222.26
TR-3	6.00	42.00	48.00	45.00	1.306	1.306	219.36
TR-4	6.00	36.00	42.00	39.00	1.286	1.286	216.09
TR-5	6.00	30.00	36.00	33.00	1.264	1.264	212.33
TR-6	6.00	24.00	30.00	27.00	1.238	1.238	207.90
TR-7	6.00	18.00	24.00	21.00	1.205	1.205	202.49
TR-8	6.00	12.00	18.00	15.00	1.163	1.163	195.46
TR-9	6.00	6.00	12.00	9.00	1.115	1.115	187.31
TR-10	6.00	0.00	6.00	3.00	1.115	1.115	187.31

Tabla 9 (Cálculo Velocidad de diseño por Sección)

Diseño de Torres de Telecomunicación



Cálculo de Fuerzas de Vientos sobre Estructura de la Torre

Los siguientes parámetros son obtenidos como se explicó en la sección *PROCEDIMIENTOS PARA DETERMINAR LAS ACCIONES POR VIENTO*

Sección	qz [kg/m2]	g	Fg	Pz [kg/m2]	Fz [kg]	Nodos p/sec.	Fuerza / Nodo
TR-0X	241.43	1.28	1.25	506.79	1,048.24	6	174.71
TR-1	237.61	1.28	1.25	475.71	2,170.06	8	271.26
TR-2	232.12	1.29	1.24	449.43	2,378.73	8	297.34
TR-3	226.10	1.29	1.23	453.99	2,465.54	10	246.55
TR-4	219.41	1.30	1.22	459.66	2,566.07	10	256.61
TR-5	211.84	1.31	1.20	434.70	2,788.07	10	278.81
TR-6	203.10	1.31	1.19	426.22	2,932.74	10	293.27
TR-7	192.66	1.32	1.17	394.97	3,195.94	10	319.59
TR-8	179.52	1.34	1.15	371.30	3,098.81	10	309.88
TR-9	164.86	1.36	1.12	327.77	3,017.55	10	301.75
TR-10	164.86	1.36	1.12	336.23	3,179.54	10	317.95
Vtotal (kg)=					28,841.29		

Tabla 10(Calculo de Fuerzas por Nodo para Modelado)

Análisis de Fuerzas Debido a las Antenas

Debido a que no existe una normalización en nuestro país para asignar coeficientes de arrastre para parábolas con radomo cilíndrico plano, las fuerzas y momentos debidos al viento se calcularan directamente a partir de las medidas experimentales tomadas por los fabricantes del equipo. En La siguiente tabla se incluye la información técnica correspondiente (catálogos SCALA, DECCIBEL Y EMS para antenas celulares y catalogo vigente de Andrew Corporation en caso de parábolas).

FUERZAS, PESOS Y MOMENTOS PARA PARÁBOLAS CON RADOMO
CILÍNDRICO PLANO (Vc=200 Km/h Velocidad de Catalogo)

DIÁMETRO		Fc catalogo (0°)		Fc catalogo (90°)		Fc catalogo (90°)		MT catalogo (90°)		PESOS		AREA
ft.	m.	lb.	Kgf.	lb.	Kgf.	lb.	Kgf.	lb-ft	Kgf-m	lb.	Kgf.	cm2
1	0.3	68	30.90	34	15.30	-6	-2.65	62	8.57	22.9	10.4	8.70
2	0.6	209	94.73	103	46.91	-18	-8.26	207	28.55	41	18.5	26.71
4	1.2	634	287.66	314	142.56	-55	-24.98	712	98.50	170	77	81.10
6	1.8	1427	647.32	707	320.60	-124	-56.08	1825	252.28	281	127	182.39
8	2.4	2537	1150.65	1257	570.02	-220	-99.73	3638	502.92	447	203	324.32
10	3.0	3964	1797.96	1964	890.62	-344	-155.81	6300	871.04	541	245	506.71
12	3.7	5708	2589.06	2827	1282.50	-495	-224.44	9960	1376.92	850	386	729.67
15	4.5	8919	4045.42	4418	2003.95	-773	-350.68	17641	2438.06	1780	807	1140.06

Tabla 11(Especificaciones Antenas)

Para antenas RF se empleará el modelo RFS APXV86-905616-C, cuyas fuerzas de diseño se calcularán a partir de la siguiente tabla donde se incluye la información técnica correspondiente proporcionada por el fabricante.

FUERZA Y PESO PARA ANTENAS CELULARES
(Vc=160Km/h, Velocidad de Catalogo)

MODELO	Fc (0°) (Fuerza de Catalogo)		PESOS	
	lb.	Kg	lb.	Kg.
RFS APXV86-906516-C	258	117.3	59	27

Tabla 12(Peso Antenas)

Diseño de Torres de Telecomunicación

Fuerzas de diseño:

La fuerza de equipos se calcula con la siguiente fórmula:

Fuerza en equipo = $(V_{diseño}/V_{catalogo})^2 \times$ Fuerza de catálogo de acuerdo al inciso 3.2.6. parábolas y antenas de la Norma Telesites.

Nivel [m]	Elemento	Fa Cat. @ 160 km/hr [kg]	Fs Cat. @ 160 km/hr [kg]	Frz	F	Vd [Km/hr]	
63.00	12 Antenas RFS APXV86	469.20	0.00	1.35	1.35	227.25	
63.00	1 Soporte Bandera 12 RF	57.74	0.00	1.35	1.35	227.25	
60.75	1 Plato de MO de 1.20m a 0°	184.10	0.00	1.35	1.35	226.38	
60.75	1 Plato de MO de 0.60m a 0°	60.63	0.00	1.35	1.35	226.38	
60.75	1 Plato de MO de 1.20m a 90°	91.24	15.99	1.35	1.35	226.38	
58.50	9 Antenas RFS APXV86	351.90	0.00	1.34	1.34	225.49	
58.50	1 Soporte Bandera 9 RF	40.42	0.00	1.34	1.34	225.49	
56.25	1 Plato de MO de 1.20m a 0°	184.10	0.00	1.34	1.34	224.56	
56.25	1 Plato de MO de 0.60m a 0°	60.63	0.00	1.34	1.34	224.56	
56.25	1 Plato de MO de 1.20m a 90°	91.24	15.99	1.34	1.34	224.56	
54.00	9 Antenas RFS APXV86	351.90	0.00	1.33	1.33	223.60	
54.00	1 Soporte Bandera 9 RF	40.42	0.00	1.33	1.33	223.60	
30.00	1 Plataforma de Descanso	0.00	0.00	1.25	1.25	210.22	
Nivel [m]	Fa [Kg]	Fs [Kg]	Mo. [Kg-m]	Peso [Kg]	Nivel [m]	Cort. Resp. Base de Sec. [Kg]	Mon. Resp. Base de sec. [kg-m]
63.00	946.50	0.00	0.00	660.00	60.00	1,735.56	3,693.37
63.00	116.47	0.00	0.00	600.00	54.00	3,176.55	19,102.12
60.75	368.56	0.00	0.00	157.00	48.00	3,942.75	42,758.61
60.75	121.37	0.00	0.00	53.50	42.00	3,942.75	66,415.10
60.75	182.65	32.01	126.20	157.00	36.00	3,942.75	90,071.59
58.50	698.92	0.00	0.00	495.00	30.00	3,942.75	113,728.08
58.50	80.27	0.00	0.00	450.00	24.00	3,942.75	137,384.56
56.25	362.65	0.00	0.00	157.00	18.00	3,942.75	161,041.05
56.25	119.43	0.00	0.00	53.50	12.00	3,942.75	184,697.54
56.25	179.72	31.49	124.18	157.00	6.00	3,942.75	208,354.03
54.00	687.27	0.00	0.00	495.00	0.00	3,942.75	232,010.51
54.00	78.93	0.00	0.00	450.00			
30.00	0.00	0.00	0.00	150.00			
Vtotal (kg)=	3,942.75						

Tabla 13 y 14 (Fuerzas de Diseño)

Fuerza total debido a la carga del viento sobre la torre Autosoportada mas la carga de las antenas.

Sección	Nivel [m]	Cortante [kg]	Cortante [kg]
TR-0X	60.00	2,784	5,266
TR-1	54.00	6,395	33,474
TR-2	48.00	9,540	83,577
TR-3	42.00	12,005	148,212
TR-4	36.00	14,571	227,942
TR-5	30.00	17,359	323,734
TR-6	24.00	20,292	436,689
TR-7	18.00	23,488	568,030
TR-8	12.00	26,587	718,255
TR-9	6.00	29,604	886,830
TR-10	0.00	32,784	1,073,995
		32,784	1,073,995

Fuerza cortante Total= 32,784 kg
Momento en la base Total = 1'073,995 kg

Tabla 15 (Cargas Totales)



Parámetros de Diseño

Viento de Operación

Se repite el proceso utilizada para el cálculo de los parámetros de diseño, pero ahora utilizando el valor del Viento de Operación el cual es al 65 % de la velocidad de diseño para este sitio seria de $V_o = 168 * 0.65 = 109.2$ km/hr.

Ciudad	GALILEI		
ASNM=	354	m	
Categoría=	1		(categoría de terreno de acuerdo con la rugosidad, ver sección 4.6.1 de CFE)
H=	63	m	(altura total de la construcción)
b=	4.2	m	(Anchura promedio de la estructura)
VR=	109.2	km/m	(velocidad del viento de la región)
FT=	1.0	adimensional	(factor de topografía local)
a=	0.105		(coeficiente en función de la rugosidad de terreno)
Ω =	731.68		(presión barométrica, en mm de Hg)
t=	20		(temperatura ambiental en °C)
no=	1.00779	Hz	(frecuencia natural de vibración de la estructura, Hz)
VH=	147.71	km/m	
V'H=	115.55	km/m	
G=	0.979	adimensional.	(factor de corrección por temperatura y por altura respecto al nivel del mar)
Fc=	1.00	adimensional.	(factor determinante de la influencia de la altura de la estructura, para análisis dinámico cte=1)
Clase=	C		(clase de la estructura según su tamaño)
d=	245		(coeficiente en función de la altura de terreno)
k'=	1.224		(factor que depende de la rugosidad del sitio)
η =	-0.032		(factor que depende de la rugosidad del sitio)
kr=	0.06		
a'=	0.13		
Ca'=	2.431		(factor que representa la relación de la energía de ráfaga con la frecuencia natural de la estructura)
ξ =	0.01		(amortiguamiento crítico, cte=0.01)
Γ/μ =	0.21		
b/H=	0.066666667		(relación ancho/altura de la construcción)
3.6 no			
(H/V'H)	1.978	Hz	(frecuencia reducida)
gH.=	1.278		
3.6			
no/(V'H)	0.031	ondas/m	
v=	0.6012	Hz	(Coeficiente de la rapidez de fluctuacion promedio)
Xo=	38.31		
E=	0.088		(factor de relación de energía de ráfaga con frecuencia natural de la estructura)
B=	1.1451		(factor de excitación de fondo)
S=	0.0720		(factor de reducción por tamaño)
gp=	4.066		(factor de pico)

Análisis de Áreas para la Torre

Sección	Separación Inf. [m]	Separación Sup. [m]	Longitud [m]	Apier. [m ²]	Adiag. [m ²]	Ahoriz. [m ²]	A torre [m ²]
TR-0X	1.80	1.80	3.00	0.53	0.43	0.09	1.05
TR-1	1.80	1.80	6.00	1.37	0.98	0.17	2.52
TR-2	2.40	1.80	6.00	2.02	1.03	0.24	3.28
TR-3	3.00	2.40	6.00	2.02	0.93	0.43	3.37
TR-4	3.60	3.00	6.00	2.02	0.97	0.52	3.51
TR-5	4.20	3.60	6.00	2.63	1.01	0.72	4.35
TR-6	4.80	4.20	6.00	2.63	1.05	1.03	4.71
TR-7	5.40	4.80	6.00	3.28	1.47	1.18	5.93
TR-8	6.00	5.40	6.00	3.28	1.55	1.34	6.17
TR-9	6.60	6.00	6.00	3.89	1.68	1.46	7.03
TR-10	7.20	6.60	6.00	3.89	1.77	1.62	7.28

Tabla 16(Calculo de Áreas Secciones de Torre)

Sección	1/2"	7/8"	A cables Total [m ²]	A Traslapada en celosía [m ²]	A cables Neta * [m ²]	A solida [m ²]
TR-0X	2	6	0.59	0.10	0.50	1.55
TR-1	2	6	1.19	0.19	1.00	3.52
TR-2	2	6	1.19	0.22	0.97	4.25
TR-3	2	6	1.19	0.17	1.02	4.39
TR-4	2	6	1.19	0.16	1.03	4.54
TR-5	2	6	1.19	0.17	1.02	5.37
TR-6	2	6	1.30	0.18	1.01	5.72
TR-7	2	6	1.30	0.19	1.00	6.93
TR-8	2	6	1.30	0.17	1.02	7.19
TR-9	2	6	1.30	0.17	1.02	8.05
TR-10	2	6	1.30	0.17	1.02	8.30

Tabla 17(Calculo de Áreas de Cable)

Determinación del Ca, general

Norma Telesities 3.2.7. Torres de celosía,

Ca tramo = (Apierna x Capiernas + Aplanos x Caplanos + Acables x Cacables)/ Atotal expuestas

Sección	Piernas			Diagonales		horizontales	
	b [m]	bVd [m ² /s]	Ca	b [m]	Ca	b [m]	Ca
TR-0X	0.089	3.64	1.41	0.051	2.17	0.051	2.17
TR-1	0.114	4.63	1.28	0.064	2.11	0.051	2.11
TR-2	0.168	6.74	1.10	0.064	2.12	0.064	2.12
TR-3	0.168	6.65	1.10	0.076	2.27	0.064	2.27
TR-4	0.168	6.55	1.10	0.076	2.43	0.064	2.43
TR-5	0.219	8.40	1.10	0.076	2.46	0.076	2.46
TR-6	0.219	8.22	1.10	0.076	2.53	0.102	2.53
TR-7	0.273	9.98	1.10	0.102	2.50	0.102	2.50
TR-8	0.273	9.63	1.10	0.102	2.57	0.102	2.57
TR-9	0.324	10.96	1.10	0.102	2.57	0.102	2.57
TR-10	0.324	10.96	1.10	0.102	2.63	0.102	2.63

Tablas 18(Calculo Coeficiente de Arrastre)



Calculo de Velocidad de Diseño

Sección	Longitud [m]	Niv. Inf. [m]	Niv. Sup. [m]	Z [m]	Frz	F	Vd [km/hr]
TR-0X	3.00	60.00	63.00	61.50	1.349	1.349	147.34
TR-1	6.00	54.00	60.00	57.00	1.339	1.339	146.17
TR-2	6.00	48.00	54.00	51.00	1.323	1.323	144.47
TR-3	6.00	42.00	48.00	45.00	1.306	1.306	142.58
TR-4	6.00	36.00	42.00	39.00	1.286	1.286	140.46
TR-5	6.00	30.00	36.00	33.00	1.264	1.264	138.02
TR-6	6.00	24.00	30.00	27.00	1.238	1.238	135.14
TR-7	6.00	18.00	24.00	21.00	1.205	1.205	131.62
TR-8	6.00	12.00	18.00	15.00	1.163	1.163	127.05
TR-9	6.00	6.00	12.00	9.00	1.115	1.115	121.75
TR-10	6.00	0.00	6.00	3.00	1.115	1.115	121.75

Tabla 19(Calculo Velocidad de Diseño por Sección)

Calculo de Fuerzas de viento sobre Estructura

Sección	qz [kg/m2]	g	Fg	Pz [kg/m2]	Fz [kg]	Nodos p/sec.	Fuerza / Nodo
TR-0X	102.00	1.28	1.13	201.18	416.11	6	69.35
TR-1	100.39	1.28	1.13	187.72	856.33	8	107.04
TR-2	98.07	1.29	1.12	171.49	907.67	8	113.46
TR-3	95.53	1.29	1.11	173.23	940.80	10	94.08
TR-4	92.70	1.30	1.10	175.40	979.16	10	97.92
TR-5	89.50	1.31	1.09	165.87	1,063.87	10	106.39
TR-6	85.81	1.31	1.07	163.51	1,106.47	10	110.65
TR-7	81.40	1.32	1.06	151.39	1,207.74	10	120.77
TR-8	75.85	1.34	1.03	142.34	1,171.71	10	117.17
TR-9	69.65	1.36	1.01	125.58	1,141.83	10	114.18
TR-10	69.65	1.36	1.01	128.84	1,203.64	10	120.36
Vtotal [kg]=					10,995.35		

Tabla 20(Calculo Fuerzas por Nodo para Modelado)

Análisis de Fuerzas Debido a las Antenas

Fuerzas de diseño:

La fuerza de equipos se calcula con la siguiente formula:

Fuerza en equipo= $(V_{diseño}/V_{catalogo})^2 \times$ Fuerza de catalogo

de acuerdo al inciso 3.2.6. parábolas y antenas de la Norma Telesites.

Nivel [m]	Elemento	Fa Cat. @ 160 km/hr [kg]	Fs Cat. @ 160 km/hr [kg]	Frz	F	Vd [Km/hr]
63.00	12 Antenas RFS APXV86	469.20	0.00	1.35	1.35	147.71
63.00	1 Soporte Bandera 12 RF	57.74	0.00	1.35	1.35	147.71
60.75	1 Plato de MO de 1.20m a 0°	184.10	0.00	1.35	1.35	147.15
60.75	1 Plato de MO de 0.60m a 0°	60.63	0.00	1.35	1.35	147.15
60.75	1 Plato de MO de 1.20m a 90°	91.24	15.99	1.35	1.35	147.15
58.50	9 Antenas RFS APXV86	351.90	0.00	1.34	1.34	146.57
58.50	1 Soporte Bandera 9 RF	40.42	0.00	1.34	1.34	146.57
56.25	1 Plato de MO de 1.20m a 0°	184.10	0.00	1.34	1.34	145.96
56.25	1 Plato de MO de 0.60m a 0°	60.63	0.00	1.34	1.34	145.96
56.25	1 Plato de MO de 1.20m a 90°	91.24	15.99	1.34	1.34	145.96
54.00	9 Antenas RFS APXV86	351.90	0.00	1.33	1.33	145.34
54.00	1 Soporte Bandera 9 RF	40.42	0.00	1.33	1.33	145.34
30.00	1 Plataforma de Descanso	0.00	0.00	1.25	1.25	136.64

Nivel [m]	Fa [Kg]	Fs [Kg]	Mo. [Kg-m]	Peso [Kg]	Nivel [m]	Cort. Resp. Base de Sec. [Kg]	Mon. Resp. Base de sec. [kg.m]
63.00	399.90	0.00	0.00	660.00	60.00	733.27	1,560.45
63.00	49.21	0.00	0.00	600.00	54.00	1,342.09	8,070.65
60.75	155.72	0.00	0.00	157.00	48.00	1,665.81	18,065.51
60.75	51.28	0.00	0.00	53.50	42.00	1,665.81	28,060.38
60.75	77.17	13.52	53.32	157.00	36.00	1,665.81	38,055.25
58.50	295.29	0.00	0.00	495.00	30.00	1,665.81	48,050.11
58.50	33.92	0.00	0.00	450.00	24.00	1,665.81	58,044.98
56.25	153.22	0.00	0.00	157.00	18.00	1,665.81	68,039.84
56.25	50.46	0.00	0.00	53.50	12.00	1,665.81	78,034.71
56.25	75.93	13.31	52.47	157.00	6.00	1,665.81	88,029.58
54.00	290.37	0.00	0.00	495.00	0.00	1,665.81	98,024.44
54.00	33.35	0.00	0.00	450.00			
30.00	0.00	0.00	0.00	150.00			
Vtotal (kg)=	1,665.81						

Tabla 21 y 22 (Cálculo Fuerzas en Antenas)

Fuerza total debido a la carga de viento sobre la torre más la carga de las antenas.

Sección	Nivel [m]	Cortante [kg]	Momento [kg]
TR-0X	60.00	1,149	2,185
TR-1	54.00	2,615	13,760
TR-3	48.00	3,846	34,113
TR-4	42.00	4,787	60,011
TR-5	36.00	5,766	91,669
TR-6	30.00	6,830	129,456
TR-7	24.00	7,936	173,754
TR-8	18.00	9,144	224,994
TR-9	12.00	10,316	283,373
TR-10	6.00	11,458	348,693
TR-11	0.00	12,661	421,049
		12,661	421,049

Tabla 23 (Fuerzas Totales)

**Fuerza cortante total = 12,661 kg.
Momento en la base total = 421,049 kg.**



Diseño Sismo

El análisis sísmico se realiza conforme a lo estipulado en el Manual de Diseño por Sismo emitido por CFE 1993 por medio de un análisis modal espectral. Para este tipo de torres se estipula en la Norma Telesites que se realice un análisis dinámico en el programa Staad Pro V8iSS5 con el método CQC declarando las ordénales espectrales y las masas de todos los accesorios que intervengan en su estudio. Este método es ventajoso para estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural, este considera además una correlación entre los valores modales máximos. De este modo, se obtienen los valores más probables de desplazamientos y fuerzas. Se explicará la metodología utilizada por el programa cuando se le indica utilizar la normativa de CFE.

Metodología

El coeficiente de la zona sísmica y los valores de los parámetros son suministrados por el usuario mediante el comando DEFINE CFE LOAD.

El programa calcula el período natural de construcción T utilizando el método de Rayleigh-Quociente. Si se proporciona un período de tiempo en el archivo de entrada, se utiliza en lugar del período calculado.

La aceleración a se calcula de acuerdo con lo siguiente:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = c \left[\frac{T_b}{T} \right]^r; \quad \text{si } T > T_b$$

Imagen 6(CFE Sismo 1993)

Dónde: los parámetros se obtienen de la *tabla 5* tomada del manual de CFE (1993) tomando en cuenta la zona sísmica y tipo de suelo.

Espectros de diseño para estructuras

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

Tabla 24(CFE Sismo1993)



Diseño de Torres de Telecomunicación

El Factor Reductivo por Ductilidad (Q') se obtienen mediante la siguiente formula:

$$Q' = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$$

$$Q' = Q; \quad \text{si } T > T_a$$

Imagen 7(CFE Sismo 1993)

Donde el factor de comportamiento sísmico (Q)=2

Las Fuerzas Sísmicas Laterales se obtendrán mediante las siguientes expresiones (P_n):

$$P_n = W_n h_n \left[\frac{\sum_{n=1}^N W_n}{\sum_{n=1}^N W_n h_n} \right] \frac{a}{Q'} \quad \text{Si } T \leq T_b$$

$$P_n = W_n \left(\frac{a}{Q} \right) (k_1 h_1 + k_2 h_1^2) \quad \text{Si } T_b < T$$

Donde:

$$K_1 = \frac{q[1-r(1-q)]\Sigma W_i}{\Sigma(W_i / h_i)}$$

$$K_2 = \frac{1.5rq(1-q)\Sigma W_i}{\Sigma(W_i / h_i^2)}$$

$$q = (T_b/T)^r$$

Este proceso nos da un resultado de

```

*****
*
* RAYLEIGH FREQUENCY FOR LOADING      4 =      0.87461 CPS
* MAX DEFLECTION = 46.70682 CM  GLO X,  AT JOINT  277
*
*****

```

El cual nos da un periodo de $1/0.87461 = 1.1436$ seg.

Modelado de la Estructura

A continuación se presenta un breve resumen del modelado por medio del programa Stadd, esto es posible una vez que se tienen los valores de las cargas, perfiles y fuerzas externas que tiene que soportar la torre. Una vez que se a modelado la estructura es posible obtener las reacciones generadas y esfuerzos a los cuales se encuentra sometida nuestra estructura.

En la imagen que se presenta a continuación se puede observar la configuración estructural de la torre Autosoportada.

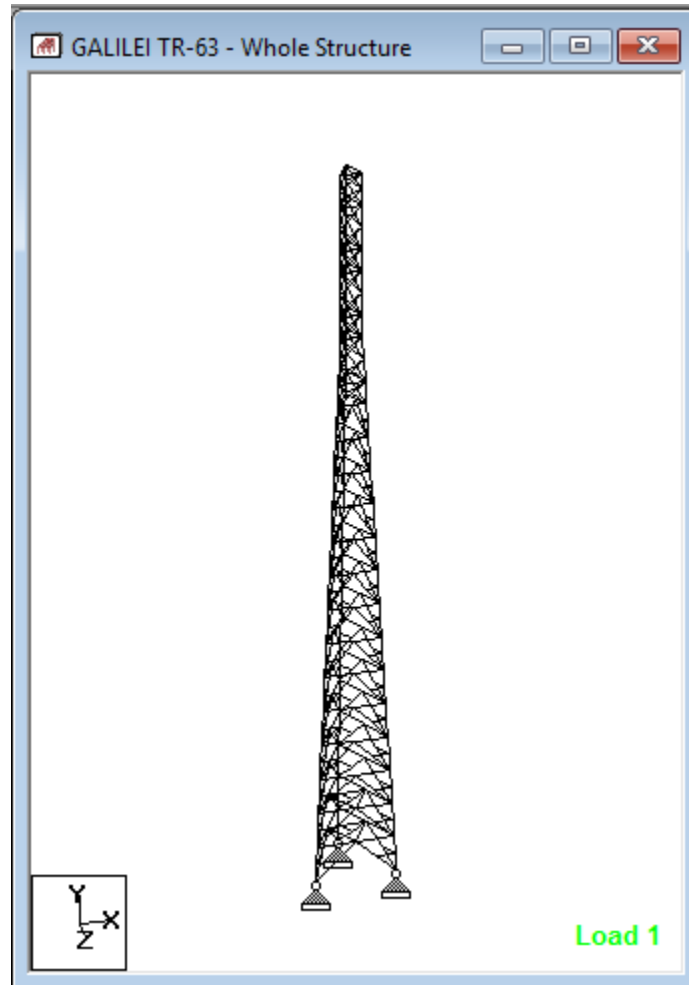


Imagen 8 (Modelo stadd)

Propiedades de los Perfiles Estructurales

El programa ya cuenta con una base de datos con diferentes tipos de secciones comerciales cargadas, si en algún caso se llegara a utilizar una sección con propiedades especiales es posible crearla, definiendo desde sus dimensiones, material (acero, madera, concreto etc.), especificaciones del material punto de fluencia etc. Nuestras estructuras son creadas con secciones de acero comercial, por tal motivo la mayoría de las secciones que utilizamos ya vienen en la base de datos del programa, en casos especiales se crea la sección. En esta estructura todas nuestras secciones propuestas son comerciales. En la *figura 6* se pueden observar los perfiles modelados en la estructura la nomenclatura utilizada en el programa tiene un significado los dos primeros términos significan el tipo de perfil **LI** los siguientes números corresponden a las medidas del perfil todos se encuentran en denominación a 1/16 por ejemplo el seleccionado en la figura corresponde a LI40404 el cual corresponde a un perfil tipo LI 4x1/16

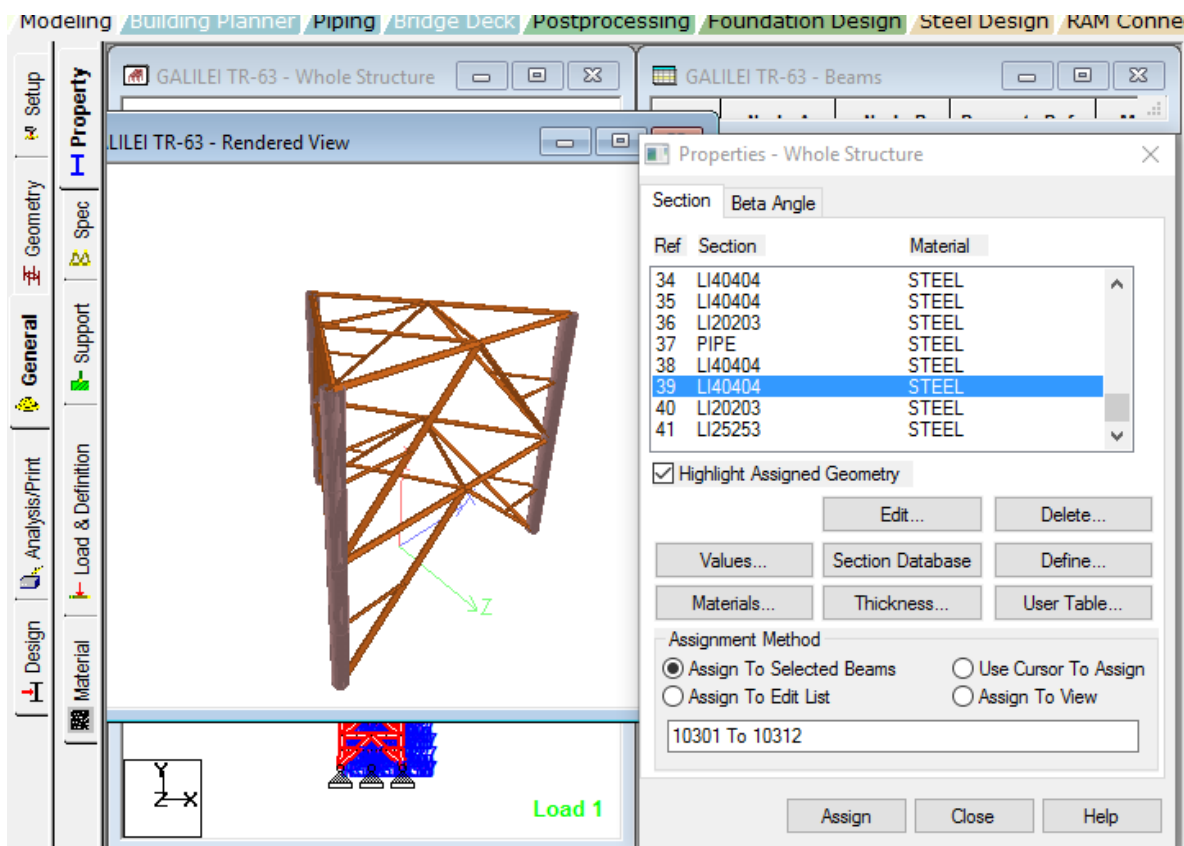


Imagen 9(Secciones Modelo Staad)

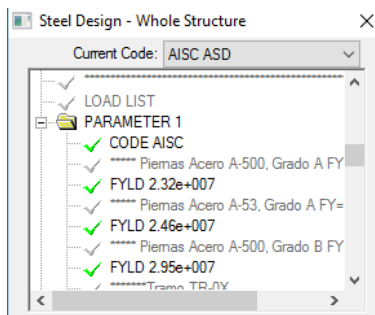


Imagen 10(Modelo staad)

En la *figura 10* se observan los parámetros asignados al acero en este caso el FY ya que según el tipo de acero utilizado es necesario asignar las propiedades del material.



Combinaciones de Cargas para Modelado (STAAD)

A continuación, se muestran las combinaciones de carga por las cuales revisamos las torres tomando en cuenta sismo, viento, cargas vivas y carga muerta, estas combinaciones están estipuladas en las Normas Telesites cumpliendo los parámetros establecidos en el manual de CFE de viento y sismo.

- **Las cargas primarias para autoportadas y monopolos deberán designarse como se indica a continuación:**

	#	Primarias
Peso propio	1	PP
Carga muerta	2	CM
Carga viva	3	CV
Frecuencia natural	4	FN
Viento Z (Regional)	5	Vz Regional
Viento Z (Operación)	6	Vz Operación
Sismo 100Z,30X	7	Sz,0.3 Sx
Sismo 100X,30Z	8	Sx,0.3 Sz
Sismo 100Z,30X (Deflexiones)	9	Szd,0.3 Sxd
Sismo 100X,30Z (Deflexiones)	10	Sxd,0.3 Szd
Sismo 150Z,0.50X (ASCE)	11	1.5Sz,0.5Sx

- **Combinaciones de carga para diseño de Autoportadas, Monopolos y Mástiles por ASD**

	#	DISEÑO
Gravitacional	12	1.0 (PP + CM + CV)
Viento en Z (+)	13	0.75 (PP + CM + CV + VzRegional)
Viento en Z (-)	14	0.75 (PP + CM + CV - VzRegional)
Sismo (+ +)	15	0.75 (PP + CM + CV + Sz,0.30 Sx)
Sismo (+ +)	16	0.75 (PP + CM + CV + Sx,0.30 Sz)
Sismo (- -)	17	0.75 (PP + CM + CV - Sz,0.30 Sx)
Sismo (- -)	18	0.75 (PP + CM + CV - Sx,0.30 Sz)

- **Combinaciones de carga para desplazamientos de Autoportadas, Monopolos y Mástiles por ASD y ASCE**

	#	DESPLAZAMIENTOS
Gravitacional	19	1.0 (PP + CM + CV)
Viento en Z (+)	20	1.0 (PP + CM + CV + VzOperación)
Viento en Z (-)	21	1.0 (PP + CM + CV - VzOperación)
Sismo (+ +)	22	1.0 (PP + CM + CV + Szd,0.30Sxd)
Sismo (+ +)	23	1.0 (PP + CM + CV + Sxd,0.30Szd)
Sismo (- -)	24	1.0 (PP + CM + CV - Szd,0.30Sxd)
Sismo (- -)	25	1.0 (PP + CM + CV - Sxd,0.30Szd)

- **Combinaciones de carga para diseño de Cimentación de Autoportadas, Monopolos y Mástiles**

	#	Cimentación
Gravitacional	26	1.0 (PP + CM + CV)
Viento en Z (+)	27	1.0 (0.9PP +0.9CM +0.9CV + VzRegional)
Viento en Z (-)	28	1.0 (0.9PP +0.9CM +0.9CV - VzRegional)
Sismo (+ +)	29	1.0 (0.9PP +0.9CM +0.9CV + Sz,0.30 Sx)
Sismo (+ +)	30	1.0 (0.9PP +0.9CM +0.9CV + Sx,0.30 Sz)
Sismo (- -)	31	1.0 (0.9PP +0.9CM +0.9CV - Sz,0.30 Sx)
Sismo (- -)	32	1.0 (0.9PP +0.9CM +0.9CV - Sx,0.30 Sz)

En la imagen que se muestra a continuación se puede observar las diferentes combinaciones de carga ingresadas al modelo mencionadas en la página anterior y que en capítulos anteriores se describió su obtención.

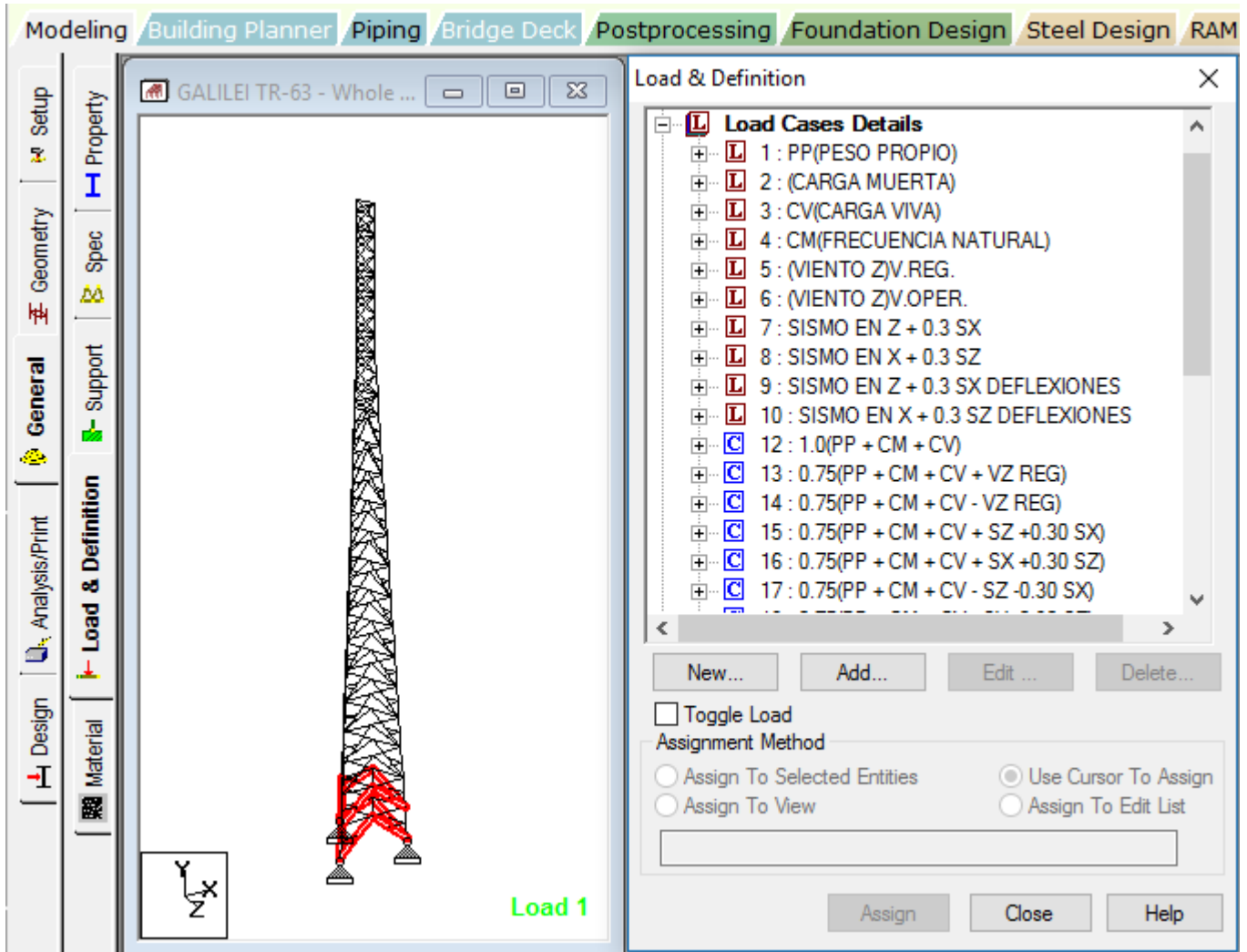


Figura 11(Combinación de Cargas Modelo Staad)

Esfuerzos

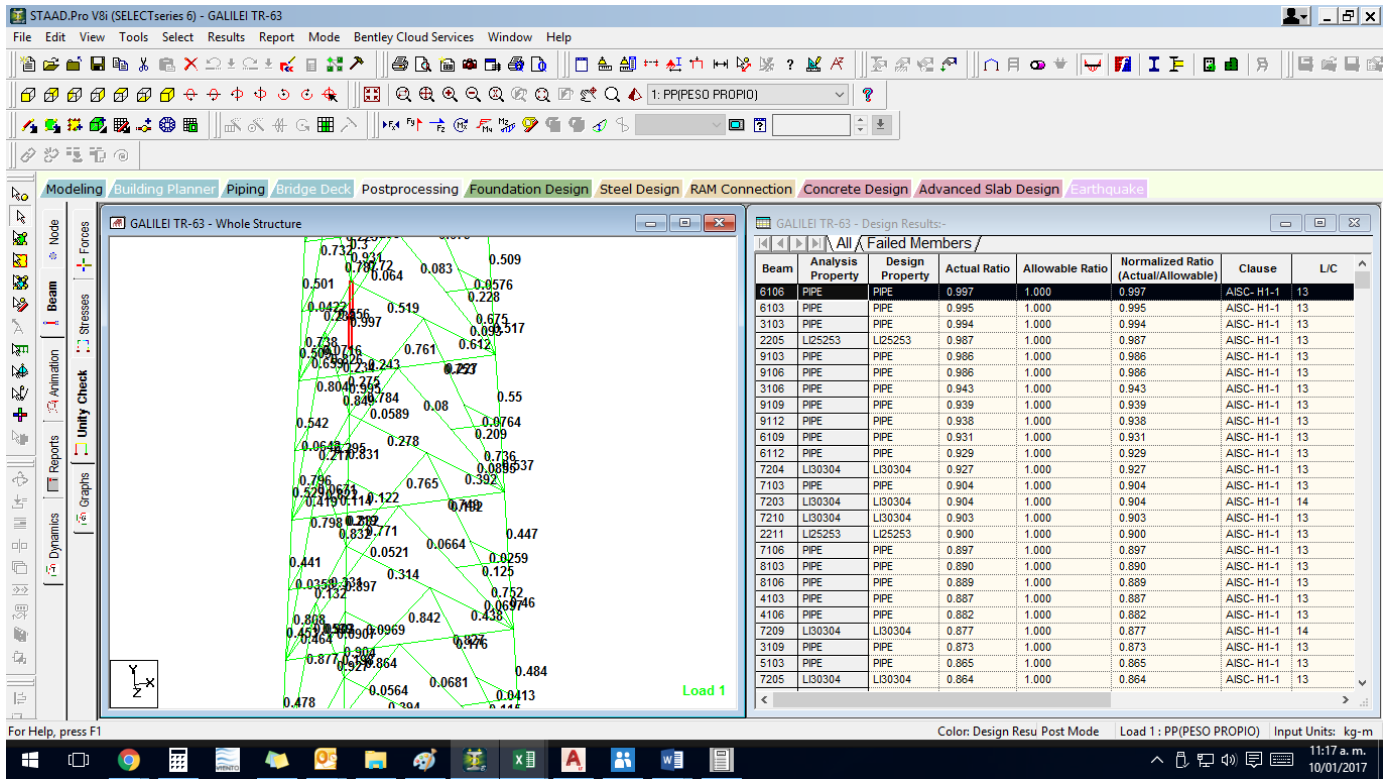


Imagen 12 (Esfuerzos Modelo Staad)

El máximo esfuerzo se da en la sección **6106**, la cual se encuentra al 99.7 % de su capacidad, la cual es ocasionada por la carga número 13 (viento en z) y lo permitido es al 100% esto ya que en las combinaciones de cargas utilizadas se agregan factores de diseño, por lo cual la estructura **CUMPLE**.

Revisión de Desplazamientos

La revisión de desplazamientos corresponde a las combinaciones de carga 18 (carga muerta 19 y 20 (viento de operación) y 21 a 24 (sismo).

Desplazamientos por viento

La altura de torre $h = 63$ mts.

Giro vertical máximo = 1.5°

Desplazamiento horizontal máximo permisible

$$P H \tan 1.5^\circ = (6300)(\tan 1.5^\circ) = \mathbf{164.97 \text{ cm}}$$

De acuerdo al análisis el desplazamiento máximo (carga 21) actuante en los nodos superiores de la torre se presenta en el nodo 289.

$$Act = \mathbf{21.213cm}$$

Con lo que se comprueba que los desplazamientos de la torre son menores que el límite máximo permisible.

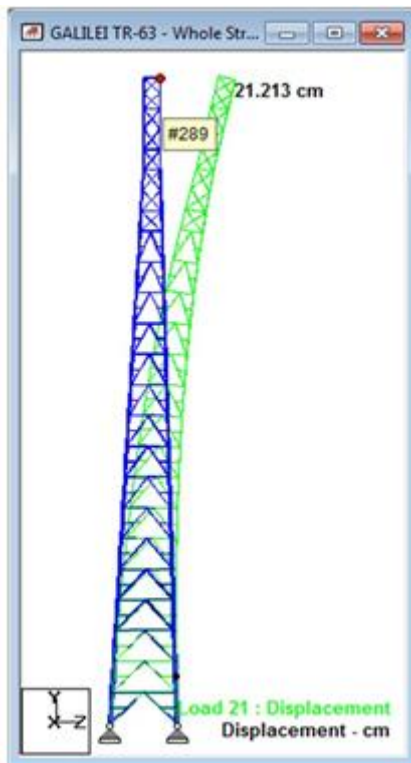


Imagen 13 (Desplazamiento Modelo Staad)

Desplazamientos por sismo.

La altura de torre $h = 63$ mts.

Giro vertical máximo = 1.5°

Desplazamiento horizontal máximo permisible

$$P H \tan 1.5^\circ = (6300)(\tan 1.5^\circ) = \mathbf{164.97 \text{ cm}}$$

De acuerdo al análisis el desplazamiento máximo (carga 22) actuante en los nodos superiores de la torre se presenta en el nodo 289.

$$Act = \mathbf{4.173cm}$$



CIMENTACION

Para el diseño de la cimentación se toma como valido el criterio utilizado por el RCDF y sus Normas Técnicas Complementarias. Se diseñará una zapata cuadrada con tres dados, ya que la torre es triangular.

A continuación, se presentan los datos para los cuales será necesario el diseño de la cimentación, obtenidos mediante la bajada de cargas y esfuerzos a los cuales está sometida la estructura y obtenidas con la ayuda de un software para el modelado de estructuras.

Datos de Diseño:

Velocidades del viento considerada en el diseño: 168 km/hr.

Altura de la torre por encima del nivel del suelo: 63.00 mts.

Separación de piernas en la base de la torre: 6.60 mts.

Momento de volteo a nivel de la base en sentido (X): 0.00 ton*m.

Momento de volteo a nivel de la base en sentido (Z): 1,061.90 ton*m.

Peso de la torre incluyendo accesorios: 22.61 ton.

Fuerza cortante total a nivel de la base en sentido (X): 0.00 ton

Fuerza cortante total a nivel de la base en sentido (Z): 32.04 ton

Capacidad de carga admisible por el suelo: 13.78 ton/m² a 2.0 m de profundidad

Nivel freático: 10.0 mts.

Coefficiente de fricción admisible entre el suelo y el concreto: 0.50

Factor de seguridad para deslizamiento: 2.00

Factor de seguridad para el momento: 2.00

Se manda a realizar un estudio completo de mecánica de suelos a alguna empresa especializada en la región en la cual se encuentra localizado el sitio, dicha empresa nos entrega un reporte completo, del cual nosotros obtenemos una capacidad de carga del suelo en el cual cimentaremos nuestra estructura. A continuación, se presenta una tabla con capacidades de cargas para distintas profundidades de desplante y dimensiones de la losa de cimentación.

CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA PARA LOSAS DE CIMENTACIÓN									
CLIENTE:	TELESITES	F.S.	3						
FECHA:	2016-08-06	TEORÍA:	FALLA LOCAL						
ECUACIÓN:	FALLA GENERAL: $Q_{adm} = 1.3 * c * N_c + q * N_q + 0.4 * y * B * N_y$ FALLA LOCAL: $Q_{adm} = 0.867 * c * N_c + q * N_q + 0.4 * y * B * N_y$								
ANCHO DE LOSA	LARGO DE LOSA	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	COHESIÓN	ÁNGULO DE FRICCIÓN	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	PESO VOLUMÉTRICO SUELO	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE
B (m)	L (m)	Df (m)	Cu (ton/m ²)	φ (°)	N'c	N'q	N'y	γ (ton/m ³)	Qa (ton/m ²)
8.00	8.00	1.50	11.599	0	5.700	1.000	0.000	1.61	19.90
9.00	9.00	1.50	11.599	0	5.700	1.000	0.000	1.61	19.90
4.00	4.00	2.00	18.482	0	5.700	1.000	0.000	1.61	31.51
8.00	8.00	2.00	18.482	0	5.700	1.000	0.000	1.61	31.51
9.00	9.00	2.00	18.482	0	5.700	1.000	0.000	1.61	31.51
8.00	8.00	2.50	18.482	0	5.700	1.000	0.000	1.61	31.78
9.00	9.00	2.50	18.482	0	5.700	1.000	0.000	1.61	31.78
8.00	8.00	3.00	18.482	0	5.700	1.000	0.000	1.61	32.04
9.00	9.00	3.00	18.482	0	5.700	1.000	0.000	1.61	32.04
9.00	9.00	3.50	18.482	0	5.700	1.000	0.000	1.61	32.31
8.00	8.00	4.00	18.482	0	5.700	1.000	0.000	1.61	32.58
9.00	9.00	4.00	18.482	0	5.700	1.000	0.000	1.61	32.58

Tabla 25(Capacidad de Carga del Terreno)



Node	L/C	Force-X Mton	Force-Y Mton	Force-Z Mton	Moment-X MTon-cm	Moment-Y MTon-cm	Moment-Z MTon-cm
3	27	-0.072	192.316	18.830	0.000	0.000	0.000
1	27	-6.452	-85.781	6.652	0.000	0.000	0.000
2	27	6.588	-86.941	6.562	0.000	0.000	0.000

Imagen 13 (Fuerzas Resultantes en Piernas Modelo Staad)

Cálculos para la cimentación:

Es necesario que se propongan dimensiones para la zapata tomando en cuenta las fuerzas a las cuales estará sometida.

Profundidad de desplante (**Df**): 2.00 m

Ancho de zapata (**A**): 10.50m

Largo de zapata (**B**): 10.50m

Espesor de zapata (**h**): 0.65m

Anchos de dados (**a y b**): 1.00 m

Altura de los dados por debajo del nivel de terreno: $2.00 - 0.65 = 1.35$ m

Altura de los dados por encima del nivel de terreno: 0.30 m

Centroide de la zapata: 5.25 m

Centroide de la torre, aspecto al paño de la zapata: 6.20 m

Volumen de la Cimentación:

Zapata: $10.50 \times 10.50 \times 0.65 = 71.66$ m³

Dados: $3 \times 1.00 \times 1.00 \times (1.35 + 0.30) = 4.95$ m³

Peso total del Concreto:

El concreto a utilizar para el colado de nuestra zapata concreto reforzado clase I

Densidad del concreto: 2.4 ton/m³

Peso de la losa: $(10.50 \times 10.5 \times 0.65) \times 2.4 = 171.99$ ton.

Peso de los dados: $(1.00 \times 1.00 \times (1.35 + 0.3)) \times 3 \times 2.4 = 11.88$ ton

Peso Total del Relleno:

El relleno será a base de material de banco compactado al 95% de la prueba proctor estándar en capas de 20 cm, de espesor y con un peso volumétrico de 1.60 ton/m³.

Densidad del suelo: 1.6 ton/m³

Se considera para el relleno, material de banco:

$$W = [A * B - 3 * a * b] * (df - h) * 1.6$$

$$W = [10.50 * 10.50 - 3 * (1.00 * 1.00)] * (2.00 - 0.65) * 1.6$$

$$W = 231.66 \text{ ton.}$$



Peso Total de la Estructura:

Losa de concreto: 171.99 ton
 Dados de concreto: 11.88 ton
 Relleno: 231.66 ton
 Torre: 22.61 ton

Total: 438.14 ton

Revisión del Momento Actuante:

Para el cálculo del momento actuante se emplearán las reacciones obtenidas del análisis de la torre con las combinaciones de carga para la cimentación mencionadas en el capítulo anterior, utilizando la combinación que resulte más desfavorable.

Momento de volteo en la parte más baja de la zapata:
 $1,061.90 + 32.04 * (0.65 + 1.35 + 0.30) = 1,135.61 \text{ ton*m}$

Momento resistente total de la base:

Losa. - $171.99/2.00 = 86.00 \text{ ton}$
 Dado. - $11.88/2.00 = 5.94 \text{ ton}$
 Relleno. - $231.66/2 = 115.83 \text{ ton}$
 Torre: - $22.61/2.00 = 11.31 \text{ ton}$

Total= 219.08 ton.

$$(86.00 \times 5.25) + (5.94 \times 6.20) + (115.83 \times 5.25) + (11.31 \times 6.20) = 1,166.55 \text{ ton*m}$$

$$1,166.55 \text{ ton*m} > 1,135.61 \text{ ton*m}$$

Factor de Seguridad Existente para el Momento de Volteo

$$\frac{(171.99 \times 5.25) + (11.88 \times 6.20) + (231.66 \times 5.25) + (22.61 \times 6.20)}{1,135.61} = 2.05 > 2.00 \text{ ok}$$

Factor de Seguridad Existente para Deslizamiento:

$$\frac{0.50 * 438.14}{32.04} = 6.84 > 2.00 \text{ ok}$$

Verificación del Suelo:

Excentricidad de la carga en sentido Z.- $\frac{1,135.61}{438.14} = 2.58 \text{ m}$

Excentricidad de la carga en sentido x.- 0.01 m

Longitud efectiva de la zapata = $10.50 - (2 * 0.01) = 10.48 \text{ m}$

Ancho efectivo de la zapata = $10.50 - (2 * 2.56) = 5.39 \text{ m}$

Presión actuante en el suelo

$$\frac{438.14}{5.39 * 10.48} = 7.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 13.78 \text{ ok la cimentacion cumple.}$$

Elementos Mecánicos

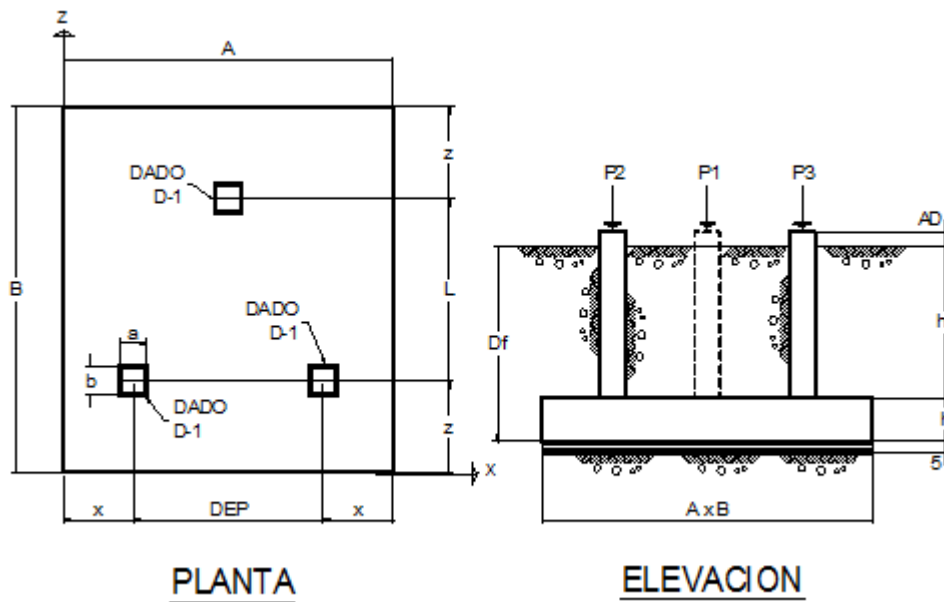


Imagen 14 (Esquema Cimentación)

Datos

Ancho de la base A y B	10.50 m
Excentricidad e	2.56 m
Distancia de dado a fin de losa a'	4.75 m
Carga máxima de compresión q_{max}	7.75 m
Espesor de relleno hf	1.35 m
Máxima fuerza de cortante por pierna	18,830 kg
Máxima fuerza de compresión por pierna	193,121 kg
Máxima fuerza de tensión por pierna	178,047 kg
Base Reducida	5.39 m
Carga de diseño Q diseño	4.03 T/m
Cálculo M_A	45.51 Ton*m
Cálculo F_A	16.74 Ton

Debido a la acción del viento FS = 1.1

$$M_u = M_a * 1.1 = 5006,606 \text{ kg*cm}$$

$$F_u = F_a * 1.1 = 18,417.65 \text{ kg}$$

Verificación por flexión y cortante

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño de Torres de Telecomunicación

Porcentaje de acero balanceado

$$pb = \frac{f'c}{fy} \times \frac{6000 \beta 1}{6000 + fy} = 0.0202$$

$$\rho_{max} = 0.75 * pb = 0.0152$$

Porcentaje de acero mínimo

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy} = 0.00264$$

Factor de reducción por flexión F_R

$$d = h - \text{recubrimiento} = 60 \text{ cm}$$

$$q = 1 \sqrt{\left(1 - 2 * \frac{Mu}{Fr * f'c * b * d^2}\right)} = 0.095$$

$$\rho = \frac{q * f'c}{fy} = 0.00386$$

$$\text{Rige } \rho = 0.00386$$

El área de acero requerida es $A_s = 23.18 \text{ cm}^2$

No. De varilla a utilizar = #8

Área de la varilla del No. 8 = 5.07 cm^2

No. De varillas = 5

Separación requerida = 21.86 cm

Separación Instalada = 21

$$\rho_{existente} = 0.00402 \rho \frac{p}{\text{diseño}} \text{lecho inferior}$$

$$\rho_{existente} = 0.00402 \rho \text{ para viga ancha}$$

Factor de reducción por cortante F_R : 0.8

Utilizando la totalidad del cortante V_u : $18,417.65 \text{ kg}$

Para peraltes $h > 70 \text{ cm}$ $(1 - 0.0004 (h - 700)) = 1.02$ No aplica

Como $\rho < 0.015$ utilizamos: $19,036.20 \text{ kg}$

$$V_{cr} > V_u \text{ ok}$$



Verificación por Penetración

Compresión máxima en una pierna Vu: 212,434 kg

Momento máximo Mu: 3'417,601 kg*cm

Ancho de dado c1: 100 cm

Largo de dado c2: 100 cm

Diseño según caso de columna: **Interior**

Ancho critico c1+d: 160.00 cm

Largo critico c2+d: 160.00 cm

Área de sección crítica Acr: 38,400.00 cm²

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + .067 \sqrt{\frac{c1 + d}{c2 + d}}} = 0.4011976$$

$$C_{AB} = 80.00 \text{ CM}$$

$$J_c = 65'000,000 \text{ cm}^4$$

Columna Interior

$$J_c = \frac{d * (c1 + d)^3}{6} + \frac{(c1 + d)^3 + d^3}{6} + \frac{(c1 + d)^2 * (c2 + d) * d}{2} =$$

$$V_u = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{q_{suelo}}{4} + \frac{\alpha * M_u * C_{AB}}{J_c}$$

Reduccion de capacidad de carga del suelo:

$$V_{CR} = F_R * \sqrt{F * c} = 9.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = (0.5 + \gamma) * F_R * \sqrt{F * c} = 14.85 \text{ kg/cm}^2$$

Ya que 7.12 < 9.90 ok

Acero por temperatura_{pp}

$$A_{TEMP} = \frac{660 * \frac{d}{2}}{F_y * \left(\frac{d}{2} + 100\right)} * 100 * 1.5 = 5.44 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerida As= 5.44 cm²

No. De varilla a utilizar= #6

Área de la varilla del no. 6 = 2.85 cm²

No. De varillas= 2

Separación requerida= 52 cm

Separación instalada= 30 cm.



Verificación de Acero en los Dados

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = h - (5\text{cm}) = 95.00\text{cm}$$

De acuerdo con las NTC del RDCDF el porcentaje de acero mínimo para columnas es: 0.00476

Revisión por flexión

Porcentaje de acero en sentido del momento $\rho = 0.0042$

$$q = \rho * \frac{fy}{f'c} = 0.104$$

$$Mr = FR * f'c * b * d^2 * q (1 - 0.5q) = 13'585,749 \text{ kg} * \text{cm}$$

Ya que 13'585,749 > 3,417,601

$$As = \rho * b * d = 47.62 \text{ cm}^2$$

No. De varilla a utilizar: #6

Área de la varilla del No. 6: 2.850 cm²

Varillas requeridas: 17

Varillas Instaladas: 24

$$\rho \text{ existente} = 0.007$$

Revisando por tensión

Tensión permisible en cada dado: 229,268kg

Máxima tensión actuante en los dados: 195,852 kg

Ya que 229,268 > 195,852 ok

Revisión por cortante

Cortante máximo actuante en los dados: 20,713 kg

$$V_{cr} = (0.2 + 20\rho) * FR * b * d * \sqrt{f^*c} = 36,974 \text{ kg}$$

Se necesita separación de estribos mínima.

Separaciones mínimas

$$S1 = 48 * \text{diam del estribo} = 46$$

$$S2 = h/2 = 50$$

$$S3 = (850/fy^{1/2})\phi = 25$$

No. De varilla a utilizar: 3

Separación instalada 20 OK

VER LOS PLANOS DE TORRE Y CIMENTACION DEFINITIVOS ANEXO 1



Diseño de Torres de Telecomunicación



III.- Mástil con Contraventeados

Estas estructuras, junto con los equipos necesarios para su operación son instaladas sobre inmuebles existentes, su estabilidad además de ser proporcionada por el elemento estructural donde se desplante el mástil, será a través de perfiles estructurales rígidos adosados a uno o más niveles del fuste desplantados en uno o dos dados de concretos, vigas metálicas etc. Las alturas que se manejan en la empresa para este tipo de estructuras van desde los 7mts a los 18mts. En este caso se utilizará un mástil sobre un inmueble.

Al inmueble se le realiza un dictamen estructural, revisando los elementos estructurales del inmueble que son afectados por la estructura instalada en la azotea.

A continuación, se realizará la memoria de cálculo y revisión para el mástil de 14mts de altura ubicado en el estado de Coahuila en las coordenadas 25 31 18.49 N 103 23 27.8 W, dicha revisión consta con el diseño del mástil, la base para los equipos (dados y vigas metálicas) y dictamen estructural del inmueble, a continuación, se presenta un esquema del proyecto.

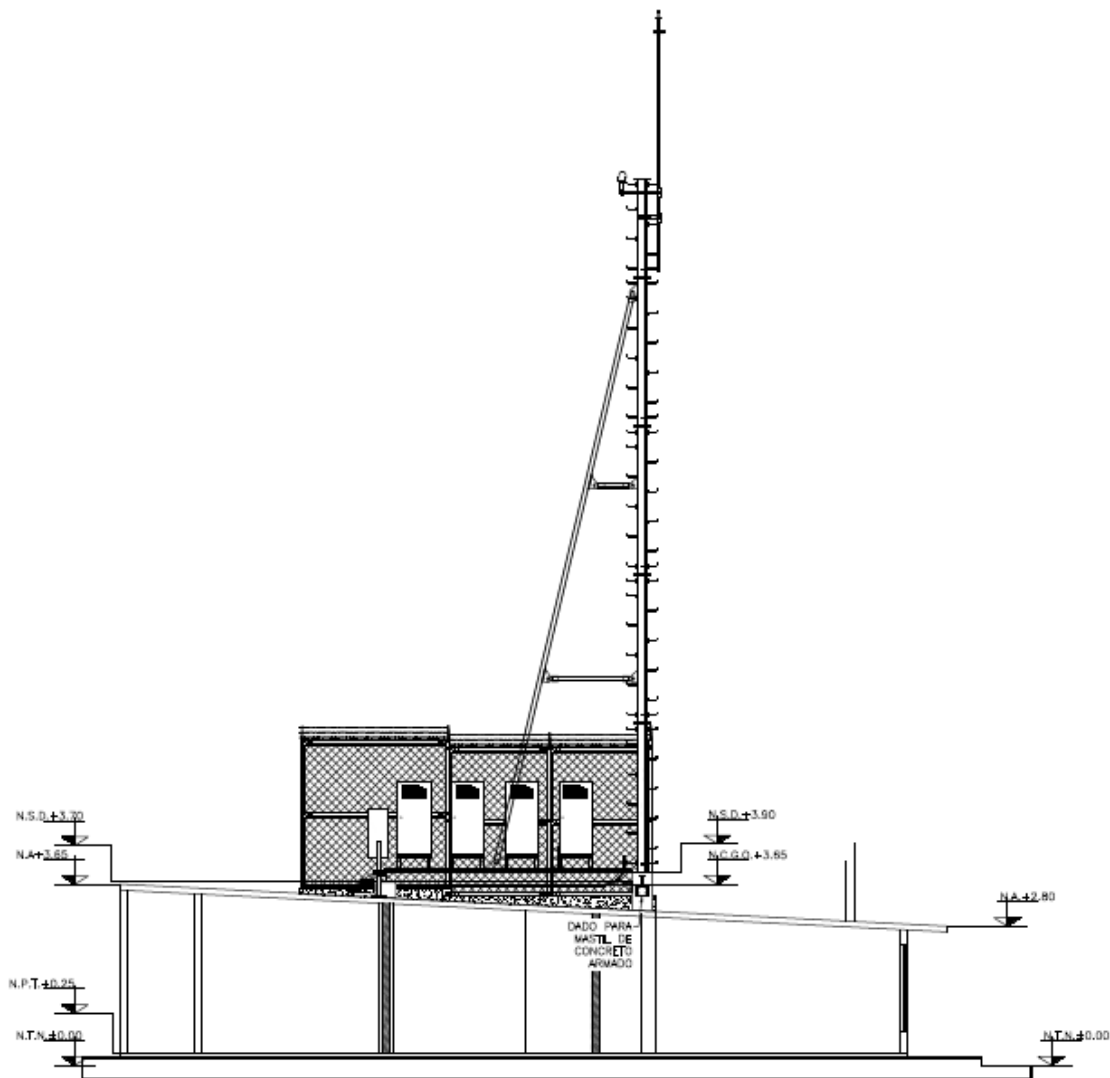


Imagen 1(Esquema Mastil)



Normativa Utilizada

- MANUAL de Construcción en Acero IMCA. (Manual IMCA)
- Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad Diseño por Viento 93. (Manual CFE Viento)
- Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad Diseño por Sismo 93. (Manual CFE Sismo)
- American Institute Steel Construction. (AISC)
- ASTM A-325 Tornillería galvanizada.
- Normas Telesites (Normas propias de la empresa).
- Reglamento de Construcción del Distrito Federal 1993

Materiales Utilizados

Acero estructural:

El acero a utilizar para el cuerpo de la torre es del tipo A-53 grado B, de acuerdo con la norma ASTM

Los elementos estructurales serán a base del tubo hueco y placa rolada

Las características de los aceros A-36 y A-53 Grado B son las siguientes:

Módulo de elasticidad: $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad transversal: $G = 787.000 \text{ kg/cm}^2$

Coefficiente de Poisson $\nu = 0.30$

Coefficiente de dilatación térmica $= 0.000012 \text{ m/C}$

Límite elástico del acero A-53 grado B: $= 2,460 \text{ kg/cm}^2$

Los elementos se unirán entre sí, mediante tornillería estructural tipo A-325

Factores para el Diseño por Viento

Para poder iniciar el diseño de la estructura es necesario obtener factores de diseño para la estructura, los primeros factores que obtenemos son relacionados con el terreno en el cual se construirá la estructura los cuales son la Velocidad Regional VR, el Factor Topográfico FT, Categoría de Terreno, y Altura sobre el Nivel del mar. Estos factores son obtenidos por personal de la empresa de la región en la cual se construirá la torre, esos factores son revisados por medio de Google Earth y el Manual de CFE por viento, como se muestra a continuación.

Velocidad Regional (VR):

Se obtiene por medio del Manual de CFE por viento para un periodo de retorno de 200 años. **VR. -160**, como podemos observar en la imagen 2

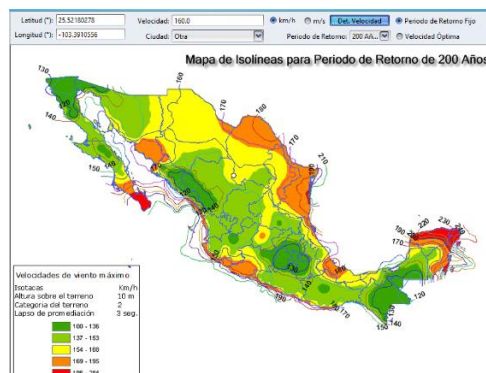


Imagen 2 (Mapa de Isotacas CFE 1993)



Factor Topográfico (FT):

El FT se obtiene con los criterios la siguiente tabla (*imagen 3*) obtenida del manual de CFE por viento (1993). Para nuestra estructura se tomará un **FT. - 1.0**

FACTOR TOPOGRAFÍA LOCAL, F_T

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

Imagen 3(FT CFE Viento 1993)

Categoría de Terreno (CT):

La categoría de terreno se obtiene con los criterios la siguiente tabla (*imagen 4*) obtenida del manual de CFE por viento (1993). Para nuestra estructura se tomará una **CT. -3**

CATEGORÍA DEL TERRENO SEGÚN SU RUGOSIDAD

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

Imagen 4 (CT CFE Viento 1993)



Análisis de Cargas

Cargas Accidentales

Carga de viento: Se determinarán los efectos de viento de acuerdo al manual CFE viento.

Carga por sismo: Se determinarán los efectos de sismo de acuerdo al manual CFE sismo.

Cargas Gravitacionales

Carga muerta: Peso propio de la estructura, antenas celulares, parábolas, cama guía de onda, escalera, soporte de pararrayos.

Carga viva: Por Norma telesites se consideran 3 operadores de 100 kg c/u dando un total de 300kg.

Las cargas para las cuales se analizará, diseñara y revisara la torre son las siguiente:

La carga muerta correspondiente al peso de las antenas y herraje se tomará directamente de la información proporcionada por telesites como a continuación se indica

Tabla 1. HERRAJES	
TIPO	PESO(Kg)
Mw $\sigma \leq 0.60m$	35.0
Mw $\sigma > 0.60m$	80.0
RRU'S	25.0
SOPORTE H RF	150.0

Tabla2. LINEAS	
DIAMETRO (in)	PESO (Kg/m)
7/8"	0.508
1/2"	0.253
3/4"	0.500

Tabla 3. ANTENAS MW Y RF	
DIAMETRO (m)	PESOS (Kg)
0.30	10.4
0.60	18.5
1.20	77
1.80	127
2.40	203
3.00	245
3.70	386
4.50	807
RF	27

La cantidad de RRU'S debe ser una por cada antena de RF.

Carga Viva.- Personal para su instalación; se considerarán 300kg (3 personas de 100kg cada una).

Cada soporte H soporta 3 antenas RF, en un mástil de 14 mts, por necesidades y estrategia de la empresa se le instalan el siguiente número de antenas a cada altura.

- Mástiles Arriostrados. Altura de 13m hasta 21m, capacitados para dos Carrier.

TIPO DE ANTENA	ALTURA	No. DE ANTENAS	ANTENAS EXPUESTAS
RF	H	9	3 a 0°
	H-4.5	6	2 a 0°
MW	H-1.5m	4	1 σ =0.60m a 90°
			1 σ =0.60m a 90°
			1 σ =0.60m a 0°
			1 σ =0.60m a 0°

Tabla 4(Antenas Correspondientes para un Mástil de 14mts)

Diseño de Torres de Telecomunicación

Se obtiene los pesos de igual manera como se ejemplifico en el caso anterior (torre autoportada)

C.M. (Carga Muerta)	Peso estimado kg
9 Antenas RFS APXV86	495
3 Soporte Bandera 9 RF	450
2 Plato de MO de 0.60m a 0°	107
2 Plato de MO de 0.60m a 90°	107
6 Antenas RFS APXV86	330
2 Soporte Bandera 6 RF	300
12 Líneas de 7/8" de Ø. 0.80 kg/ml-c/u.	134.4
2 Líneas de 1/2" de Ø. 0.37 kg/ml-c/u.	10.36
2 Portacablera 10 kg/ml	140
C.V. (Carga Viva)	
Estimado de carga viva (3 personas)	300

Total = 2443.76 kg

Tabla 5(Cargas para el Mástil)

Diseño por Viento

Tal como lo marca el manual de CFE por viento, las recomendaciones aquí presentadas se deben aplicar para la seguridad del mástil ante el efecto de las fuerzas que generan las presiones producidas por el viento sobre las superficies de la misma y que se transmiten a todo su sistema estructural.

Asimismo, estas recomendaciones se utilizan en el diseño de los elementos de manera directa a la acción del viento, así como accesorios adicionales expuestos.

Dado que el manual de viento de C.F.E. clasifica las estructuras según su importancia los mástiles se encuentran dentro del GRUPO A asimismo las clasifica según su respuesta ante la acción del viento y por ello los mástiles entran dentro del TIPO 2.

Con lo anterior dicho en el manual de CFE para viento en su sección -4.9, Análisis dinámico, en la parte de 4.9.1 limitaciones indica que el procedimiento que establece el análisis dinámico se aplicara para calcular las cargas por viento que actúan sobre las estructuras prismáticas sensibles a los efectos dinámicas producidos por la turbulencia del viento: en este capítulo dichas construcciones corresponden a los Tipos 2 y 3.

Como conclusión, el análisis que se debe realizar será del tipo: **Dinámico**



Parámetros de Diseño

Velocidad de Diseño

Ciudad	NARDO		
ASNM=	1,122	m	
Categoría=	3		(categoría de terreno de acuerdo con la rugosidad, ver sección 4.6.1 de CFE)
H=	17.90	m	(altura total de la construcción)
b=	0.14115	m	(Anchura promedio de la estructura)
VR=	160	km/m	(velocidad del viento de la región)
FT=	1.00	adimensional	(factor de topografía local)
a=	0.156		(coeficiente en función de la rugosidad de terreno)
Ω =	665.24		(presión barométrica, en mm de Hg)
t=	20.5		(temperatura ambiental en °C)
no=	1.63687	Hz	(frecuencia natural de vibración de la estructura, Hz)
VH=	154.34	km/m	
V'H=	83.87	km/m	
G=	0.888	Adimensional	(factor de corrección por temperatura y por altura respecto al nivel del mar) (factor determinante de la influencia de la altura de la estructura, para análisis dinámico cte=1)
Fc=	1.00	adimensional	
Clase=	A		(clase de la estructura según su tamaño)
d=	390		(coeficiente en función de la altura de terreno)
k'=	1.369		(factor que depende de la rugosidad del sitio)
η =	-0.096		(factor que depende de la rugosidad del sitio)
kr=	0.1		
a'= Ca'= ξ =	0.245 0.764 0.01		(factor que representa la relacion de la energia de rafaga con la frecuencia natural de la estructura) (amortiguamiento crítico, cte=0.01)
Γ/μ =	0.595		
b/H=	0.007885		(relación ancho/altura de la construcción)
3.6 no (H/V'H)	1.258	Hz	(frecuencia reducida)
gH= 3.6 no/(V'H)	1.840 0.070	ondas/m	(numero de ondas)
v=	1.0550	Hz	(Coeficiente de la rapidez de fluctuacion promedio))
Xo=	85.72		
E=	0.051		(factor de relación de energía de ráfaga con frecuencia natural de la estructura)
B=	1.5839		(factor de excitación de fondo)
S=	0.2188		(factor de reducción por tamaño)
gp=	4.202		(factor de pico)

A continuación, se presenta el procedimiento para la obtención de dichos parámetros



Diseño de Torres de Telecomunicación

Procedimientos para Determinar las acciones por Viento

Determinación de la velocidad de diseño V_D

La velocidad de diseño V_D , se calculará tomando como base la siguiente ecuación:

$$V_D = FT F_\alpha V_R$$

Donde:

FT= Factor que depende de la topografía del sitio, adimensional

FT= 1 en este caso

F_α = Factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición locales, del tamaño de la construcción y de la velocidad con la altura de ráfaga, en km/hr.

V_R = Velocidad regional de ráfaga, en km/hr.

V_R = 160 km/hr. , en este caso.

Factor de exposición, F_α

$$F_\alpha = F_C F_{rZ}$$

Donde:

F_C = Factor que determina la influencia del tamaño de la construcción, adim.

F_C = 1 en este caso.

F_{rZ} = Factor que establece la variación de la velocidad del viento con la altura Z en función de la rugosidad del terreno de los alrededores, adim.

Factor de rugosidad y altura F_{rZ}

Se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$F_{rZ} = 1.556 \left[\frac{10}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{Si } Z \leq 10$$

$$F_{rZ} = 1.556 \left[\frac{10}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{Si } Z \leq 10$$

$$F_{rZ} = 1.556 \quad \text{Si } Z \leq 10$$

δ = es la altura, media a partir del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; a esta altura se le conoce como altura de gradiente; δ y Z están dadas en metros.

α = exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura y es adimensional.

δ =390 m., para este caso

α =0.156 para este caso

Diseño de Torres de Telecomunicación

Presiones y fuerzas sobre estructuras sensibles a efectos dinámicos.

En el análisis dinámico, las presiones y fuerzas de diseño que aparecen cuando el viento actúa en una dirección dada se determinarán separadamente por dos direcciones ortogonales; una de ellas será aquella en la que el viento actúa, y la otra, la transversal a la anterior. Dichas fuerzas de diseño y la consecuente respuesta estructural se valorarán tomando como base la velocidad de diseño que se especifica en el inciso 4,9,2, Manual C.F.E.

A fin de calcular la fuerza de diseño en la dirección del viento, para las estructuras tipo 2 y 3 se considerarán dos componentes; uno medio debido a la acción media del viento asociada a un lapso de promediación de 3 segundos y uno dinámico caracterizado por el valor pico de la acción del viento.

Estos dos componentes se toman en cuenta implícitamente en el factor de respuesta dinámica debida a ráfagas (véase el inciso 4,9,3,3 M-C.F.E.).

La fuerza transversal al flujo del viento causada por la posible aparición de vórtices periódicos en estructuras pertenecientes al tipo 3, se determinará de conformidad con lo que se indica en el inciso 4,9,3,3 M-C.F.E.

Este último inciso no procede dado que la estructura en análisis pertenece al tipo 2, y por tal solo se hará la determinación de la fuerza de diseño en la dirección del viento.

Presiones en la Dirección del Viento

La presión total en la dirección del viento se calculará con la siguiente expresión:

$$P_z = F_g C_a qz$$

Donde:

F_g = es el factor de respuesta dinámica debida a ráfagas, adim.

C_a = coeficiente de arrastre, adimensionales.

qz = presión dinámica de base en la dirección del viento, en kg/m², a una altura Z, en m., sobre el nivel del terreno.

Fuerzas en la Dirección del Viento

Las fuerzas que se generan en la dirección del viento sobre las estructuras prismáticas de los tipos 2 y 3 se calcularán multiplicando la presión p_z , por el área A_z , en m².

Donde:

p_z = presión de diseño a la altura Z, en kg/m².

A_z = el área de la estructura, o parte de ella, en m², a la altura Z

La fuerza total F sobre la construcción, en kg, debida al flujo del viento, resultara de sumar la contribución de cada una de las fuerzas que actúa sobre el área expuesta de la estructura o parte de ella a una altura Z dada, según se muestra en la siguiente expresión:

$$F = \sum F_z = \sum p_z A_z$$

El momento de volteo máximo de diseño se determinará mediante la suma de los momentos producidos por cada una de las fuerzas F_z .



Diseño de Torres de Telecomunicación

Factor de Respuesta Dinámica debida a Ráfagas

$$Fg = \frac{1}{g^2} \left(1 + g_p \left(\frac{\sigma}{\mu} \right) \right)$$

Donde:

g = es un factor de ráfaga variable con la altura Z ,

g_p = el factor pico o de efecto máximo de la carga por viento.

σ / μ = la relación entre la relación estándar de la carga por viento y el valor medio de la carga por viento.

Todas las variables son adimensionales y se obtienen como a continuación se explica.

$$g = k' \left(\frac{10}{\delta} \right)^\eta \quad \text{si } H \leq 10$$

$$g = k' \left(\frac{Z}{\delta} \right)^\eta \quad \text{si } 10 < Z < \delta$$

$$g = k' \quad \text{si } Z \geq \delta$$

$g_h = 1.884$ en este caso para determinar $V'H$

en donde las variables k' y η , adimensionales dependen de la rugosidad del sitio de desplante y δ es la altura gradiente en m.

$k' = 1.369$ m, para este caso

$\eta = -0.096$ m, para este caso

$\delta = 390$ m, para este caso

la relación σ / μ , que representa la variación de la carga debida a la turbulencia del viento, se calcula con la ecuación:

$$\frac{\sigma}{\mu} = \sqrt{\frac{kr}{c\alpha'} \left(B + \frac{SE}{\xi} \right)} = 0.61853624$$

$$B = \frac{3}{4} \int_0^{914/H} \left[\frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{xb}{122}} \right] \left[\frac{x}{(1+x^2)^{\frac{4}{3}}} \right] dx$$

$$S = \frac{\pi}{3} \left[\frac{1}{1 + \frac{28.8n_0H}{3V'H}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{36n_0W}{V'H}} \right]$$

Donde:

kr = es un factor relacionado con la rugosidad del terreno.

$Kr = 0.10$ en este caso

$\xi = 0.01$ en este caso

B = factor de excitación de fondo.

S = factor de reducción por tamaño

E = factor que representa la relación de la energía de raga con la frecuencia natural de la estructura.

Diseño de Torres de Telecomunicación

El factor $c\alpha'$ se define con las expresiones siguientes:

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

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

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

Donde:

F_T = factor topográfico

δ = altura de gradiente

δ = 390 m. para este caso

H = altura total de la estructura

H = 14 m. en este caso.

α'' = 0.245 m. en para este caso

$c\alpha'$ = 0.77 m. para este caso

Presión Dinámica de Base, q_z

$$q_z = 0.0048 G V_D^2 \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

Donde:

G = es el factor de corrección para temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.

V_D = Velocidad de diseño en Km/hr.

q_z = presión dinámica de base a una altura Z sobre el nivel del terreno, en kg/m^2 .

El factor 0.0048 corresponde a un medio de la densidad del aire y el valor de G se obtiene de la siguiente expresión:

$$G = \frac{0.392 \Omega}{273 + t} = 0.88850$$

Ω = presión barométrica, en mm de Hg.

t = temperatura ambiental en C.

Ω = 665.24 m. para este caso

t = 20.5 C. para este caso



Análisis de Área para Mastil

Para el cálculo de las fuerzas actuantes en el mástil es necesario obtener el área de exposición al viento de los elementos estructurales del mástil. Estos elementos estructurales son perfiles de acero tubulares OC, antenas celulares y cableado necesario, el cable a utilizar es por norma de la empresa y las dimensiones es de cable comercial. Para cada tramo de la torre en estudio se considerará como área expuesta la sumatoria de las áreas correspondientes al perfil de acero, cables y en general todo lo que represente un área de exposición sobre la cara de barlovento. El área de los perfiles se obtiene por medio de las especificaciones que nos da el Manual IMCA para los perfiles de acero comercial, a continuación, se proponen perfiles tomando en cuenta la configuración propuesta anteriormente. Estos perfiles van conforme a la configuración presentada en la *imagen 1*

PERFILES DE MASTIL						
TRAMO	LONGITUD	Ø SUPERIOR		Ø INFERIOR		CEDULA
	(m)	(in)	(mm)	(mm)	(mm)	
ACERO PARA TUBO DE MASTIL A-53 GB FY=2460 kg/cm ²						
5	2.00	4"	114.00	114.00	40	6.02
ACERO PARA TUBO DE MASTIL A-500 GB FY=2950 kg/cm ²						
4	3.00	6"	168.30	168.30	40	7.11
3	3.00	6"	168.30	168.30	40	7.11
2	3.00	6"	168.30	168.30	40	7.11
1	3.00	6"	168.30	168.30	40	7.11

Factor de Exposición y Velocidad de Diseño para cada Sección de la Torre

Sección	Nivel superior [m]	Longitud de sección [m]	Nivel inferior [m]	Espesor [mm]	z [m]	Frz	F _α
MASTIL 4" - ced 40 2m	18.17	2.00	16.17	6.02	17.17	0.958	0.958
MASTIL 6" - ced 40 3m	16.17	3.00	13.17	7.11	14.67	0.935	0.935
MASTIL 6" - ced 40 3m	13.17	3.00	10.17	7.11	11.67	0.902	0.902
MASTIL 6" - ced 40 3m	10.17	3.00	7.17	7.11	8.67	0.881	0.881
MASTIL 6" - ced 40 3m	7.17	3.00	4.17	7.11	5.67	0.881	0.881

Sección	Vd [Km/hr]	q _z [kg/m ²]	Diámetro superior [mm]	Diámetro inferior [mm]	Diámetro promedio [mm]	Radio de giro [cm]	Relación Kl/r
MASTIL 4" - ced 40 2m	153.343	100.28	114.30	114.30	114.30	3.83	104.32
MASTIL 6" - ced 40 3m	149.624	95.48	168.30	168.30	168.30	5.70	175.30
MASTIL 6" - ced 40 3m	144.378	88.90	168.30	168.30	168.30	5.70	280.48
MASTIL 6" - ced 40 3m	140.941	84.72	168.30	168.30	168.30	5.70	385.66
MASTIL 6" - ced 40 3m	140.941	84.72	168.30	168.30	168.30	5.70	490.84

Sección	g	Fg	bvd	H/b	Ca	Pz [kg/m ²]	A [m ²]
MASTIL 4" - ced 40 2m	1.85	1.05	5.53	93.15	1.20	126.08	0.29
MASTIL 6" - ced 40 3m	1.88	1.02	5.53	93.15	1.20	116.47	0.50
MASTIL 6" - ced 40 3m	1.92	0.97	5.53	93.15	1.20	103.79	0.50
MASTIL 6" - ced 40 3m	1.95	0.94	5.53	93.15	1.20	96.01	0.50
MASTIL 6" - ced 40 3m	1.95	0.94	5.53	93.15	1.20	96.01	0.50

Tablas 6,7 y 8 (Calculo de Parámetros de Diseño)

Diseño de Torres de Telecomunicación



Sección	F [Kg]	F total [Kg/m]	Momento en Base [Kg x m]	Peso de sección [Kg]
MASTIL 4"- ced 40 2m	36.83	18.41	478.78	32.14
MASTIL 6"- ced 40 3m	58.81	19.60	617.46	85.12
MASTIL 6"- ced 40 3m	52.40	17.47	393.01	85.12
MASTIL 6"- ced 40 3m	48.48	16.16	218.15	85.12
MASTIL 6"- ced 40 3m	48.48	16.16	72.72	85.12
	244.99		1,780.12	372.62

Tabla 9(Calculo de Fuerzas Generadas en el Mástil)

Presiones y Fuerzas de Antenas sobre el Mástil

Nivel	Cargas	Fa de diseño @ 160 km/hr [Kg]	Fs de diseño @ 160 km/hr [Kg]	Vd [km/hr]	Fa total [Kg]	Fs total [Kg]	Mo [Kg.m]
18.17	9 Antenas RFS APXV86 (3 a 0°)	351.90	0.00	154.70	328.98	0.00	0.00
18.17	1 Soporte Bandera 9 RF	36.68	0.00	154.70	34.30	0.00	0.00
16.67	2 Plato de MO Ø=0.60m a 0°	121.25	0.00	152.64	110.35	0.00	0.00
16.67	2 Plato de MO Ø=0.60m a 90°	60.04	10.57	152.64	54.65	9.62	33.26
13.67	6 Antenas RFS APXV86 (2 a 0°)	234.60	0.00	147.99	200.69	0.00	0.00
13.67	1 Soporte Bandera 6 RF	26.20286388	0	147.99	22.42	0.00	0.00
10.02	1 Diagonal OC 3" Ced. 40	139.9232931	0	140.99	108.64	0.00	0.00
11.97	Ángulo superior de 3"x3"x1/4	18.25466183	0	144.9509913	14.98	0.00	0.00
8.07	Ángulo inferior de 3"x3"x1/4	18.25466183	0	140.9413744	14.16	0.00	0.00
					889.17	9.62	33.26

Nivel	Cargas	Momento en la Base [Kg*m]	Peso [Kg]
18.17	9 Antenas RFS APXV86 (3 a 0°)	4605.78	495.00
18.17	1 Soporte Bandera 9 RF	480.13	450.00
16.67	2 Plato de MO Ø=0.60m a 0°	1379.39	107.00
16.67	2 Plato de MO Ø=0.60m a 90°	683.07	107.00
13.67	6 Antenas RFS APXV86 (2 a 0°)	1906.55	330.00
13.67	1 Soporte Bandera 6 RF	212.95	300.00
10.02	1 Diagonal OC 3" Ced. 40	635.56	135.48
11.97	Ángulo superior de 3"x3"x1/4	116.86	7.29
8.07	Ángulo inferior de 3"x3"x1/4	55.24	14.58

Nivel	Cortante [Kg]	Momento [Kg*m]
16.17	565.11	845.89
13.17	847.02	2,740.97
10.17	914.40	5,387.59
7.17	1,085.69	8,525.88
4.17	1,134.16	11,855.66
	1,134	11,856

Fuerza córtate total= 1,134 kg

Momento de volteo= 11,856 kg-m

Tabla 10 11 y 12 (Cargas en Antenas mismos parámetros que en Autosoportadas)



Parámetros de Diseño

Viento de Operación

Ciudad	NARDO		
ASNM=	1,122	m	
Categoría=	3		(categoría de terreno de acuerdo con la rugosidad, ver sección 4.6.1 de CFE)
H=	17.90	m	(altura total de la construcción)
b=	0.14115	m	(Anchura promedio de la estructura)
VR=	104	km/m	(velocidad del viento de la región)
FT=	1.00	adimensional	(factor de topografía local)
a=	0.156		(coeficiente en función de la rugosidad de terreno)
Ω=	665.24		(presión barométrica, en mm de Hg)
t=	20.5		(temperatura ambiental en °C)
no=	1.63687	Hz	(frecuencia natural de vibración de la estructura, Hz)
VH=	100.32	km/m	
V'H=	54.52	km/m	
G=	0.888	adimensional	(factor de corrección por temperatura y por altura respecto al nivel del mar)
Fc=	1.00	adimensional	(factor determinante de la influencia de la altura de la estructura, para análisis dinámico cte=1)
Clase=	A		(clase de la estructura según su tamaño)
d=	390		(coeficiente en función de la altura de terreno)
k'=	1.369		(factor que depende de la rugosidad del sitio)
η=	-0.096		(factor que depende de la rugosidad del sitio)
kr=	0.1		
a ¹ =	0.245		
Ca ¹ =	0.764		(factor que representa la relación de la energía de ráfaga con la frecuencia natural de la estructura)
ξ=	0.01		(amortiguamiento crítico, cte=0.01)
Γ/μ=	0.531		
b/H=	0.007885		(relación ancha/altura de la construcción)
3.6 no			
(H/V'H)	1.935	Hz	(frecuencia reducida)
gH=	1.840		
3.6			
no/(V'H)	0.108	ondas/m	(número de ondas)
v=	0.8417	Hz	(Coeficiente de la rapidez de fluctuación promedio)
Xo=	131.87		
E=	0.039		(factor de relación de energía de ráfaga con frecuencia natural de la estructura)
B=	1.5839		(factor de excitación de fondo)
S=	0.1475		(factor de reducción por tamaño)
gp=	4.148		(factor de pico)

Factores de Exposición y Velocidad de Diseño para Cada Sección del Mástil

Sección	Nivel superior [m]	Longitud de sección [m]	Nivel inferior [m]	Espesor [mm]	z [m]	Frz	F α
MASTIL 4"- ced 40 2m	18.17	2.00	16.17	6.02	17.17	0.96	0.96
MASTIL 6"- ced 40 3m	16.17	3.00	13.17	7.11	14.67	0.94	0.94
MASTIL 6"- ced 40 3m	13.17	3.00	10.17	7.11	11.67	0.90	0.90
MASTIL 6"- ced 40 3m	10.17	3.00	7.17	7.11	8.67	0.88	0.88
MASTIL 6"- ced 40 3m	7.17	3.00	4.17	7.11	5.67	0.88	0.88

Sección	Vd [Km/hr]	qz [kg/m ²]	Diámetro superior [mm]	Diámetro inferior [mm]	Diámetro promedio [mm]
MASTIL 4"- ced 40 2m	99.67	42.37	114.30	114.30	114.30
MASTIL 6"- ced 40 3m	97.26	40.34	168.30	168.30	168.30
MASTIL 6"- ced 40 3m	93.85	37.56	168.30	168.30	168.30
MASTIL 6"- ced 40 3m	91.61	35.79	168.30	168.30	168.30
MASTIL 6"- ced 40 3m	91.61	35.79	168.30	168.30	168.30

Sección	g	Fg	bvd	H/b	Ca	Pz [kg/m ²]	A [m ²]
MASTIL 4"- ced 40 2m	1.85	0.95	3.37	93.15	1.20	48.08	0.29
MASTIL 6"- ced 40 3m	1.88	0.92	3.37	93.15	1.20	44.42	0.50
MASTIL 6"- ced 40 3m	1.92	0.88	3.37	93.15	1.20	39.58	0.50
MASTIL 6"- ced 40 3m	1.95	0.85	3.37	93.15	1.20	36.61	0.50
MASTIL 6"- ced 40 3m	1.95	0.85	3.37	93.15	1.20	36.61	0.50

Sección	F [Kg]	F total [Kg/m]	Momento en Base [Kg x m]	Peso de sección [Kg]
MASTIL 4"- ced 40 2m	14.04	7.02	182.58	32.14
MASTIL 6"- ced 40 3m	22.43	7.48	235.47	85.12
MASTIL 6"- ced 40 3m	19.98	6.66	149.87	85.12
MASTIL 6"- ced 40 3m	18.49	6.16	83.19	85.12
MASTIL 6"- ced 40 3m	18.49	6.16	27.73	85.12
	93.43		678.84	372.62

Tablas 13,14,15 y 16(Calculo Parámetros de Diseño)

Presiones y Fuerzas en Antenas Sobre el Mástil

Nivel	Cargas	Fa de diseño @ 160 km/hr [Kg]	Fs de diseño @ 160 km/hr [Kg]	Vd [km/hr]	Fa total [Kg]	Fs total [Kg]	Mo [Kg.m]
18.17	9 Antenas RFS APXV86 (3 a 0°	351.90	0.00	100.56	139.00	0.00	0.00
18.17	1 Soporte Bandera 9 RF	36.68	0.00	100.56	14.49	0.00	0.00
16.67	2 Plato de MO Ø=0.60m a 0°	121.25	0.00	99.21	46.62	0.00	0.00
16.67	2 Plato de MO Ø=0.60m a 90°	60.04	10.57	99.21	23.09	4.07	14.05
13.67	6 Antenas RFS APXV86 (2 a 0°	234.60	0.00	96.19	200.69	0.00	0.00
13.67	1 Soporte Bandera 6 RF	26.20	0.00	96.19	22.42	0.00	0.00
10.02	1 Diagonal OC 3" Ced. 40	139.92	0.00	91.64	108.64	0.00	0.00
11.97	Ángulo superior de 3"x3"x1/4	18.25	0.00	94.22	14.98	0.00	0.00
8.07	Ángulo inferior de 3"x3"x1/4	18.25	0.00	91.61	14.16	0.00	0.00
					375.67	4.07	14.05

Nivel	Cargas	Momento en la Base [Kg*m]	Peso [Kg]
18.17	9 Antenas RFS APXV86 (3 a 0°	1945.94	495.00
18.17	1 Soporte Bandera 9 RF	202.86	450.00
16.67	2 Plato de MO Ø=0.60m a 0°	582.79	107.00
16.67	2 Plato de MO Ø=0.60m a 90°	288.60	107.00
13.67	6 Antenas RFS APXV86 (2 a 0°	805.52	330.00
13.67	1 Soporte Bandera 6 RF	89.97	300.00
10.02	1 Diagonal OC 3" Ced. 40	268.52	135.48
11.97	Ángulo superior de 3"x3"x1/4	75.77	7.29
8.07	Ángulo inferior de 3"x3"x1/4	48.30	14.58

Nivel	Cortante [Kg]	Momento [Kg*m]
16.17	237.24	355.87
13.17	353.93	1,148.36
10.17	380.24	2,251.52
7.17	450.61	3,556.18
4.17	469.10	4,935.75
	469	4,936

Tablas 17,18 y 19(Cargas para Antenas)

FUERZA CORTANTE TOTAL= 469 kg
MOMENTO DE VOLTEO TOTAL = 4,936 kg-m



Diseño Sísmico

El análisis sísmico se realiza conforme a lo estipulado en el Manual de Diseño por Sismo emitido por CFE 1993 por medio de un análisis modal espectral. Para este tipo de torres se estipula en la Norma Telesites que se realice un análisis dinámico en el programa Staad Pro V8iSS5 con el método CQC declarando las ordénales espectrales y las masas de todos los accesorios que intervengan en su estudio. Este método es ventajoso para estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural, este considera además una correlación entre los valores modales máximos. De este modo, se obtienen los valores más probables de desplazamientos y fuerzas. Se explicará la metodología utilizada por el programa cuando se le indica utilizar la normativa de CFE.

Metodología

El coeficiente de la zona sísmica y los valores de los parámetros son suministrados por el usuario mediante el comando DEFINE CFE LOAD.

El programa calcula el período natural de construcción T utilizando el método de Rayleigh-Quociente. Si se proporciona un período de tiempo en el archivo de entrada, se utiliza en lugar del período calculado.

La aceleración a se calcula de acuerdo con lo siguiente:

$$a = a_0 + [c - a_0] \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = c \left[\frac{T_b}{T} \right]^r; \quad \text{si } T > T_b$$

Imagen 5(CFE sismo 1993)

Dónde: los parámetros se obtienen de la *tabla 5* tomada del manual de CFE (1993) tomando en cuenta la zona sísmica y tipo de suelo.

Espectros de diseño para estructuras

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

Tabla 20(CFE sismo 1993)

Diseño de Torres de Telecomunicación

El Factor Reductivo por Ductilidad (Q') se obtienen mediante la siguiente formula:

$$Q' = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$$

$$Q' = Q; \quad \text{si } T > T_a$$

Imagen 6(CFE sismo 1993)

Donde el factor de comportamiento sísmico (Q)=2

Las Fuerzas Sísmicas Laterales se obtendrán mediante las siguientes expresiones (P_n):

$$P_n = W_n h_n \left[\frac{\sum_{n=1}^N W_n}{\sum_{n=1}^N W_n h_n} \right] \frac{a}{Q'} \quad \text{Si } T \leq T_b$$

$$P_n = W_n \left(\frac{a}{Q} \right) (k_1 h_1 + k_2 h_1^2) \quad \text{Si } T_b < T$$

Donde:

$$K_1 = \frac{q[1-r(1-q)]\sum W_i}{\sum (W_i / h_i)}$$

$$K_2 = \frac{1.5rq(1-q)\sum W_i}{\sum (W_i / h_i^2)}$$

$$q = (T_b/T)^r$$

Este proceso nos da un resultado de

```

*****
*
* RAYLEIGH FREQUENCY FOR LOADING      4 =      1.63687 CPS  *
* MAX DEFLECTION = 10.81367 CM  GLO Z,  AT JOINT      10  *
*
*****

```

El cual nos da un periodo de $1/.87461= 0.61092$ seg.

Modelado del Mástil

A continuación se presenta un breve resumen del modelado por medio del programa Stadd, esto es posible una vez que se tienen los valores de las cargas, perfiles y fuerzas externas que tiene que soportar la torre. Una vez que se a modelado la estructura es posible obtener las reacciones generadas y esfuerzos a los cuales se encuentra sometida nuestra estructura.

En la imagen que se presenta a continuación se puede observar la configuración estructural del mástil.

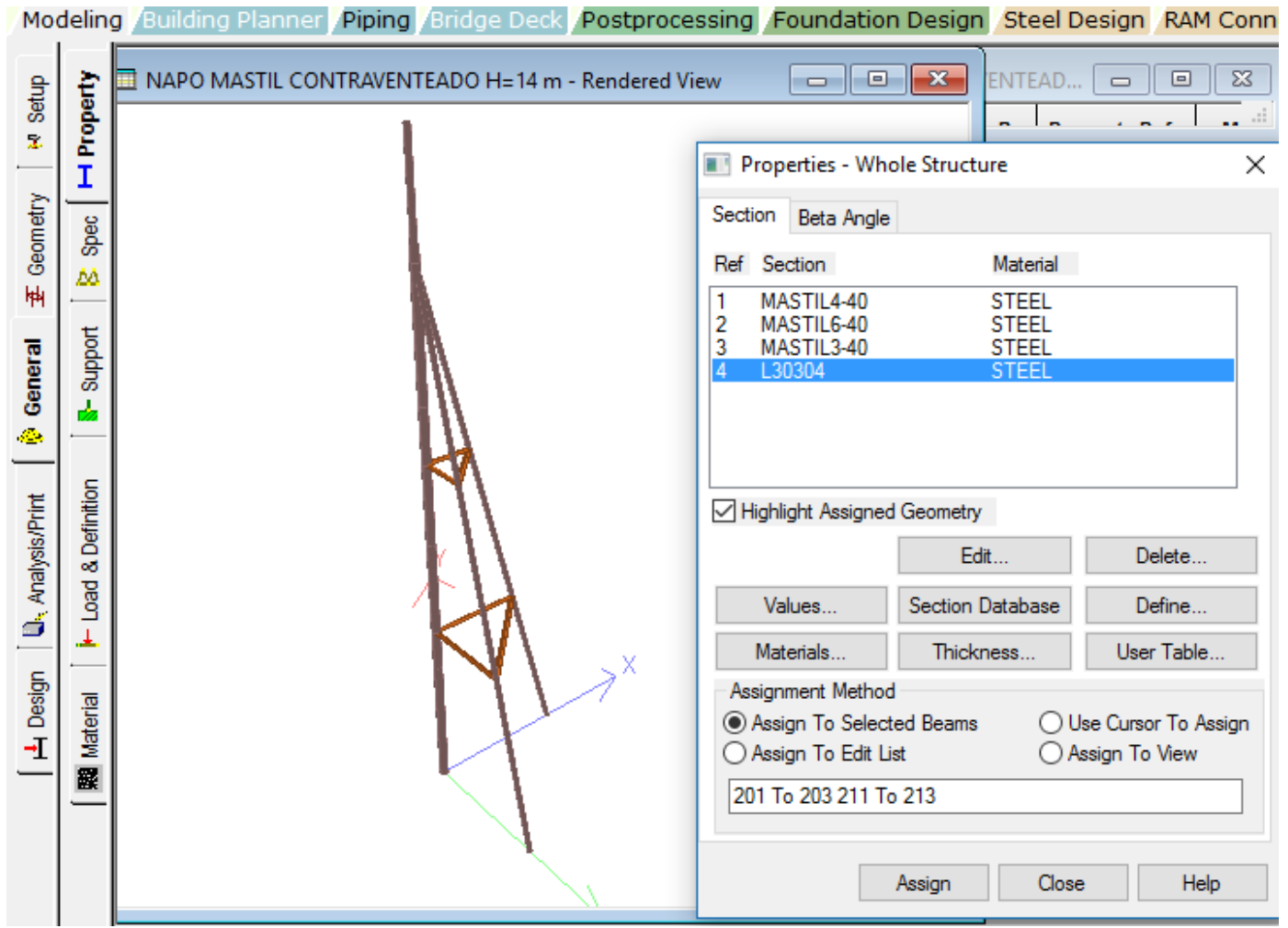


Imagen 7(Modelo Staad)



Combinaciones de Cargas para Modelado (STAAD)

A continuación, se muestran las combinaciones de carga por las cuales revisamos las torres tomando en cuenta sismo, viento, cargas vivas y carga muerta, estas combinaciones están estipuladas en las Normas Telesites cumpliendo los parámetros establecidos en el manual de CFE de viento y sismo

Las cargas primarias para autoportadas y monopolos deberán designarse como se indica a continuación:

	#	Primarias
Peso propio	1	PP
Carga muerta	2	CM
Carga viva	3	CV
Frecuencia natural	4	FN
Viento Z (Regional)	5	Vz Regional
Viento Z (Operación)	6	Vz Operación
Sismo 100Z,30X	7	Sz,0.3 Sx
Sismo 100X,30Z	8	Sx,0.3 Sz
Sismo 100Z,30X (Deflexiones)	9	Szd,0.3 Sxd
Sismo 100X,30Z (Deflexiones)	10	Sxd,0.3 Szd
Sismo 150Z,0.50X (ASCE)	11	1.5Sz,0.5Sx

Combinaciones de carga para diseño de Autoportadas, Monopolos y Mástiles por ASD

	#	DISEÑO
Gravitacional	12	1.0 (PP + CM + CV)
Viento en Z (+)	13	0.75 (PP + CM + CV + VzRegional)
Viento en Z (-)	14	0.75 (PP + CM + CV - VzRegional)
Sismo (+ +)	15	0.75 (PP + CM + CV + Sz,0.30 Sx)
Sismo (+ +)	16	0.75 (PP + CM + CV + Sx,0.30 Sz)
Sismo (- -)	17	0.75 (PP + CM + CV - Sz,0.30 Sx)
Sismo (- -)	18	0.75 (PP + CM + CV - Sx,0.30 Sz)

- Combinaciones de carga para desplazamientos de Autoportadas, Monopolos y Mástiles por ASD y ASCE

	#	DESPLAZAMIENTOS
Gravitacional	19	1.0 (PP + CM + CV)
Viento en Z (+)	20	1.0 (PP + CM + CV + VzOperación)
Viento en Z (-)	21	1.0 (PP + CM + CV - VzOperación)
Sismo (+ +)	22	1.0 (PP + CM + CV + Szd,0.30Sxd)
Sismo (+ +)	23	1.0 (PP + CM + CV + Sxd,0.30Szd)
Sismo (- -)	24	1.0 (PP + CM + CV - Szd,0.30Sxd)
Sismo (- -)	25	1.0 (PP + CM + CV - Sxd,0.30Szd)

Combinaciones de carga para diseño de Cimentación de Autoportadas, Monopolos y Mástiles

	#	Cimentación
Gravitacional	26	1.0 (PP + CM + CV)
Viento en Z (+)	27	1.0 (0.9PP + 0.9CM + 0.9CV + VzRegional)
Viento en Z (-)	28	1.0 (0.9PP + 0.9CM + 0.9CV - VzRegional)
Sismo (+ +)	29	1.0 (0.9PP + 0.9CM + 0.9CV + Sz,0.30 Sx)
Sismo (+ +)	30	1.0 (0.9PP + 0.9CM + 0.9CV + Sx,0.30 Sz)
Sismo (- -)	31	1.0 (0.9PP + 0.9CM + 0.9CV - Sz,0.30 Sx)
Sismo (- -)	32	1.0 (0.9PP + 0.9CM + 0.9CV - Sx,0.30 Sz)

En la imagen que se muestra a continuación se puede observar las diferentes combinaciones de carga ingresadas al modelo mencionadas en la página anterior y que en capítulos anteriores se describió su obtención.

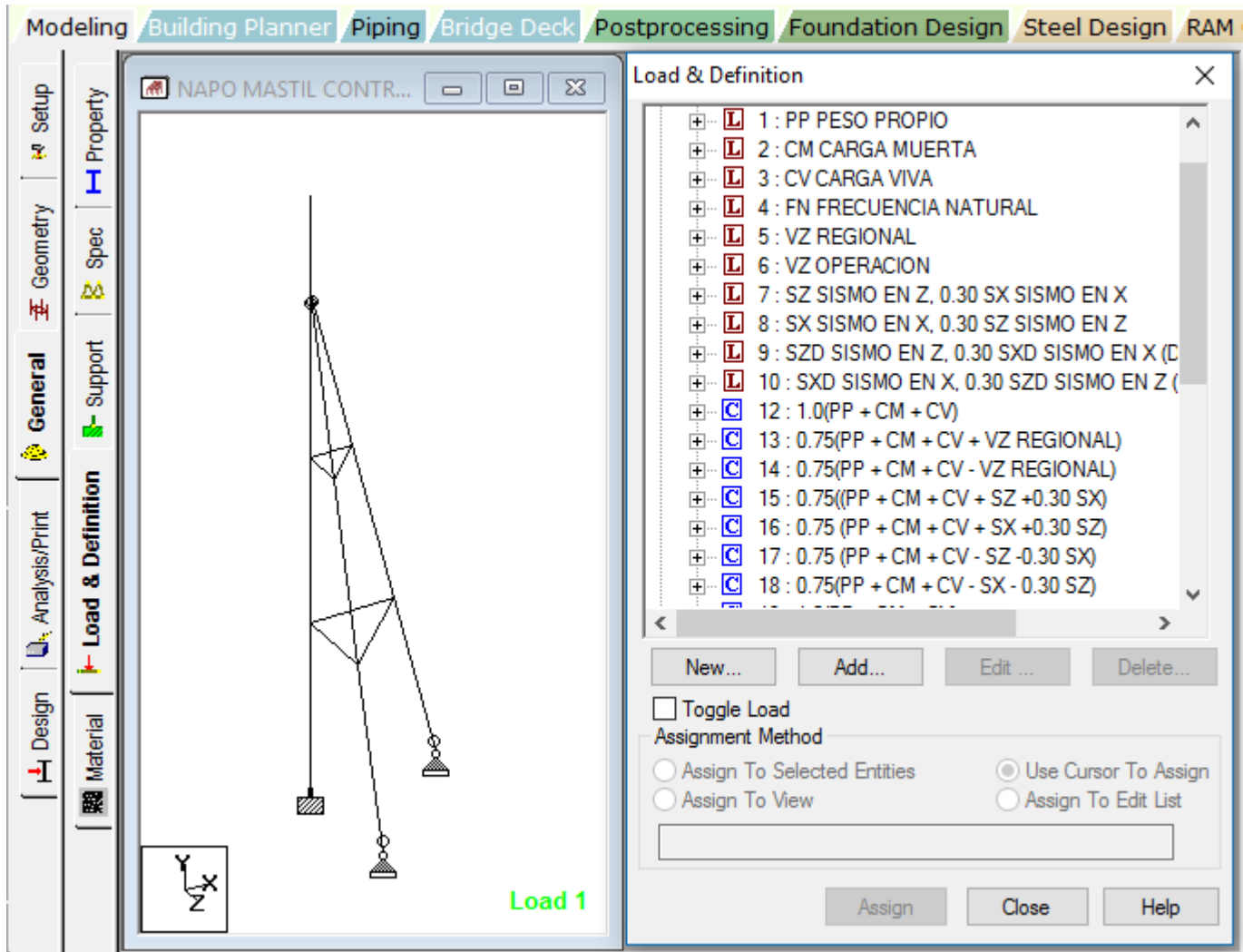


Imagen 8 (Combinaciones de Carga Modelo Staad)

Esfuerzos

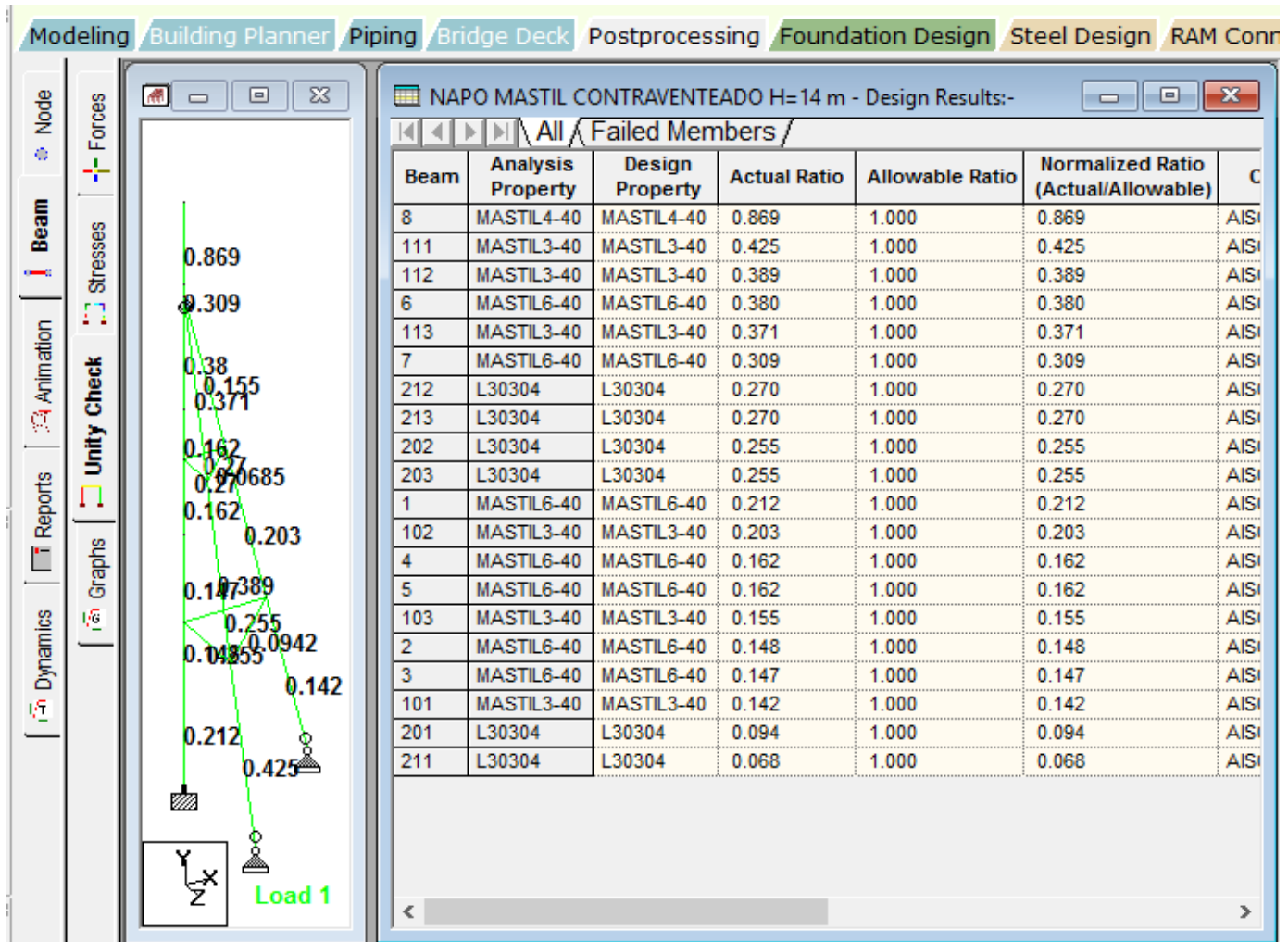


Imagen 9 (Esfuerzos en Modelo Staad)

El máximo esfuerzo se da en la sección **8**, la cual se encuentra al 86.9 % de su capacidad, la cual es ocasionada por la carga número 13 (viento en z) y lo permitido es al 100% esto ya que en las combinaciones de cargas utilizadas se agregan factores de diseño, por lo cual la estructura **CUMPLE**.

Revisión de desplazamientos

La revisión de esfuerzos corresponden a las combinaciones e carga **20 y 21** donde se consideran las cargas gravitacionales y el viento de operación.

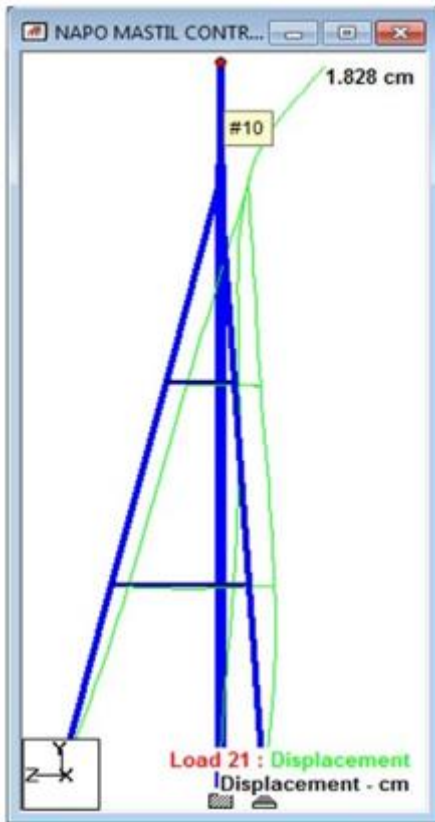


Imagen 10 (Desplazamientos Modelo Staad)

Por condición de Viento

La altura de torre $h=1400$ cm

Giro vertical máximo = 1.5°

Desplazamiento horizontal máximo permisible

$$\Delta p = H \tan 1.5^\circ = (1400) * (\tan 1.5^\circ) = \mathbf{36.7 \text{ cm}}$$

De acuerdo al análisis el desplazamiento máximo (**carga 21**) actuante en los nodos superiores del mástil se presenta en el nodo **10**.

$$\Delta_{ACT} = \mathbf{1.83 \text{ CM}}$$

Con lo que se comprueba que los desplazamientos del mástil son menores que el límite máximo permisible concluyendo que la estructura no tiene problemas por desplazamientos.

Dictamen Estructural



Imagen 11 (Fachada del Inmueble)

Av. Gomez Morin # 337, Col. Residencial la Hacienda, C.P. 27276 Torreon, Coahuila

Antecedentes

Personal de la región realiza la inspección y revisión técnica del inmueble ubicado en Av. Gomez Morin # 337, Col. Residencial la Hacienda, C.P. 27276 Torreon, Coahuila, donde se instalará en el nivel de azotea una torre tipo Mástil con Diagonales de 14m de altura para telefonía celular.

Dicha revisión e inspección consta en la verificación del inmueble bajo la acción de los elementos mecánicos producidos por la estructura a colocarse y las diferentes acciones a las que ya está sometida; esto basado principalmente en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC).

La revisión se realiza con las dimensiones reales de los elementos estructurales recopilados durante una visita al inmueble y mediante ello se infieren las cantidades de refuerzo mínimas ya que en algunos casos no fue posible la apreciación de dicho refuerzo.

A continuación, se describen los aspectos más sobresalientes de la estructura, como son la topología, estructuración, zonificación geológica y sísmica en la que se basó la revisión.



Descripción del inmueble

El inmueble es una estructura destinada a uso Habitacional, que consta de 1 niveles y Azotea, teniendo una altura promedio de 3.225 m, estructurada a base de Columnas de concreto armado, muros de block de concreto y sistema de losas de concreto armado

En lo que respecta a la cimentación, los apoyos no resultan ser visibles, sin embargo, las consideraciones y criterios aquí utilizados verificarán que no tenga problemas de instalación.

El estado actual no se aprecian indicios de asentamientos en el inmueble, así como tampoco de daños estructurales en los muros, columnas o trabes existentes, los sistemas de losas y pisos no presentan deformaciones ni agrietamientos

Consideración Generales

Para el análisis y revisión estructural de los elementos existentes, así como para el apoyo de los equipos, se empleó el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes, atendiendo las disposiciones generales a considerar para verificar la seguridad estructural.

Dicho análisis se presenta a continuación.

Clasificación de la estructura

De conformidad con lo dispuesto en el artículo 174 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y atendiendo a las características que presenta el inmueble, este puede clasificarse como una estructura perteneciente al Grupo B ya que es una edificación destinada a uso Habitacional.

Ubicación geotécnica y sísmica de la estructura

De conformidad con lo dispuesto por MDOC de la Comisión Federal de Electricidad y de acuerdo con el tipo de terreno observado, la estructura se encuentra localizada en una zona geotécnica del tipo Terreno Intermedio. Así mismo, y basados en la misma normatividad, se puede clasificar la estructura dentro de la zona sísmica A.

Evaluación de Cargas

Cargas Vivas

Para la evaluación de cargas vivas nominales unitarias, se siguieron los lineamientos marcados por el reglamento.

Cargas Muertas

Para la evaluación de cargas muertas actuantes en la estructura, se realizó la evaluación de todos y cada uno de los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente de acuerdo a la información recopilada en la inspección visual realizada al inmueble.

Se tomaron en cuenta los pesos volumétricos para los diferentes materiales de construcción utilizados, y se consideró lo dispuesto por el Reglamento.

Análisis de Cargas

CARGAS EN AZOTEA		
CONCEPTO	Ruptura (kg/m ²)	Servicio (kg/m ²)
Losa Maciza de Concreto Armado	288	288
Relleno	30	30
Impermeabilizante	5	5
Carga Muerta por Reglamento	40	40
Carga Viva <5%	100	70
W_{azotea}=	463	433

A estas cargas se le sumara las cargas generadas por el mástil, los equipos y la estructura creada por medio de perfiles IR para instalar los equipos y el mástil mismo.

Diseño de Base con Vigas Metálicas para Equipos

Diseño de Base de Equipos

Para la instalación del mástil, se resolverá mediante un sistema estructural a base de perfiles metálicos de acero estructural, apoyadas en puntos satisfactorios para transmitir de manera adecuada los esfuerzos generados por la misma, diseño que se presenta a continuación.

A continuación, se presenta, la propuesta para la base de equipo dando los perfiles y configuración de la misma

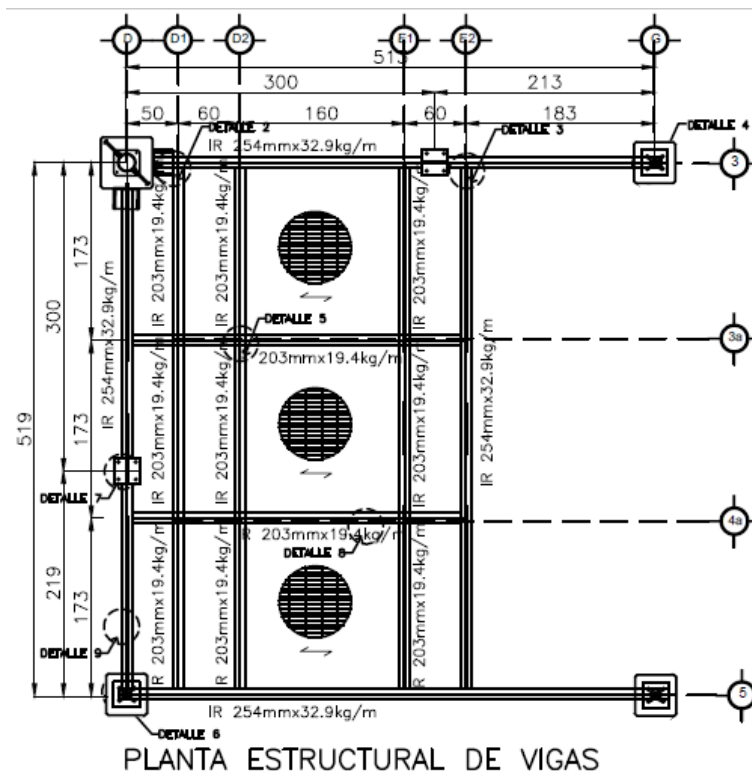


Imagen 12(Diagrama Base de Equipos)

Diseño de Torres de Telecomunicación

Propiedades del Acero Estructural		
Módulo de Elasticidad (E)=	2.09E+10	kg/m ²
Módulo de Poisson=	0.3	
Densidad=	7833.41	kg/m ³

Áreas Tributarias

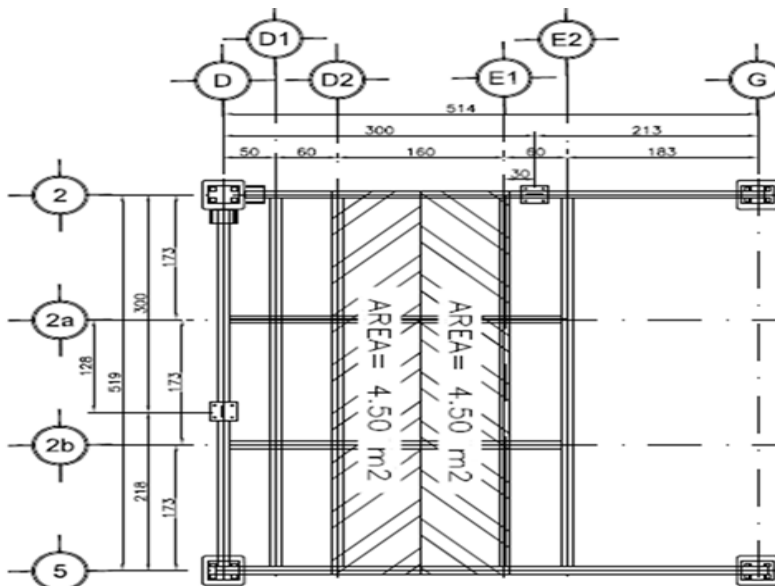


Imagen 13(Áreas Tributarias en Base de Equipos)

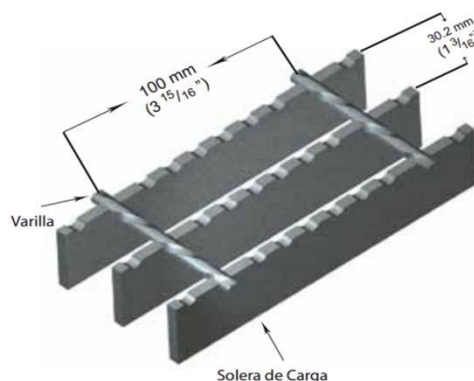
La carga muerta correspondiente al peso de los equipos y rejilla se tomará directamente de la información proporcionada por telesites como a continuación se indica

PESOS A CONSIDERAR DE EQUIPOS	
EQUIPO MARCA	PESO(KG)
CE	400
GSM (ERICSSON)	600
SCC02 (ERICSSON)	600
RBS6101 (ERICSSON)	600 SINGLE RAN/LTE
BBS6101 (ERICSSON)	1000 SINGLE RAN/LTE
TP48200A (HUAWEI)	600
MINISHELTER (HUAWEI)	1000

Tabla 21 (Pesos de Equipos)

Características de Rejilla Metálica

Se instalará una rejilla metálica electroforjada tipo IS-05 de 3/16"x1 1/4" (4.8 x 31.8 mm) con una capacidad de carga en un claro de 1.50 m de 1223 kg de manera concentrada, por lo que no existe problema por la colocación de los equipos de manera directa sobre la rejilla. Aun así se está considerando que las patas de los equipos coincidan con el eje de las vigas.





Carga Viva					
Carga Viva (NTC Edificaciones)		170	kg/m ²	70	kg/m ²
Carga Muerta					
Rejilla Metálica=		43.3	kg/m ²	43.3	kg/m ²
Carga Sin Equipos		213.3	kg/m ²	113.3	kg/m ²
Peso de Equipos					
Equipo	Peso	F.C.	Apoyos	P/A (kg)	No Equipos
Equipo Carrier	600	1	4	150	1
Equipo Single Ran	600	1	4	150	1
Batería Single Ran	600	1	4	150	1
Equipo Futuro	600	1	4	150	6
Análisis de Cargas Distribuidas En Vigas ω (kg/m)					
Carga Viva (Diseño Límite De Resistencia)					
Viga	A _{tributaria} (m ²)	Carga (kg/m ²)	L _{viga} (m)	ω(kg/m)	
1	4.50	170.00	5.19	147	
2	4.50	170.00	5.19	147	
Carga Viva (Diseño Límite De Servicio)					
Viga	A _{tributaria} (m ²)	Carga (kg/m ²)	L _{viga} (m)	ω(kg/m)	
1	4.50	70.00	5.19	61	
2	4.50	70.00	5.19	61	
Carga Rejilla Metálica					
Viga	A _{tributaria} (m ²)	Carga (kg/m ²)	L _{viga} (m)	ω(kg/m)	
1	4.50	43.30	5.19	38	
2	4.50	43.30	5.19	38	

Análisis de Carga Muerta debido al Mástil con Diagonales

En la siguiente imagen (*imagen 15*) se muestra las cargas resultantes del peso gravitacional en el modelo para los nodos de las diagonales dicha carga es la numero 26 en el modelado.

Node	L/C	Horizontal			Moment		
		Fx kg	Fy kg	Fz kg	Mx kg-m	My kg-m	Mz kg-m
101	26 1.0(PP + C)	-22.243	104.050	0.403	0.000	0.000	0.000
102	26 1.0(PP + C)	0.403	104.050	-22.243	0.000	0.000	0.000

Imagen 15(Carga del Modelo Staad Mástil)

Análisis de Cargas de Diseño debido al Mástil con Diagonales

En la siguiente imagen (*imagen 16*) se muestra las cargas resultantes con los factores de diseño en el modelo para los nodos de las diagonales dichas cargas son la 27 y 28.

Node	L/C	Horizontal			Moment		
		Fx kg	Fy kg	Fz kg	Mx kg-m	My kg-m	Mz kg-m
101	27 1.0 (0.9PP)	-30.089	136.472	-20.798	0.000	0.000	0.000
	28 1.0(0.9PP)	-14.398	71.629	21.604	0.000	0.000	0.000
102	27 1.0 (0.9PP)	5.098	3973.567	-1017.989	0.000	0.000	0.000
	28 1.0(0.9PP)	-4.292	-3765.465	973.502	0.000	0.000	0.000

Imagen 16 (Cargas de Diseño Modelo Staad mástil)

Análisis de Carga de Operación debido al Mástil con Diagonales

En la siguiente imagen (*imagen 17*) se muestra las cargas resultantes con los factores de diseño en el modelo para el nodo del mástil dichas cargas corresponden de la 26 a la 32

Node	L/C	Force-X Mton	Force-Y Mton	Force-Z Mton	Moment-X MTon-m	Moment-Y MTon-m	Moment-Z MTon-m
1	28	0.028	6.930	0.140	0.315	-0.075	-0.087
1	30	0.136	4.694	0.096	0.287	0.034	0.279
1	29	0.096	4.694	0.136	0.407	0.034	0.159
1	26	0.022	3.028	0.022	0.064	0.000	-0.064
1	31	-0.053	1.362	-0.092	-0.279	-0.034	-0.287
1	32	-0.092	1.362	-0.053	-0.159	-0.034	-0.407
1	27	0.015	-0.874	-0.096	-0.187	0.075	-0.041

Imagen 17(Carga de Operación Modelo Staad Mástil)



Diseño de Torres de Telecomunicación

Combinaciones de Carga y Diseño

- 1.- Peso Propio de Estructura
- 2.- Carga Muerta Debida a Rejilla de Acero
- 3.- Carga Viva Máxima
- 4.- Carga Viva Media
- 5.- Carga Viva Instantánea
- 6.- Carga Muerta de Equipos
- 7.- Carga Estática Mástil
- 8.- Viento en -Z
- 9.- Viento en Z
- 10.- Viento operación en -Z
- 11.- Viento operación en Z
- 12.- Mástil Sismo en Z
- 13.- Mástil Sismo en X
- 14.- Base de Equipos Sismo en Z
- 15.- Base de Equipos Sismo en X

Combinaciones de Diseño

Diseño por Límite de Resistencia ASD

- 16.- $1.0PP+1.0CM+1.0CV$
- 17.- $0.75PP+0.75CM+0.75CVM_{max}+0.75VIENTO -Z$
- 18.- $0.75PP+0.75CM+0.75CVM_{max}+0.75VIENTO Z$
- 19.- $0.75PP+0.75CM+0.75CVI+0.75SISMO X +0.225SISMO Z$
- 20.- $0.75PP+0.75CM+0.75CVI+0.225SISMO X +0.75SISMO Z$

Diseño por Límite de Servicio (Desplazamiento) ASD

- 21.- $1.0PP+1.0CM+1.0CVM$
- 22.- $1.0PP+1.0CM+1.0CVM+1.0VIENTO OP -Z$
- 23.- $1.0PP+1.0CM+1.0CVM+1.0VIENTO OP Z$
- 24.- $1.0PP+1.0CM+1.0CVI+1.0SISMO Z+0.30SISMO X$
- 25.- $1.0PP+1.0CM+1.0CVI+1.0SISMO X+0.3SISMO Z$

Diseño De Cimentación

- 26.- $1.0PP+1.0CM+1.0CV$
- 27.- $1.0PP+1.0CM+1.0CVM_{max}+1.0VIENTO -Z$
- 28.- $1.0PP+1.0CM+1.0CVM_{max}+1.0VIENTO Z$
- 29.- $1.0PP+1.0CM+1.0CVI+1.0SISMO Z+0.30SISMO X$
- 30.- $1.0PP+1.0CM+1.0CVI+1.0SISMO X+0.3SISMO Z$

Estas combinaciones son definidas por la norma propia de la empresa norma telesites.

Modelado

En la imagen que se ve a continuación se puede observar la configuración de la base de equipos como los perfiles utilizados.

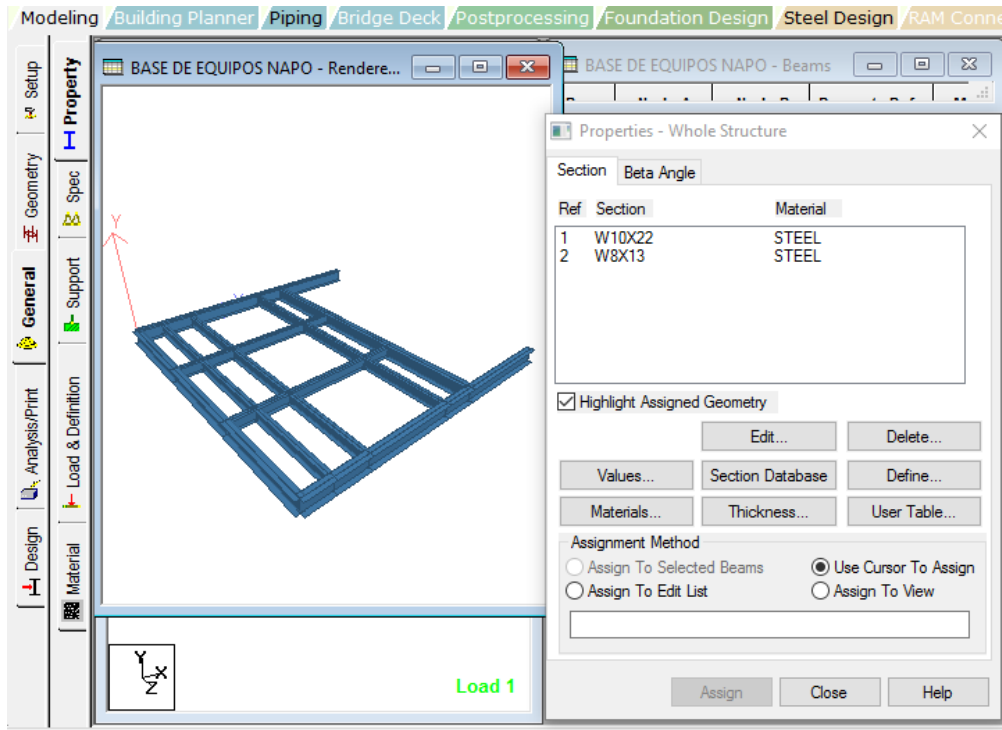


Imagen 18(Secciones Modelo Staad Base de Equipos)

Combinaciones de Cargas

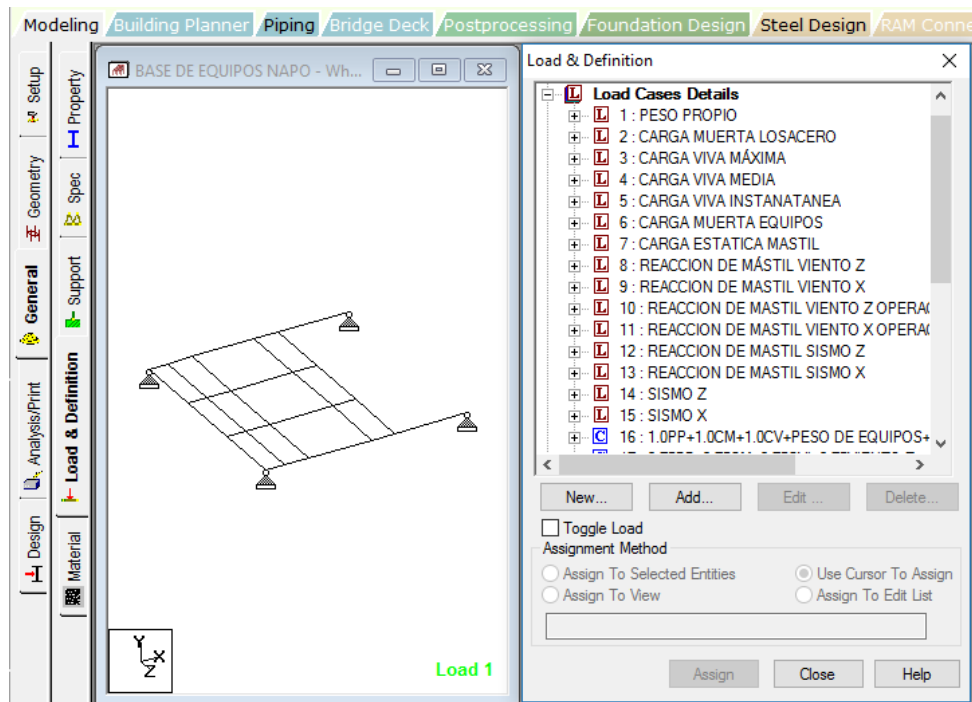


Imagen 19(Combinaciones de Carga para Base de Equipos Modelo Staad9)

Revisión de Desplazamiento

Utilizando las combinaciones de fuerza de 21 a 25 para revisión de Límites de Servicio, resulta ser:

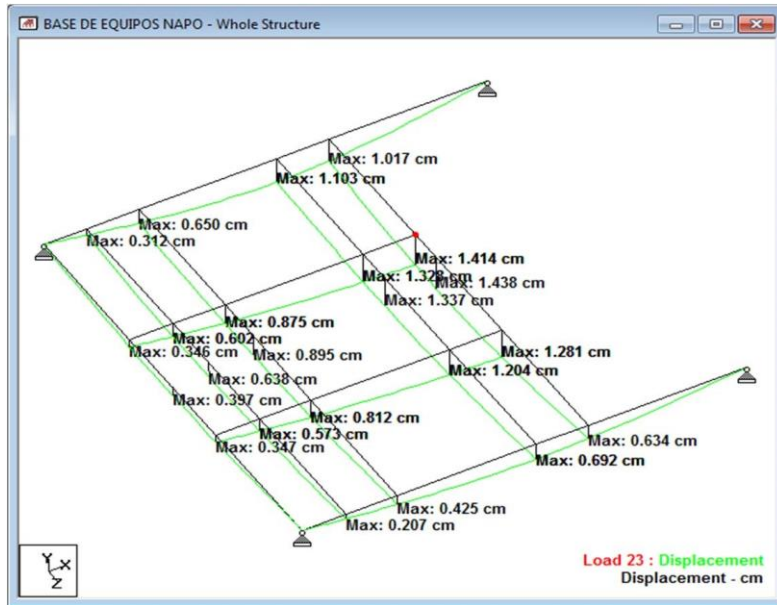


Imagen 20(Desplazamientos Modelo Staad Base de Equipos)

Desplazamiento Máximo Combinación 23

Desplazamiento máximo permisible = $L/360$

$$519/360 = 1.442 \text{ cm} > 1.442 \text{ cm}$$

Los desplazamientos son menores que los permisibles por lo que se considera adecuada la estructura.

Diagrama de Esfuerzos

Los esfuerzos permitidos para nuestra base de equipos son del 100% esto debido a los factores de diseño que se aplican y como podemos observar en la siguientes imagen la seccion mas esforzada se encuentra al 92%

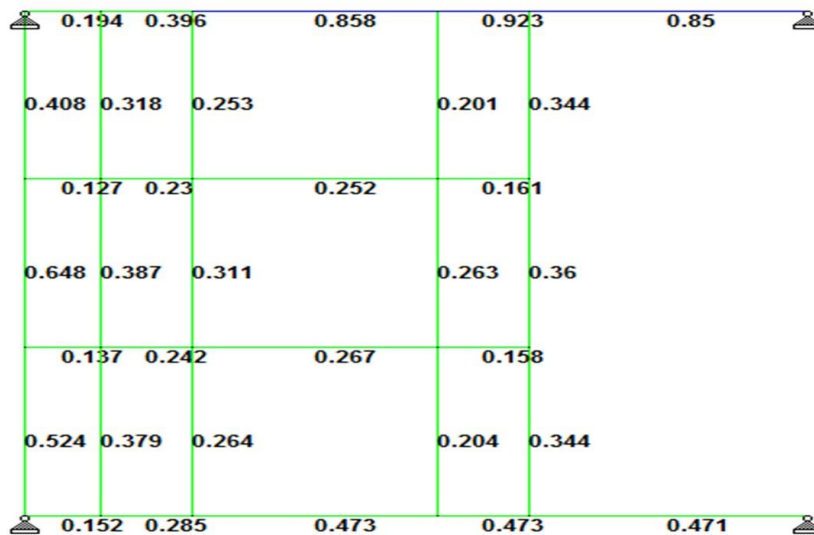


Imagen 21 (Esfuerzos Modelo Staad Base de Equipos)

Reacciones en apoyos de estructura metálica

A continuación se muestra las cargas para las cuales se revisara el inmueble existente, dichas cargas se transmitirán al inmueble por medio de dados que se tendrán que diseñar.

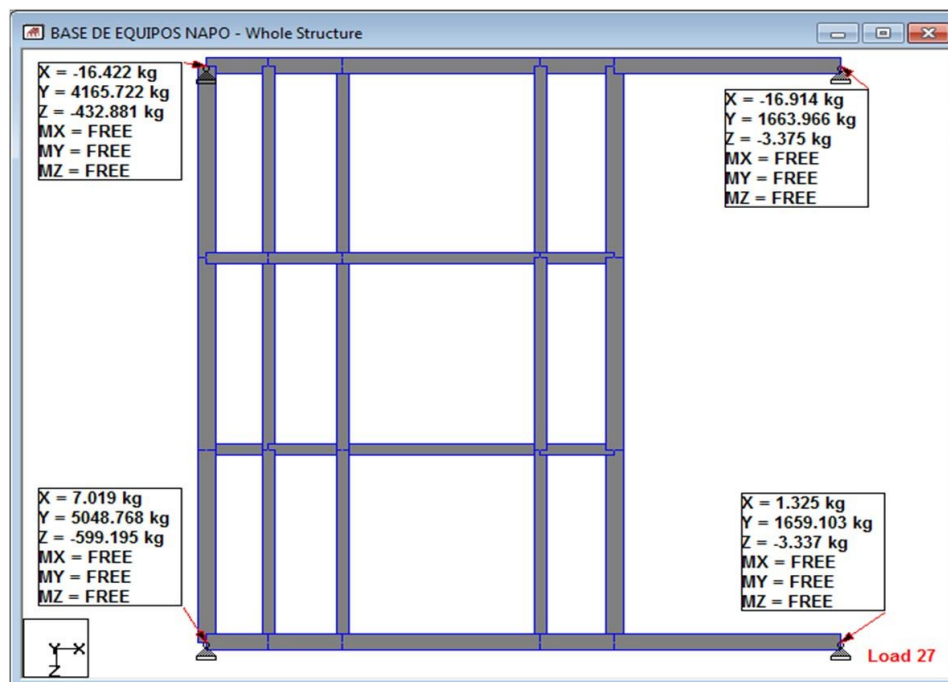


Imagen 22 (Cargas en Apoyos Modelo Staad Base de Equipos)

Diseño de Dados para el Soporte de la Base de equipos y Revision de Columnas del Inmuebel

La base de equipo se cimentara sobre 4 vigas de concreto reforzado, utilizando las combinacion de cargas mas desfavorable en los cuatro apoyos de la nuestra base de equipos. Dichos dados se podran apoyar sobre columnas o vigas existentes en la azotea del inmueble, realizando la escarificacion hasta el acero de refuerzo de la seccion existente para cimentar los dados.

La revision de las secciones existentes en donde se apoyaran los dados y bajaran las cargas generadas por la nueva estructura se realizara por medio del Reglamento de Construccion para el Distrito Federal (1993) al igual que el diseño de los dados, esto es posible ya que en el estado de Coahuila no existe una normativa que riga y es posible utilizarlo

Diseño de Dado para Base de Equipos D-1 EJE D-2

Geometría del dado

a= **50** cm
 b= **50** cm
 Altura de Dado= **80** cm
 Recubrimiento= 5 cm
 d= 45.00 cm

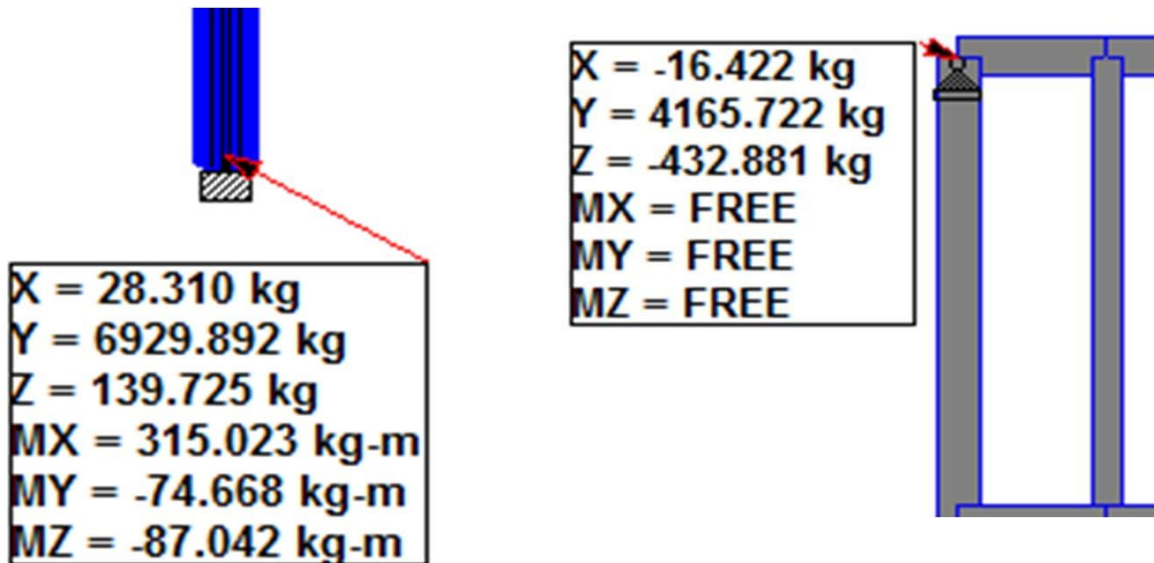
Propiedades de los materiales

f'c concreto= 250 kg/cm²
 Fy acero= 4200 kg/cm²
 f*c=0.8*f'c= 200 kg/cm²
 f'c=0.85*f*c= 170 kg/cm²

Factores de carga y resistencia

F.C.= **1.40**
 FR_{flexocompresión}= 0.7
 FR_{torsion}= 0.8
 FR_{cortante}= 0.8

Peso de dado= 480.00 kg



Cargas Actuantes

Cortante en X= **44.73** kg
 Cortante en Z= **572.61** kg
 Carga Axial en Y= **11575.61** kg

Momento en X= **315.023** kg-m
 Momento en Z= **87.042** kg-m
 Momento en Y= **74.668** kg-m *Torsión

Cargas de Diseño Últimas

Cortante en X= 62.6248 kg
 Cortante en Z= 801.6484 kg
 Carga Axial en Y= 16205.8596 kg

Momento en X= 441.0322 kg-m
 Momento en Z= 121.8588 kg-m
 Momento en Y= 104.5352 kg-m



Cálculo de excentricidades

$$P_u = 16205.8596 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 491 \text{ kg-m}$$

$$M_{uz} = 763 \text{ kg-m}$$

Valores para gráfica de interacción anexo 3

$$K = 0.03704$$

$$R_x = 0.00225$$

$$R_z = 0.00349$$

Obtenido de Gráfica de Interacción $q =$

$$0.10$$

Refuerzo longitudinal gráficas de interacción

$$\rho = q \cdot f'c / f_y = 0.004047619$$

Refuerzo longitudinal mínimo

$$\rho_{min} = 20 / f_y = 0.004761905$$

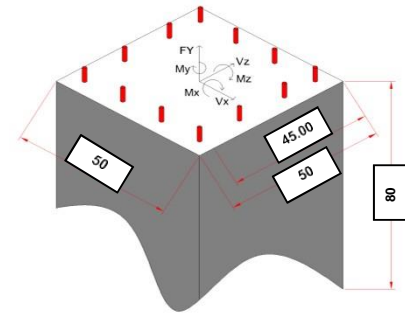
$\rho = 0.004761905$ Se usará cuantía mínima

$$A_{smin} = 11.90 \text{ cm}^2 \quad \text{*área de acero necesaria}$$

La excentricidad mínima de diseño es:

$$e_{minx} = 4 \text{ cm} \quad \text{usar mínima}$$

$$e_{miny} = 4 \text{ cm} \quad \text{usar mínima}$$



Proponiendo un refuerzo longitudinal compuesto por:

Cantidad de Varillas: 12 vars.

Del número: 4

$$A_s = 15.20 \text{ cm}^2$$

$$\rho = A_s / (b \cdot a) = 0.00608 > 0.004761905$$

***Cumple por acero longitudinal**

Cálculo de carga normal resistente de diseño

Utilizando la siguiente ecuación para el cálculo de la carga normal resistente de diseño, en función de las excentricidades de las NTC Concreto 2004:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

Donde:

P_R : Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y ;

P_{RO} : Carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$;

P_{Rx} : Carga normal resistente de diseño, aplicando excentricidad e_x .

P_{Ry} : Carga normal resistente de diseño, aplicando excentricidad e_y .

$$P_{RO} = F_R (0.7 f'c \cdot A_g + 2000 A_s)$$

$$P_{RO} = 266282 \text{ kg}$$

$$P_{Rx} = K_x \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot f'c$$

- Datos para gráfica de interacción (Sentido X)

$$q = 0.15 \quad e_x/b = 0.08$$

$$K_x = 0.6 \text{ de gráfica de interacción.}$$

Por tanto

$$P_{Rx} = 262500 \text{ kg}$$

$$P_{Ry} = K_y \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot f'c$$

Diseño de Torres de Telecomunicación



- Datos para gráfica de interacción (Sentido Y)

$q = 0.15$ $ex/b = 0.08$ $K_x = 0.6$ de gráfica de interacción.

Por tanto

$P_{Ry} = 262500$ kg

$P_R = 258824$ kg

$P_R/P_{R0} = 0.972 \geq 0.1$

***Es valida la resistencia nominal**

$P_u < P_R$

Cumple por resistencia de carga nominal incluyendo las excentricidades Revisión por Torsion

Los efectos producidos por un momento torsionante (M_t) se pueden despreciar cuando éste sea menor que:

$$M_y < 0.27 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{p_{cp}}$$

Donde:

A_g : Área de concreto total

p_{cp} : Perimetro exterior del elemento de concreto

$A_g = 2500$ cm^2

$p_{cp} = 200$ cm

$M_y = 10453.52$ kg-cm < **95459** kg-cm

Se desprecia los efectos de torsión

Diseño de refuerzo transversal

Se propone colocar estribos de 2 ramas de:

Est.# **3** @ **15** cm

$A_v = 1.425$ cm^2 >

$$A_{v_{min}} = 0.30 \sqrt{f_c^*} \frac{bs}{f_y}$$

$A_{v_{min}} = 0.758$ cm^2

$S_{max} = d/2 = 22.5$ cm

Cumple por acero mínimo

Cumple por separación máxima

Cálculo de cortante último

$V_{xu} = V_{zu} = 62.6248$ kg

801.6484

Para columnas el V_u no debe ser superior a: kg

$$V_u < 2 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$V_u = 804.09$ kg < **50912** kg **Cumple**

Fuerza cortante resistente del concreto

Si $\rho \leq 0.015$

$\rho = 0.00608$

Ec. 1 $V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$

$V_{CR} = 8187$ kg

Aplica

Si $\rho > 0.0150$

Ec. 2 $V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

$V_{CR} = 12728$ kg

No Aplica



si la fuerza axial no Excede P_u La fuerza Cortante que toma el concreto V_{CR} Se obtendrá multiplicando los Valores de la Ecuación 1 o 2 por:

$$F_R \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right) = 1.7456$$

$$V_{CR} * \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right)$$

Por lo cual el esfuerzo cortante que resisten el concreto es:

$$V_{CR Ec1} = 8187 \text{ kg} \qquad V_{CR} = 14291 \text{ kg}$$

Fuerza cortante resistente del acero transversal

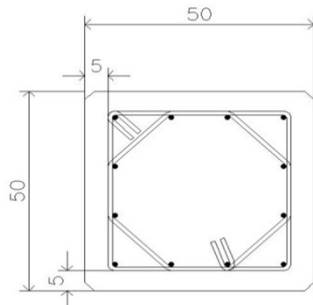
$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d (\sin(\phi) + \cos(\phi))}{s} \quad \text{[?]} \quad 90$$

$$V_{SR} = 14365 \text{ kg}$$

$$V_R = V_{SR} + V_{CR} = 22552 \text{ kg} > 804.09 \text{ kg}$$

Cumple diseño por cortante

ARREGLO FINAL DE DISEÑO DE DADO PARA MASTIL D-1 EJE D-2



Dado de Concreto Armado

$$f'_c = 250$$

Con acero longitudinal compuesto por:

12 Varillas del No. 4

Y estribos:

Est. #3 @ 15 cm



Diseño de Dado para Base de Equipos D-2 EJE G-2

Geometría del dado

a= **40** cm
 b= **40** cm
 Altura de Dado= **58** cm
 Recubrimiento= 5 cm
 d= 35.00 cm

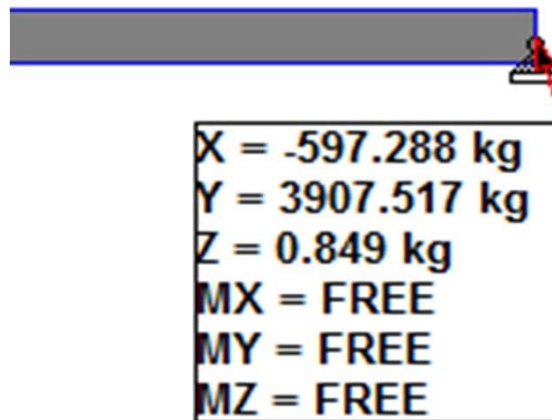
Propiedades de los materiales

f'c concreto= 250 kg/cm²
 Fy acero= 4200 kg/cm²
 f*c=0.8*f'c= 200 kg/cm²
 f'c=0.85*f*c= 170 kg/cm²

Factores de carga y resistencia

F.C.= **1.40**
 FR_{flexocompresión}= 0.7
 FR_{torsion}= 0.8
 FR_{cortante}= 0.8

Peso de dado= 222.72 kg



Cargas Actuantes

Cortante en X=	597.29 kg	Momento en X=	0 kg-m
Cortante en Z=	0.85 kg	Momento en Z=	0 kg-m
Carga Axial en Y=	4130.24 kg	Momento en Y=	0 kg-m *Torsión

Cargas de Diseño Últimas

Cortante en X=	836.2032 kg	Momento en X=	0 kg-m
Cortante en Z=	1.1886 kg	Momento en Z=	0 kg-m
Carga Axial en Y=	5782.3318 kg	Momento en Y=	0 kg-m



Cálculo de excentricidades

$$P_u = 5782.3318 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 485 \text{ kg-m}$$

$$M_{uz} = 1 \text{ kg-m}$$

Valores para gráfica de interacción anexo 3

$$K = 0.02065$$

$$R_x = 0.00433$$

$$R_z = 0.00001$$

Obtenido de Gráfica de Interacción $q =$

0.10

Refuerzo longitudinal gráficas de interacción

$$\rho = q \cdot f'c / f_y = 0.004047619$$

Refuerzo longitudinal mínimo

$$\rho_{min} = 20 / f_y = 0.004761905$$

$$e_x / b = 0.073$$

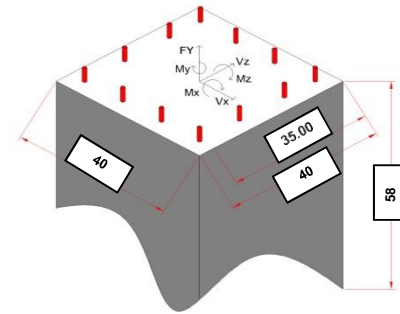
$$e_y / b = 0.073$$

$$d / b = 0.88$$

La excentricidad mínima de diseño es:

$$e_{minx} = 2.9 \text{ cm} \quad \text{usar mínima}$$

$$e_{miny} = 2.9 \text{ cm} \quad \text{usar mínima}$$



$$\rho = 0.004761905 \text{ Se usará cuantía mínima}$$

$$A_{smin} = 7.62 \text{ cm}^2 \quad \text{*área de acero necesaria}$$

Proponiendo un refuerzo longitudinal compuesto por:

Cantidad de Varillas: 8 vars.

Del número: 4

$$A_s = 10.13 \text{ cm}^2$$

$$\rho = A_s / (b \cdot a) = 0.00633 > 0.004761905$$

***Cumple por acero longitudinal**

Cálculo de carga normal resistente de diseño

Utilizando la siguiente ecuación para el cálculo de la carga normal resistente de diseño, en función de las excentricidades de las NTC Concreto 2004:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

Donde:

P_R : Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y ;

P_{RO} : Carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$;

P_{Rx} : Carga normal resistente de diseño, aplicando excentricidad e_x .

P_{Ry} : Carga normal resistente de diseño, aplicando excentricidad e_y .

$$P_{RO} = F_R (0.7 f'c \cdot A_g + 2000 A_s)$$

$$P_{RO} = 170988 \text{ kg}$$

$$P_{Rx} = K_x \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot f'c$$

- Datos para gráfica de interacción (Sentido X)

$$q = 0.16 \quad e_x / b = 0.07$$

$$K_x = 0.7 \text{ de gráfica de interacción.}$$

Por tanto

$$P_{Rx} = 196000 \text{ kg}$$

$$P_{Ry} = K_y \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot f'c$$

Diseño de Torres de Telecomunicación



- Datos para gráfica de interacción (Sentido Y)

$q = 0.16$ $ex/b = 0.07$ $K_x = 0.7$ de gráfica de interacción.

Por tanto

$P_{Ry} = 196000$ kg

$P_R = 229584$ kg

$P_R/P_{R0} = 1.343 \geq 0.1$

***Es valida la resistencia nominal**

$P_u < P_R$

Cumple por resistencia de carga nominal incluyendo las excentricidades Revisión por Torsion

Los efectos producidos por un momento torsionante (M_y) se pueden despreciar cuando éste sea menor que:

$$M_y < 0.27 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{p_{cp}}$$

Donde:

A_g : Área de concreto total

p_{cp} : Perimetro exterior del elemento de concreto

$A_g = 1600$ cm^2

$p_{cp} = 160$ cm

$M_y = 0$ kg-cm < **48875** kg-cm

Se desprecia los efectos de torsión

Diseño de refuerzo transversal

Se propone colocar estribos de 2 ramas de:

Est.# **3** @ **15** cm

$A_v = 1.425$ cm^2 >

$$A_{v_{min}} = 0.30 \sqrt{f_c^*} \frac{bs}{f_y}$$

$A_{v_{min}} = 0.606$ cm^2

$S_{max} = d/2 = 17.5$ cm

Cumple por acero mínimo

Cumple por separación máxima

Cálculo de cortante último

$V_{xu} = V_{zu} = 836.2032$ kg

1.1886

Para columnas el V_u no debe ser superior a: kg

$$V_u < 2F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$V_u = 836.20$ kg < **31678** kg **Cumple**

Fuerza cortante resistente del concreto

Si $\rho \leq 0.015$

$\rho = 0.00633$

Ec. 1 $V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$

$V_{CR} = 5174$ kg

Aplica

Si $\rho > 0.0150$

Ec. 2 $V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

$V_{CR} = 7920$ kg

No Aplica

Diseño de Torres de Telecomunicación



si la fuerza axial no Exede "Pu La fuerza Cortante que toma el concreto VcR Se obtendra multiplicando los Valores de la Ecuacion 1 o 2 por:

$$F_R \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right) = 1.7481$$

$$V_{CR} * \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right)$$

Por lo cual el esfuerzo cortante que resisten el concreto es:

$$V_{CR} = 9045 \text{ kg}$$

Fuerza cortante resistente del acero transversal

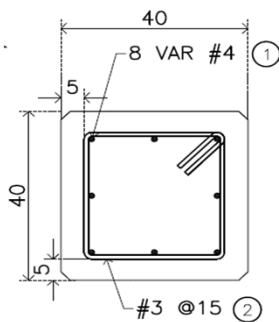
$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d (\sin(\phi) + \cos(\phi))}{s} \quad \text{90}$$

$$V_{SR} = 11173 \text{ kg}$$

$$V_R = V_{SR} + V_{CR} = 16347 \text{ kg} > 836.20 \text{ kg}$$

Cumple diseño por cortante

ARREGLO FINAL DE DISEÑO DE DADO PARA BASE DE EQUIPOS D-2 EJE G-2



Dado de Concreto Armado

$$f'_c = 250$$

Con acero longitudinal compuesto por:

8 Varillas del No. 4

Y estribos:

Est. #3 @ 15 cm



Diseño de Dado para Base de Equipos D-3 EJE G-5

Geometría del dado

a= **40** cm
 b= **40** cm
 Altura de Dado= **30** cm
 Recubrimiento= 5 cm
 d= 35.00 cm

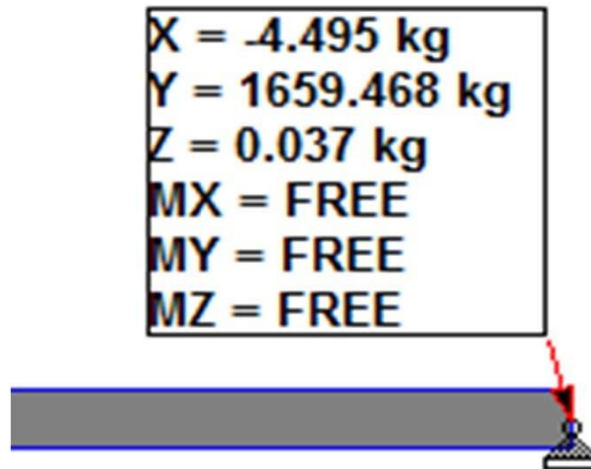
Propiedades de los materiales

f'c concreto= 250 kg/cm²
 Fy acero= 4200 kg/cm²
 f*c=0.8*f'c= 200 kg/cm²
 f'c=0.85*f*c= 170 kg/cm²

Factores de carga y resistencia

F.C.= **1.40**
 FR_{flexocompresión}= 0.7
 FR_{torsion}= 0.8
 FR_{cortante}= 0.8

Peso de dado= 115.20 kg



Cargas Actuales

Cortante en X=	4.50 kg	Momento en X=	0 kg-m
Cortante en Z=	0.04 kg	Momento en Z=	0 kg-m
Carga Axial en Y=	1774.67 kg	Momento en Y=	0 kg-m *Torsión

Cargas de Diseño Últimas

Cortante en X=	6.293 kg	Momento en X=	0 kg-m
Cortante en Z=	0.0518 kg	Momento en Z=	0 kg-m
Carga Axial en Y=	2484.5352 kg	Momento en Y=	0 kg-m



Cálculo de excentricidades

$$P_u = 2484.5352 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 2 \text{ kg-m}$$

$$M_{uz} = 0 \text{ kg-m}$$

La excentricidad mínima de diseño es:

$$e_{minx} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{usar mínima}$$

$$e_{miny} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{usar mínima}$$

Valores para gráfica de interacción Anexo 3

$$K = 0.00887$$

$$R_x = 0.00002$$

$$R_z = 0.00000$$

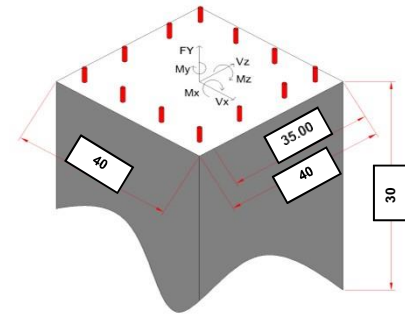
Obtenido de Gráfica de Interacción $q =$

$$0.10$$

$$e_x/b = 0.038$$

$$e_y/b = 0.038$$

$$d/b = 0.88$$



Refuerzo longitudinal gráficas de interacción

$$\rho = q \cdot f'c / f_y = 0.004047619$$

Refuerzo longitudinal mínimo

$$\rho = 0.004761905 \text{ Se usará cuantía mínima}$$

$$\rho_{min} = 20 / f_y = 0.004761905$$

$$A_{smin} = 7.62 \text{ cm}^2 \quad \text{*área de acero necesaria}$$

Proponiendo un refuerzo longitudinal compuesto por:

Cantidad de Varillas: 8 vars.

Del número: 4

$$A_s = 10.13 \text{ cm}^2$$

$$\rho = A_s / (b \cdot a) = 0.00633 > 0.004761905$$

***Cumple por acero longitudinal**

Cálculo de carga normal resistente de diseño

Utilizando la siguiente ecuación para el cálculo de la carga normal resistente de diseño, en función de las excentricidades de las NTC Concreto 2004:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

Donde:

P_R : Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y ;

P_{RO} : Carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$;

P_{Rx} : Carga normal resistente de diseño, aplicando excentricidad e_x .

P_{Ry} : Carga normal resistente de diseño, aplicando excentricidad e_y .

$$P_{RO} = F_R (0.7 f'c \cdot A_g + 2000 A_s)$$

$$P_{RO} = 170988 \text{ kg}$$

$$P_{Rx} = K_x \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot f'c$$

- Datos para gráfica de interacción (Sentido X)

$$q = 0.16 \quad e_x/b = 0.04$$

$$K_x = 0.65 \text{ de gráfica de interacción.}$$

Por tanto

$$P_{Rx} = 182000 \text{ kg}$$

$$P_{Ry} = K_y \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot f'c$$

Diseño de Torres de Telecomunicación



- Datos para gráfica de interacción (Sentido Y)

$q = 0.16$ $ex/b = 0.04$ $K_x = 0.65$ de gráfica de interacción.

Por tanto

$P_{Ry} = 182000$ kg

$P_R = 194528$ kg

$P_R/P_{R0} = 1.138 \geq 0.1$

***Es valida la resistencia nominal**

$P_u < P_R$

Cumple por resistencia de carga nominal incluyendo las excentricidades Revisión por Torsion

Los efectos producidos por un momento torsionante (M_y) se pueden despreciar cuando éste sea menor que:

$$M_y < 0.27 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{p_{cp}}$$

Donde:

A_g : Área de concreto total

p_{cp} : Perimetro exterior del elemento de concreto

$A_g = 1600$ cm^2

$p_{cp} = 160$ cm

$M_y = 0$ kg-cm < **48875** kg-cm

Se desprecia los efectos de torsión

Diseño de refuerzo transversal

Se propone colocar estribos de 2 ramas de:

Est.# **3** @ **15** cm

$A_v = 1.425$ cm^2 >

$$A_{v_{min}} = 0.30 \sqrt{f_c^*} \frac{bs}{f_y}$$

$A_{v_{min}} = 0.606$ cm^2

$S_{max} = d/2 = 17.5$ cm

Cumple por acero mínimo

Cumple por separación máxima

Cálculo de cortante último

$V_{xu} = V_{zu} = 6.293$ kg

0.0518

Para columnas el V_u no debe ser superior a: kg

$$V_u < 2F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$V_u = 6.29$ kg < **31678** kg **Cumple**

Fuerza cortante resistente del concreto

Si $\rho \leq 0.015$

$\rho = 0.00633$

Ec. 1 $V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$

$V_{CR} = 5174$ kg

Aplica

Si $\rho > 0.0150$

Ec. 2 $V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

$V_{CR} = 7920$ kg

No Aplica



si la fuerza axial no Exede "Pu La fuerza Cortante que toma el concreto VcR Se obtendra multiplicando los Valores de la Ecuacion 1 o 2 por:

$$F_R \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right) = 1.7481$$

$$V_{CR} * \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right)$$

Por lo cual el esfuerzo cortante que resisten el concreto es:

$$V_{CR} = 9045 \text{ kg}$$

Fuerza cortante resistente del acero transversal

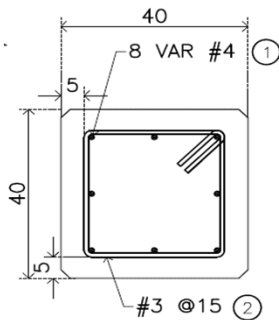
$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d (\sin(\phi) + \cos(\phi))}{s} \quad \text{90}$$

$$V_{SR} = 11173 \text{ kg}$$

$$V_R = V_{SR} + V_{CR} = 16347 \text{ kg} > 6.29 \text{ kg}$$

Cumple diseño por cortante

ARREGLO FINAL DE DISEÑO DE DADO PARA BASE DE EQUIPOS D-3 EJE G-5



Dado de Concreto Armado

$$f'_c = 250$$

Con acero longitudinal compuesto por:

8 Varillas del No. 4

Y estribos:

Est. #3 @ 15 cm



Diseño de Dado para Base de Equipos D-4 EJE D-5

Geometría del dado

a= 40 cm
 b= 40 cm
 Altura de Dado= 30 cm
 Recubrimiento= 5 cm
 d= 35.00 cm

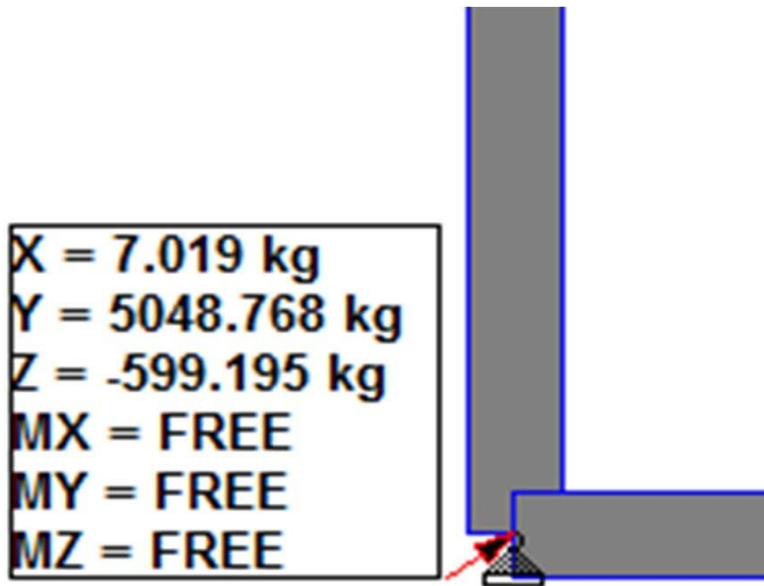
Propiedades de los materiales

f'c concreto= 250 kg/cm²
 Fy acero= 4200 kg/cm²
 f*c=0.8*f'c= 200 kg/cm²
 f'c=0.85*f*c= 170 kg/cm²

Factores de carga y resistencia

F.C.= 1.40
 FR_{flexocompresión}= 0.7
 FR_{torsion}= 0.8
 FR_{cortante}= 0.8

Peso de dado= 115.20 kg



Cargas Actuales

Cortante en X=	7.02 kg	Momento en X=	0 kg-m
Cortante en Z=	599.20 kg	Momento en Z=	0 kg-m
Carga Axial en Y=	5163.97 kg	Momento en Y=	0 kg-m *Torsión

Cargas de Diseño Últimas

Cortante en X=	9.8266 kg	Momento en X=	0 kg-m
Cortante en Z=	838.873 kg	Momento en Z=	0 kg-m
Carga Axial en Y=	7229.5552 kg	Momento en Y=	0 kg-m



Cálculo de excentricidades

$$P_u = 7229.5552 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 3 \text{ kg-m}$$

$$M_{uz} = 252 \text{ kg-m}$$

Valores para gráfica de interacción anexo 3

$$K = 0.02582$$

$$R_x = 0.00003$$

$$R_z = 0.00225$$

Obtenido de Gráfica de Interacción $q =$

$$0.10$$

Refuerzo longitudinal gráficas de interacción

$$\rho = q \cdot f'c / f_y = 0.004047619$$

Refuerzo longitudinal mínimo

$$\rho_{min} = 20 / f_y = 0.004761905$$

$$e_x / b = 0.038$$

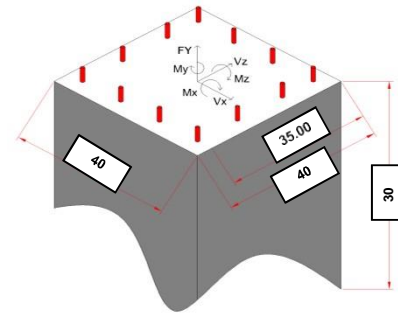
$$e_y / b = 0.038$$

$$d / b = 0.88$$

La excentricidad mínima de diseño es:

$$e_{minx} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{usar mínima}$$

$$e_{miny} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{usar mínima}$$



$$\rho = 0.004761905 \text{ Se usará cuantía mínima}$$

$$A_{smin} = 7.62 \text{ cm}^2 \quad \text{*área de acero necesaria}$$

Proponiendo un refuerzo longitudinal compuesto por:

Cantidad de Varillas: 8 vars.

Del número: 4

$$A_s = 10.13 \text{ cm}^2$$

$$\rho = A_s / (b \cdot a) = 0.00633 > 0.004761905$$

***Cumple por acero longitudinal**

Cálculo de carga normal resistente de diseño

Utilizando la siguiente ecuación para el cálculo de la carga normal resistente de diseño, en función de las excentricidades de las NTC Concreto 2004:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

Donde:

P_R : Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y ;

P_{RO} : Carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$;

P_{Rx} : Carga normal resistente de diseño, aplicando excentricidad e_x .

P_{Ry} : Carga normal resistente de diseño, aplicando excentricidad e_y .

$$P_{RO} = F_R (0.7 f'c \cdot A_g + 2000 A_s)$$

$$P_{RO} = 170988 \text{ kg}$$

$$P_{Rx} = K_x \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot f'c$$

- Datos para gráfica de interacción (Sentido X)

$$q = 0.16 \quad e_x / b = 0.04$$

$$K_x = 0.65 \text{ de gráfica de interacción.}$$

Por tanto

$$P_{Rx} = 182000 \text{ kg}$$

$$P_{Ry} = K_y \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot f'c$$

Diseño de Torres de Telecomunicación



- Datos para gráfica de interacción (Sentido Y)

$q = 0.16$ $ex/b = 0.04$ $K_x = 0.65$ de gráfica de interacción.

Por tanto

$P_{Ry} = 182000$ kg

$P_R = 194528$ kg

$P_R/P_{R0} = 1.138 \geq 0.1$

***Es valida la resistencia nominal**

$P_u < P_R$

Cumple por resistencia de carga nominal incluyendo las excentricidades Revisión por Torsion

Los efectos producidos por un momento torsionante (M_y) se pueden despreciar cuando éste sea menor que:

$$M_y < 0.27 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{p_{cp}}$$

Donde:

A_g : Área de concreto total

p_{cp} : Perimetro exterior del elemento de concreto

$A_g = 1600$ cm^2

$p_{cp} = 160$ cm

$M_y = 0$ kg-cm < **48875** kg-cm

Se desprecia los efectos de torsión

Diseño de refuerzo transversal

Se propone colocar estribos de 2 ramas de:

Est.# **3** @ **15** cm

$A_v = 1.425$ cm^2 >

$$A_{v_{min}} = 0.30 \sqrt{f_c^*} \frac{bs}{f_y}$$

$A_{v_{min}} = 0.606$ cm^2

$S_{max} = d/2 = 17.5$ cm

Cumple por acero mínimo

Cumple por separación máxima

Cálculo de cortante último

$V_{xu} = V_{zu} = 9.8266$ kg

838.873

Para columnas el V_u no debe ser superior a: kg

$$V_u < 2F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$V_u = 838.93$ kg < **31678** kg **Cumple**

Fuerza cortante resistente del concreto

Si $\rho \leq 0.015$

$\rho = 0.00633$

Ec. 1 $V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$

$V_{CR} = 5174$ kg

Aplica

Si $\rho > 0.0150$

Ec. 2 $V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

$V_{CR} = 7920$ kg

No Aplica

Diseño de Torres de Telecomunicación



si la fuerza axial no Exede "Pu La fuerza Cortante que toma el concreto VcR Se obtendra multiplicando los Valores de la Ecuacion 1 o 2 por:

$$F_R \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right) = 1.7481$$

$$V_{CR} * \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right)$$

Por lo cual el esfuerzo cortante que resisten el concreto es:

$$V_{CR} = 9045 \text{ kg}$$

Fuerza cortante resistente del acero transversal

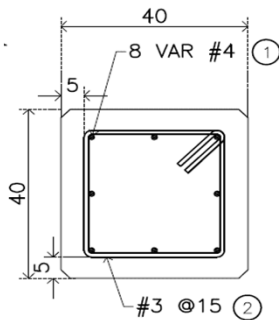
$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d (\sin(\phi) + \cos(\phi))}{s} \quad \text{90}$$

$$V_{SR} = 11173 \text{ kg}$$

$$V_R = V_{SR} + V_{CR} = 16347 \text{ kg} > 838.93 \text{ kg}$$

Cumple diseño por cortante

ARREGLO FINAL DE DISEÑO DE DADO PARA BASE DE EQUIPOS D-4 EJE D-5



Dado de Concreto Armado

$$f'_c = 250$$

Con acero longitudinal compuesto por:

8 Varillas del No. 4

Y estribos:

Est. #3 @ 15 cm

Revisión de Castillo Existente para Apoyo Base Equipos EJE D-2

Factores de carga y resistencia

Geometría del castillo

a= **28.00** cm
 b= **28.00** cm
 Altura de Castillo= **337.00** cm.

Propiedades de los materiales

Recubrimiento= 3 cm
 d= 25.00 cm
 $f'_c \text{ concreto} = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y \text{ acero} = 6000 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y \text{ acero} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $f^*c = 0.8 * f'_c = 160 \text{ kg/cm}^2$
 $f'^c = 0.85 * f^*c = 136 \text{ kg/cm}^2$

F.C.= **1.10**
 $FR_{\text{flexocompresión}} = 0.7$
 $FR_{\text{torsión}} = 0.8$
 $FR_{\text{cortante}} = 0.8$

Elementos mecánicos en el apoyo

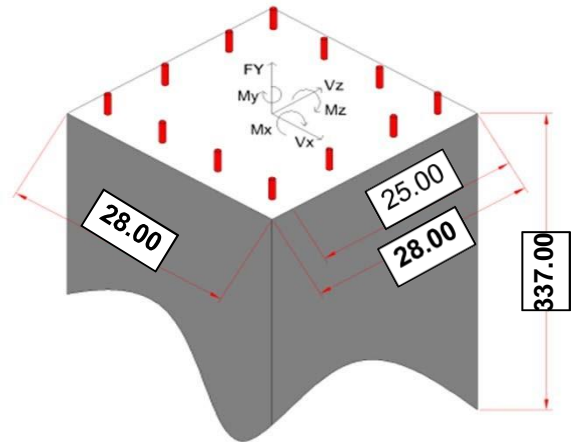
Cortante en X= **44.73** kg
 Cortante en Z= **572.61** kg
 Carga Axial en Y= **11575.61** kg
 Momento en X= **315.02** kg-m
 Momento en Z= **87.04** kg-m
 Momento en Y= **74.67** kg-m *Torsión

Cargas últimas

Cortante en X= 49.2052 kg
 Cortante en Z= 629.8666 kg
 Carga Axial en Y= 12733.1754 kg
 Momento en X= 346.5253 kg-m
 Momento en Z= 95.7462 kg-m
 Momento en Y= 82.1348 kg-m

Acero en Castillos

As min= 3.73 cm²



Se revisará con un As= 3.73 cm²

La carga adicional resulta ser: **12733.1754** kg

Área tributaria correspondiente a la columna:

At= **27.94** m²

Esto implica que adicionalmente a la descarga última se tiene una carga conocida de:

$W_{\text{azotea}} = 463$ Carga sin mástil= 12936.22 kg
Carga incluyendo radiobase= 25669 kg



Revisión de la capacidad a compresión de carga del castillo

$$P_{R0} = F_R(0.7f_c * A_g + 2000A_s)$$

$$A_g = 784 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.73 \text{ cm}^2$$

90316.8

$$P_{R0} = 66692 \text{ kg} \quad \text{OK CUMPLE LA COLUMNA!}$$

Revisión de la Capacidad a la Tensión del Castillo

$$\text{Tensión última} = 0 \text{ kg}$$

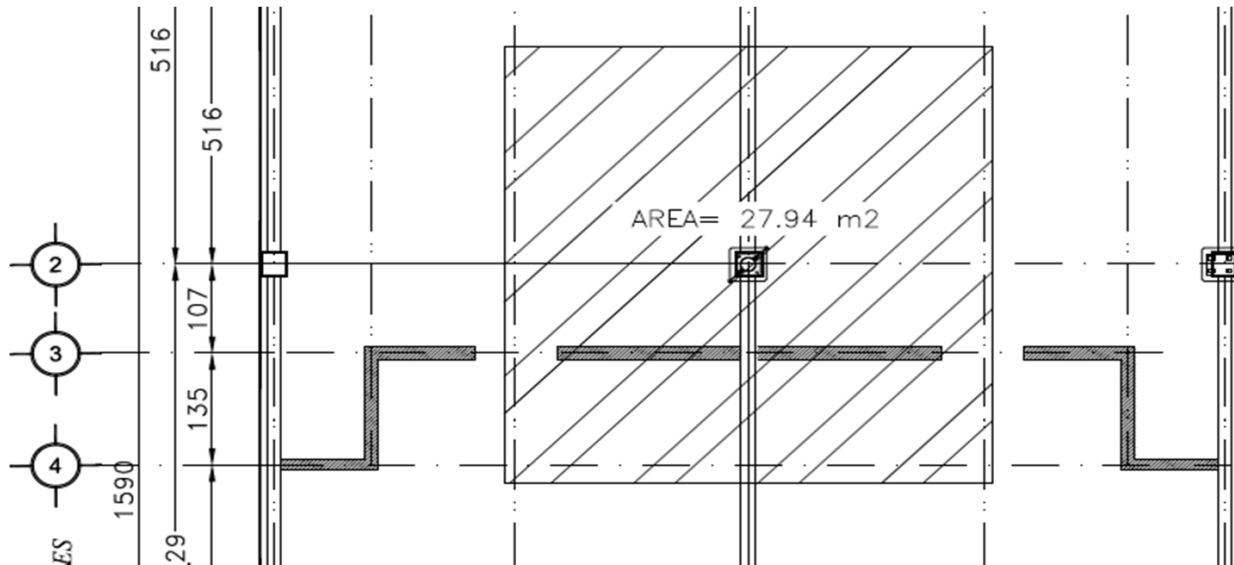
$$T_R = 9408 \text{ kg}$$

$$T_R = 0.60f_yA_s$$

OK CUMPLE LA COLUMNA PORTENSIÓN!

Como la carga que soporta la columna es mayor a la carga que se tiene aplicando la descarga de los elementos mecánicos, más la carga correspondiente a la del inmueble existente, se concluye que la columna es adecuada para las cargas solicitadas

ESQUEMA DE COLUMNA REVISADA



Revisión de Castillo Existente para Apoyo Base Equipos G-2

Geometría del castillo

a= **28.00** cm
 b= **28.00** cm
 Altura de Castillo= **337.00** cm.

Recubrimiento= 3 cm
 d= 25.00 cm

Propiedades de los materiales

f'c concreto= 200 kg/cm²
 Fy acero= 6000 kg/cm²
 Fy acero= 4200 kg/cm²
 f*c=0.8*f'c= 160 kg/cm²
 f'c=0.85*f*c= 136 kg/cm²

Factores de carga y resistencia

F.C.= **1.10**
 FR_{flexocompresión}= 0.7
 FR_{torsion}= 0.8
 FR_{cortante}= 0.8

Elementos mecánicos en el apoyo

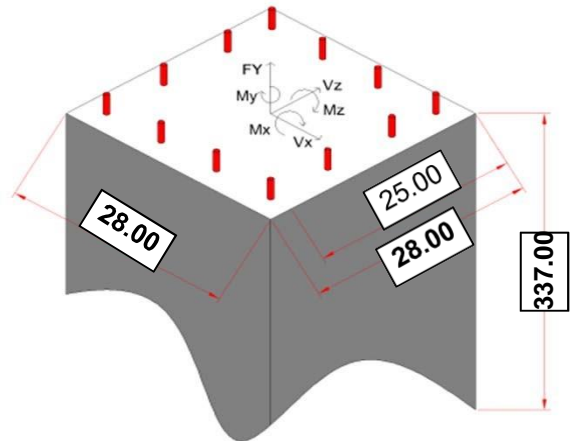
Cortante en X=	597.29 kg	Momento en X=	0.00 kg-m
Cortante en Z=	0.85 kg	Momento en Z=	0.00 kg-m
Carga Axial en Y=	4130.24 kg	Momento en Y=	0.00 kg-m *Torsión

Cargas últimas

Cortante en X=	657.0168 kg	Momento en X=	0 kg-m
Cortante en Z=	0.9339 kg	Momento en Z=	0 kg-m
Carga Axial en Y=	4543.2607 kg	Momento en Y=	0 kg-m

Acero en Castillos

As min= 3.73 cm²



Se revisará con un As= 3.73 cm²

La carga adicional resulta ser: **4543.2607** kg

Área tributaria correspondiente a la columna:

At= **14.09** m²

Esto implica que adicionalmente a la descarga última se tiene una carga conocida de:

W _{azotea} =	463	Carga sin mástil=	6523.67	kg
		Carga incluyendo radiobase=	11067	kg



Revisión de la capacidad a compresión de carga del castillo

$$P_{R0} = F_R(0.7f_c * A_g + 2000A_s)$$

$$A_g = 784 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.73 \text{ cm}^2$$

$$P_{R0} = 66692 \text{ kg} \quad \text{OK CUMPLE LA COLUMNA!}$$

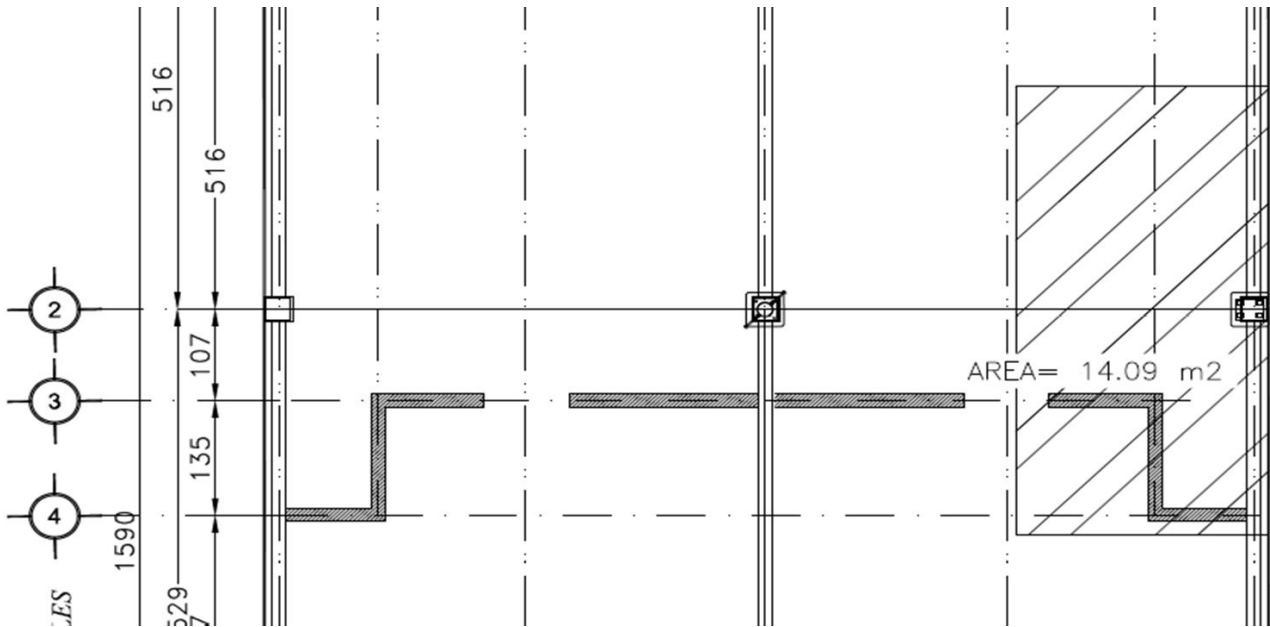
Revisión de la Capacidad a la Tensión del Castillo

$$T_R = 0.60f_y A_s$$

$$T_R = 9408 \text{ kg} \quad \text{OK CUMPLE LA COLUMNA PORTENSIÓN!}$$

Como la carga que soporta la columna es mayor a la carga que se tiene aplicando la descarga de los elementos mecánicos, más la carga correspondiente a la del inmueble existente, se concluye que la columna es adecuada para las cargas solicitadas

ESQUEMA DE COLUMNA REVISADA



Revisión de Castillo Existente para Apoyo Base Equipos G-5

Factores de carga y resistencia

Geometría del castillo

a= **28.00** cm
 b= **28.00** cm
 Altura de Castillo= **350.00** cm.

Recubrimiento= 3 cm
 d= 25.00 cm

Propiedades de los materiales

f'c concreto= 200 kg/cm²
 Fy acero= 6000 kg/cm²
 Fy acero= 4200 kg/cm²
 f*c=0.8*f'c= 160 kg/cm²
 f'c=0.85*f*c= 136 kg/cm²

F.C.= **1.10**
 FR_{flexocompresión}= 0.7
 FR_{torsion}= 0.8
 FR_{cortante}= 0.8

Elementos mecánicos en el apoyo

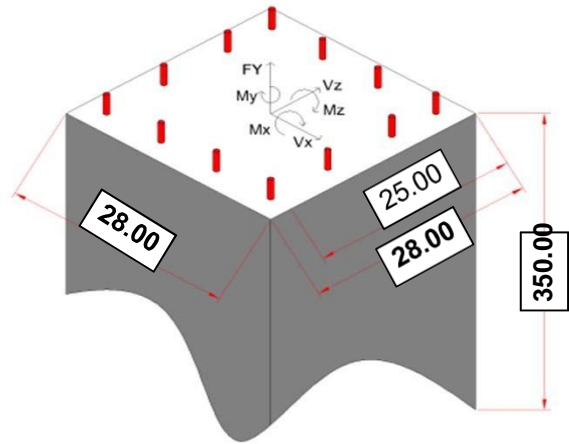
Cortante en X=	4.50 kg	Momento en X=	0.00 kg-m
Cortante en Z=	0.04 kg	Momento en Z=	0.00 kg-m
Carga Axial en Y=	1774.67 kg	Momento en Y=	0.00 kg-m *Torsión

Cargas últimas

Cortante en X=	4.9445 kg	Momento en X=	0 kg-m
Cortante en Z=	0.0407 kg	Momento en Z=	0 kg-m
Carga Axial en Y=	1952.1348 kg	Momento en Y=	0 kg-m

Acero en Castillos

As min= 3.73 cm²



Se revisará con un As= 3.73 cm²

La carga adicional resulta ser: **1952.1348** kg

Área tributaria correspondiente a la columna:

At= **14.28** m²

Esto implica que adicionalmente a la descarga última se tiene una carga conocida de:

W _{azotea} =	463	Carga sin mástil=	6611.64	kg
Carga incluyendo radiobase=			8564	kg



Revisión de la capacidad a compresión de carga del castillo

$$P_{R0} = F_R(0.7f_c * A_g + 2000A_s)$$

$$A_g = 784 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.73 \text{ cm}^2$$

$$P_{R0} = 66692 \text{ kg} \quad \text{OK CUMPLE LA COLUMNA!}$$

Revisión de la Capacidad a la Tensión del Castillo

$$\text{Tensión última} = 0 \text{ kg}$$

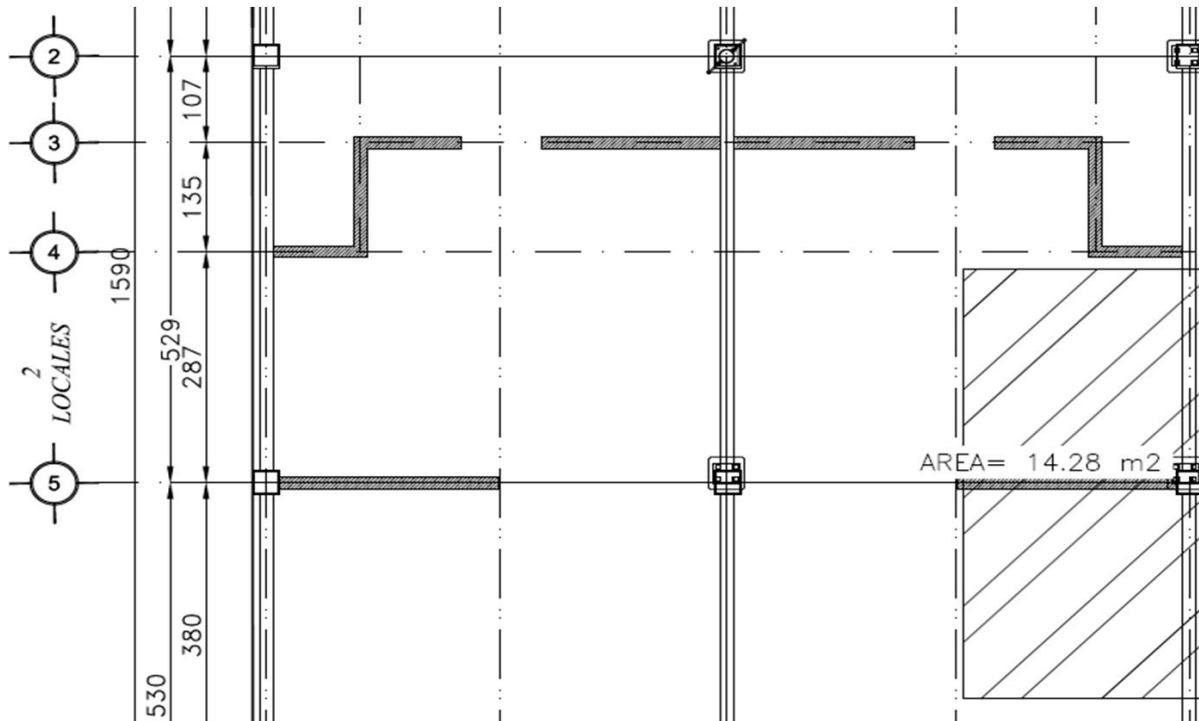
$$T_R = 9408 \text{ kg}$$

$$T_R = 0.60f_y A_s$$

$$\text{OK CUMPLE LA COLUMNA PORTENSIÓN!}$$

Como la carga que soporta la columna es mayor a la carga que se tiene aplicando la descarga de los elementos mecánicos, más la carga correspondiente a la del inmueble existente, se concluye que la columna es adecuada para las cargas solicitadas

ESQUEMA DE COLUMNA REVISADA



Revisión de Castillo Existente para Apoyo Base Equipos EJE D-5

Geometría del castillo	Propiedades de los materiales	Factores de carga y resistencia
a= 28.00 cm	f'c concreto= 200 kg/cm ²	F.C.= 1.10
b= 28.00 cm	Fy acero= 6000 kg/cm ²	FR _{flexocompresión} = 0.7
Altura de Castillo= 350.00 cm	Fy acero= 4200 kg/cm ²	FR _{torsion} = 0.8
Recubrimiento= 3 cm	f*c=0.8*f'c= 160 kg/cm ²	FR _{cortante} = 0.8
d= 25.00 cm	f''c=0.85*f*c= 136 kg/cm ²	

Elementos mecánicos en el apoyo

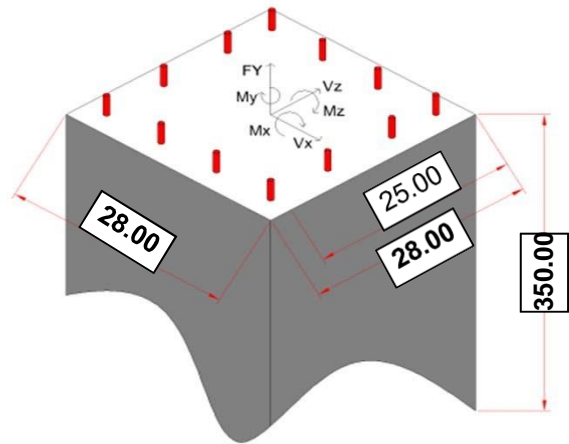
Cortante en X= 7.02 kg	Momento en X= 0.00 kg-m	
Cortante en Z= 599.20 kg	Momento en Z= 0.00 kg-m	
Carga Axial en Y= 5163.97 kg	Momento en Y= 0.00 kg-m	*Torsión

Cargas últimas

Cortante en X= 7.7209 kg	Momento en X= 0 kg-m
Cortante en Z= 659.1145 kg	Momento en Z= 0 kg-m
Carga Axial en Y= 5680.3648 kg	Momento en Y= 0 kg-m

Acero en Castillos

As min= 3.73 cm²



Se revisará con un As= 3.73 cm²

La carga adicional resulta ser: **5680.3648** kg

Área tributaria correspondiente a la columna:

At= **28.33** m²

Esto implica que adicionalmente a la descarga última se tiene una carga conocida de:

W _{azotea} = 463	Carga sin mástil= 13116.79	kg
	Carga incluyendo radiobase= 18797	kg



Revisión de la capacidad a compresión de carga del castillo

$$P_{R0} = F_R(0.7f_c * A_g + 2000A_s)$$

$$A_g = 784 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.73 \text{ cm}^2$$

$$P_{R0} = 66692 \text{ kg} \quad \text{OK CUMPLE LA COLUMNA!}$$

Revisión de la Capacidad a la Tensión del Castillo

$$\text{Tensión última} = 0 \text{ kg}$$

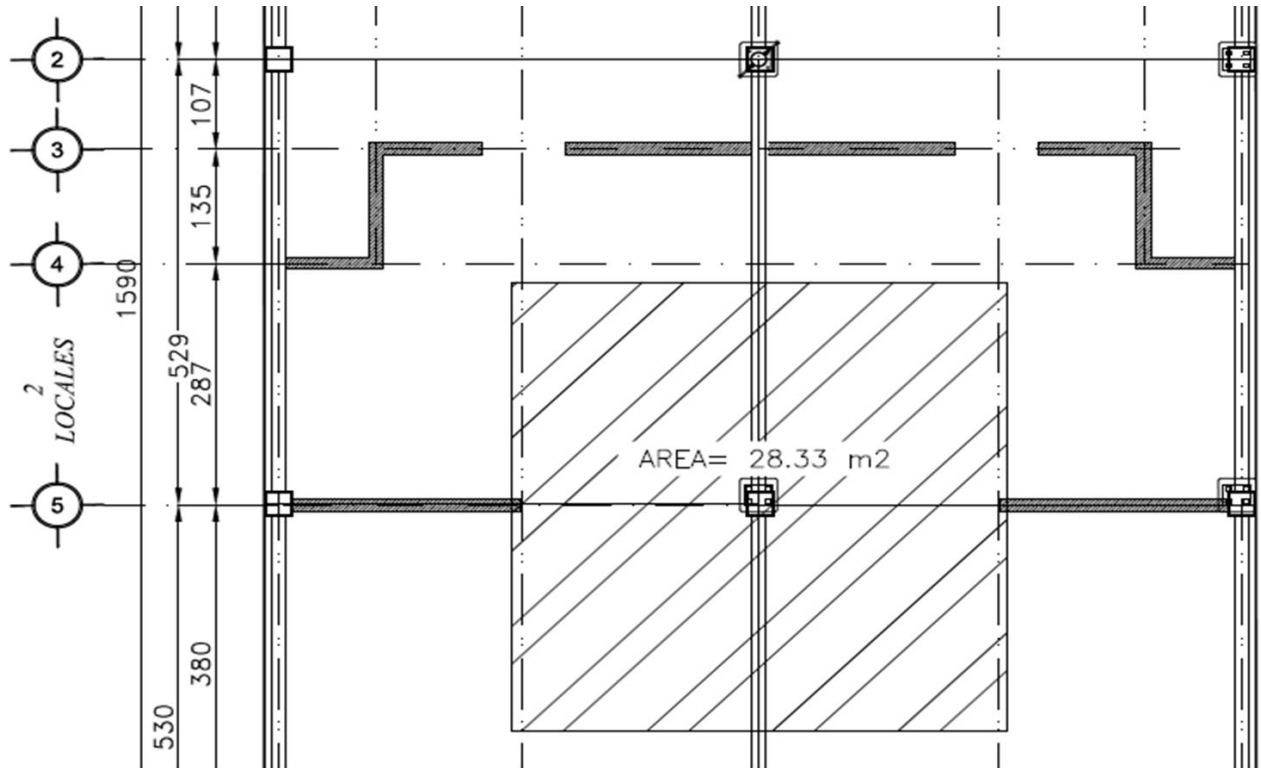
$$T_R = 9408 \text{ kg}$$

$$T_R = 0.60f_y A_s$$

$$\text{OK CUMPLE LA COLUMNA PORTENSIÓN!}$$

Como la carga que soporta la columna es mayor a la carga que se tiene aplicando la descarga de los elementos mecánicos, más la carga correspondiente a la del inmueble existente, se concluye que la columna es adecuada para las cargas solicitadas

ESQUEMA DE COLUMNA REVISADA



Diseño de Torres de Telecomunicación
REPORTE FOTOGRÁFICO



Fachada 1



Fachada 2



Azotea



Planta Baja 1



Planta Baja 2



Columna Dado 1



Columna Dado 2



Columna Dado 3



Columna Dado 4

PLANOS DE TORRE Y CIMENTACION EN ANEXO 2



IV.- Conclusiones

Se realizaron los análisis para dos tipos de torre, Autosoportada y un Mástil colocado sobre un inmueble existente. Para la caracterización del viento y sismo se empleó el manual de Obras Civiles CFE de Viento y Sismo respectivamente interpretando los criterios existentes para este tipo de estructuras.

En los dos casos se puede concluir que las fuerzas predominantes en nuestra estructura son las generadas por el viento, esto causado por el tipo de terreno en el cual se encuentran y su exposición directamente al viento.

Las dos estructuras se encuentran por debajo de los parámetros permitidos para esfuerzos y desplazamiento, por lo cual es factible su construcción. En ninguna de las dos estructuras los esfuerzos sobrepasan el 100%, es permitido llegar al 100% del esfuerzo ya que a la hora del diseño se utilizan factores de seguridad los cuales nos dan seguridad del buen funcionamiento de la estructura sometiéndola a situaciones críticas ocasionadas por el viento o un sismo.

Ya que en el país no existen un manual específico para el diseño de este tipo de estructuras y en la actualidad es muy común su construcción, creo que sería muy recomendable que se regule a las empresas privadas que en la actualidad construyen y operan torres de telecomunicación. Ya que en la experiencia que he obtenido durante los dos años y medio que he trabajado en este campo eh podido observar al momento de colaborar con empresas externas a TELESITES que cada una diseña con criterios distintos, de los cuales yo considero los criterios de TELESITES son los más estrictos.



ANEXO 1

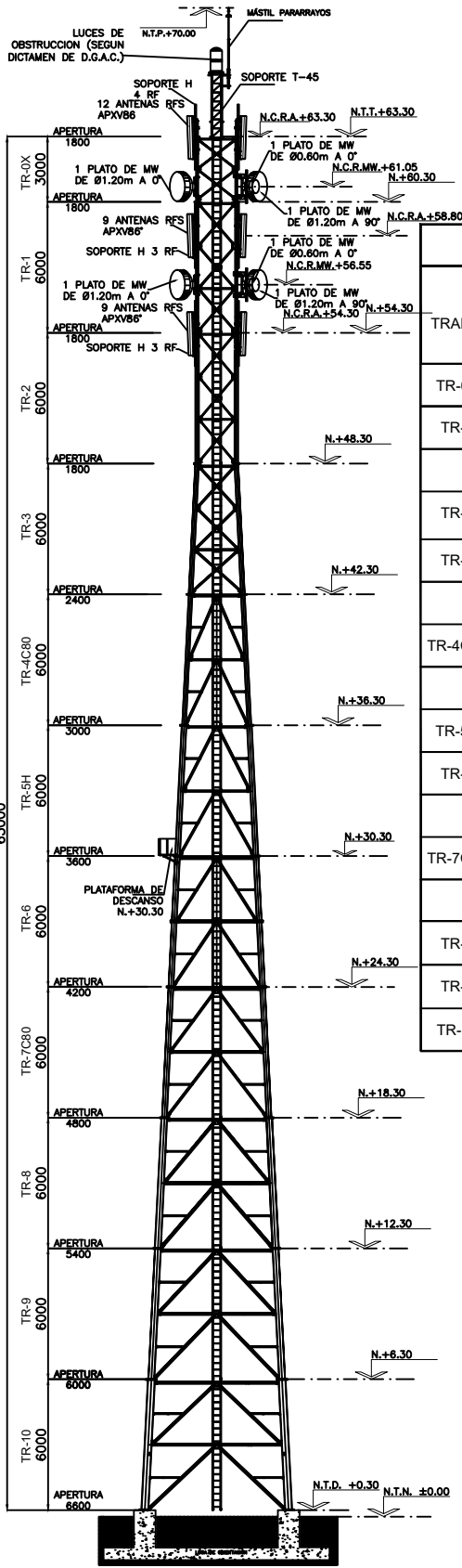
CARGAS SOBRE LA TORRE

CARRIERS	PARABOLAS				ANTENAS DE RF			
	CANTIDAD	Ø (m)	TIPO	ALTURA (m)	CANTIDAD	PESO (kg)	TIPO	ALTURA (m)
PRIMER CARRIER	1	0.60	MW	61.05	12	30	APVXB6	63.30
	2	1.20	MW	61.05	-	-	-	-
SEGUNDO CARRIER	1	0.60	MW	56.55	9	30	APVXB6	58.80
	2	1.20	MW	56.55	-	-	-	-
TERCER CARRIER	-	-	-	-	9	30	APVXB6	54.30

SopORTE H para 4 Antenas, 63.30 m
Plataforma de descanso, 30.30 m.

Vr= 168 km/hr. F.T.= 1 C.T.=1

N.C.R.A. +60.00



PERFILES DE TORRE

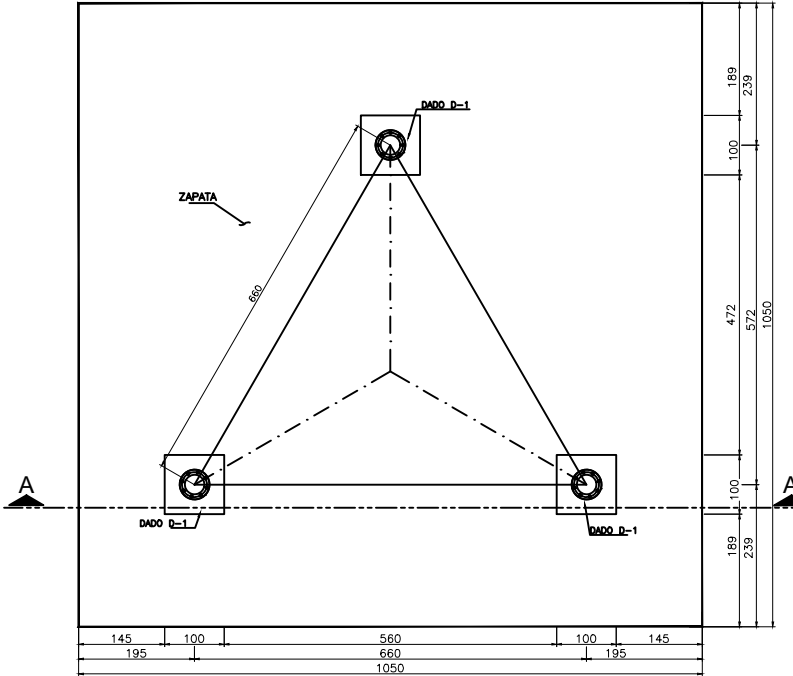
TRAMO	PIERNAS OC Acero A-500 GA Fy=2320 kg/cm ²					CELOSIA Acero A-36 Fy=2530 kg/cm ²			
	LONGITUD (m)	Ø EXTERIOR (in)	Ø NOMINAL (in)	CEDULA	ESPESOR (mm)	PRINCIPAL		SECUNDARIA	SECUNDARIA INTERIOR
TR-0X	3.00	3.50	3"	40	5.49	DIAGONAL HORIZONTAL	LI 2" x 3/16" LI 2" x 1/4"	DIAGONAL HORIZONTAL	- -
TR-1	6.00	4.50	4"	40	6.02	DIAGONAL HORIZONTAL	LI 2 1/2" x 3/16" LI 2" x 1/4"	DIAGONAL HORIZONTAL	- -
TR-2	6.00	6.63	6"	40	7.11	DIAGONAL HORIZONTAL	LI 2 1/2" x 3/16" LI 2" x 1/4"	DIAGONAL HORIZONTAL	- -
TR-3	6.00	6.63	6"	40	7.11	DIAGONAL HORIZONTAL	LI 2 1/2" x 3/16" LI 2 1/2" x 3/16"	DIAGONAL HORIZONTAL	- -
TR-4C80	6.00	6.63	6"	80	10.97	DIAGONAL HORIZONTAL	LI 3" x 1/4" LI 2 1/2" x 1/4"	DIAGONAL HORIZONTAL	- LI 2" x 3/16"
TR-5H	6.00	8.63	8"	40	8.18	DIAGONAL HORIZONTAL	LI 3" x 1/4" LI 2 1/2" x 1/4"	DIAGONAL HORIZONTAL	- LI 2" x 3/16"
TR-6	6.00	8.63	8"	40	8.18	DIAGONAL HORIZONTAL	LI 3" x 1/4" LI 3" x 1/4"	DIAGONAL HORIZONTAL	- LI 2" x 3/16"
TR-7C80	6.00	8.63	8"	80	12.70	DIAGONAL HORIZONTAL	LI 3" x 1/4" LI 4" x 1/4"	DIAGONAL HORIZONTAL	- LI 2" x 3/16"
TR-8	6.00	10.75	10"	40	9.27	DIAGONAL HORIZONTAL	LI 4" x 1/4" LI 4" x 1/4"	DIAGONAL HORIZONTAL	- LI 2" x 3/16"
TR-9	6.00	10.75	10"	40	9.27	DIAGONAL HORIZONTAL	LI 4" x 1/4" LI 4" x 1/4"	DIAGONAL HORIZONTAL	- LI 2" x 3/16"
TR-10	6.00	12.75	12"	40	10.31	DIAGONAL HORIZONTAL	LI 4" x 1/4" LI 4" x 1/4"	DIAGONAL HORIZONTAL	- LI 2" x 3/16"

TORRE 63m TRIANGULAR

SITIO:	CO1577S "GALILEI"	R-4	VR 168 km/hr	FT 1.0	CT 1	REV. 00	FECHA: 22/MAY/17	CAP. DE CARGA 31.51 Ton/m ²
--------	--------------------------	-----	--------------	--------	------	---------	------------------	--

UBICACIÓN:	CARRETERA 57 KM 54, S/N, C.P. 25490, ESCOBEDO, COAHUILA.	COORDENADAS 27° 20' 51.71"N 101° 13' 24.93"W	DISEÑO:	Sergio Alberto Lopez Hernandez
------------	--	--	---------	--------------------------------

PLANO: GEOMETRÍA DE TORRE AUTOSOPORTADA TR DE 63.00 MTS



NOTAS GENERALES

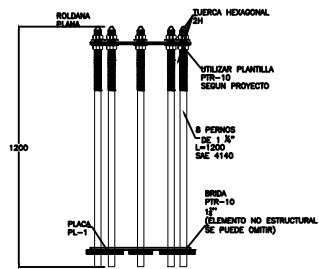
- 1.- ACOTACIONES INDICADAS Y NIVELES EN METROS.
- 2.- ACERO DE REFUERZO $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- 3.- CONCRETO $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ EN TODO ELEMENTO ESTRUCTURAL EXCEPTO EL INDICADO
- 4.- TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADO TMA= $3/4"$ (19mm) A MENOS QUE EL INGENIERO DE SITIO INDIQUE OTRA COSA.
- 5.- TODAS LAS ESQUINAS DE CONCRETO FUERA DEL SUELO DEBEN SER COLADAS CON UN CHAFLAN DE 2X2 cm.
- 6.- EL CONCRETO LISO Y LIBRE DE IRREGULARIDADES EN LA SUPERFICIE
- 7.- LA CIMENTACIÓN SE DESPLANTARÁ SOBRE TERRENO SANO, LIBRE DE MATERIA ORGANICA O RELLENOS A LA PROFUNDIDAD INDICADA.
- 8.- TODA LA CIMENTACIÓN SE DESPLANTARÁ SOBRE UNA PLANTILLA DE CONCRETO $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ y 5 cm DE ESPESOR A LAS PROFUNDIDADES INDICADAS
- 9.- RECUBRIMIENTO LIBRE 5.0 cm AL ARMADO DE LAS VARILLAS.
- 10.- VERIFICAR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DE ACUERDO A LOS PROCEDIMIENTOS DE TRABAJO DE TELORAM.
- 11.- CUANDO SE EFECTUE EL COLADO DE CUALQUIER ELEMENTO DE CONCRETO SE UTILIZARÁ POR LO MENOS DOS VIBRADORES ELÉCTRICOS O DE DIESEL.
- 12.- EN EL CASO DE CONCRETO PREMEZCLADO LA ENTREGA DE CONCRETO PARA UN MISMO COLADO DEBERÁN SER HECHAS DE MANERA QUE NO TRANSCURRA MAS DE 30 min. ENTRE DOS SUCEVAS. DE LO CONTRARIO SE DEBERÁ CONSULTAR CON EL INGENIERO DE SITIO PARA SU AUTORIZACIÓN.
- 13.- EN ELEMENTOS CON ALTURA DE COLADO MAYOR DE 0.30m, NO SE PERMITIRÁN REVENIMIENTOS MAYORES DE 11 A 12 cm.
- 14.- LA ALTURA DE VACIADO DEL CONCRETO NO DEBERÁ SER MAYOR A 0.30m, CUANDO SE REQUIERAN ALTURAS MAYORES SE USARAN EMBUDOS U OTROS MÉTODOS.
- 15.- EL CURADO DEL CONCRETO DEBERÁ REALIZARSE DURANTE LOS PRIMEROS 7 DÍAS AÚN SI LAS CONDICIONES DEL CLIMA SON EXTREMAS. EN CASO DE CLIMA CALUROSO SE DEBERÁ USAR MEMBRANA PARA CURADO (QUE DEBE SER APLICADA DE ACUERDO A LAS INDICACIONES DEL FABRICANTE), O HUMEDIECENDO CON AGUA Y RECUBRIENDO CON PAPEL DE ESTRAZA.
- 16.- SE DEBERÁ GARANTIZAR LA VERTICALIDAD DE LOS PERNOS DE ANCLAJE.
- 17.- TRABAJAR CONJUNTAMENTE CON EL PLANO A-1 Y NORMAS TELESITES 2016.

PLANTA DE CIMENTACIÓN
ACOT: CM

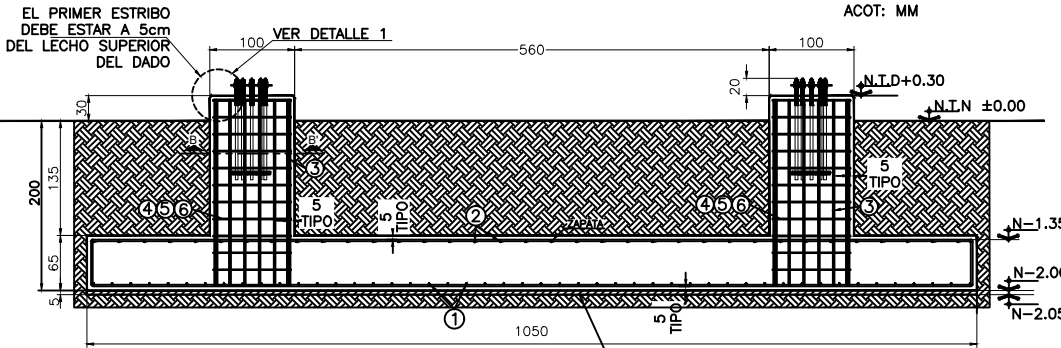
NOTAS IMPORTANTES:

- 1.- LA COLOCACIÓN DEL GROUT SE REALIZARÁ UNA VEZ QUE ESTE NIVELADA LA TORRE PARA NO EJERCER ESFUERZOS DE COMPRESIÓN SOBRE EL GROUT.
- 2.- SE DEBERÁ EXCAVAR HASTA UNA PROFUNDIDAD DE -2.05 m. A PARTIL DEL NIVEL MAS BAJO DE LA CIMENTACIÓN.
- 3.- EL RELLENO SERA A BASE DE MATERIAL DE BANCO COMPACTADO AL 95% DE LA PRUEBA PROCTOR ESTANDAR EN CAPAS DE 20cms. DE ESPESOR CON UN PVSM DE 1.60 ton/m³.
- 4.- LA EXCAVACIÓN SE DEBERÁ REALIZAR CON EQUIPO MECANICO RETROEXCAVADORA Y O A MANO.

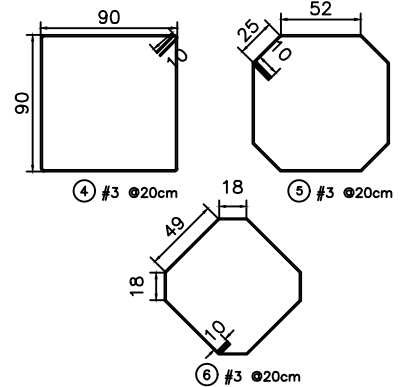
VOLUMEN DE CONCRETO=76.61 m³



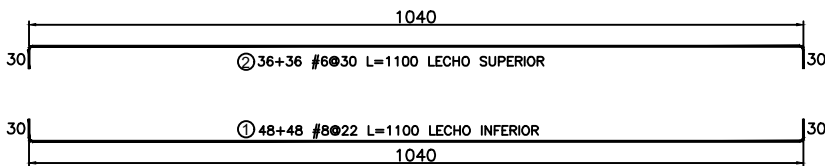
PERNOS DE ANCLAJE
SECCION TR-10
ACOT: MM



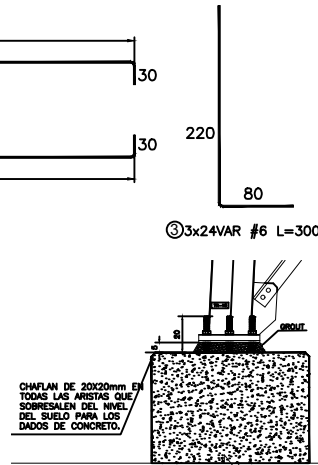
CORTE A-A'
ACOT: CM



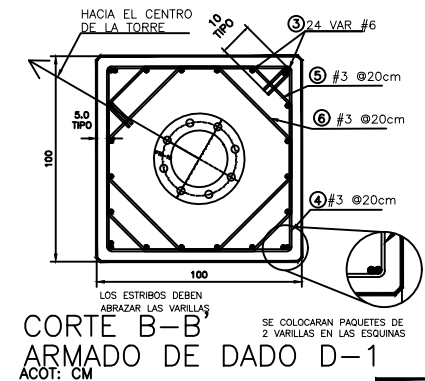
ESTRIBOS
ACOT: CM



ACEROS DE REFUERZO
ACOT: CM



DETALLE 1

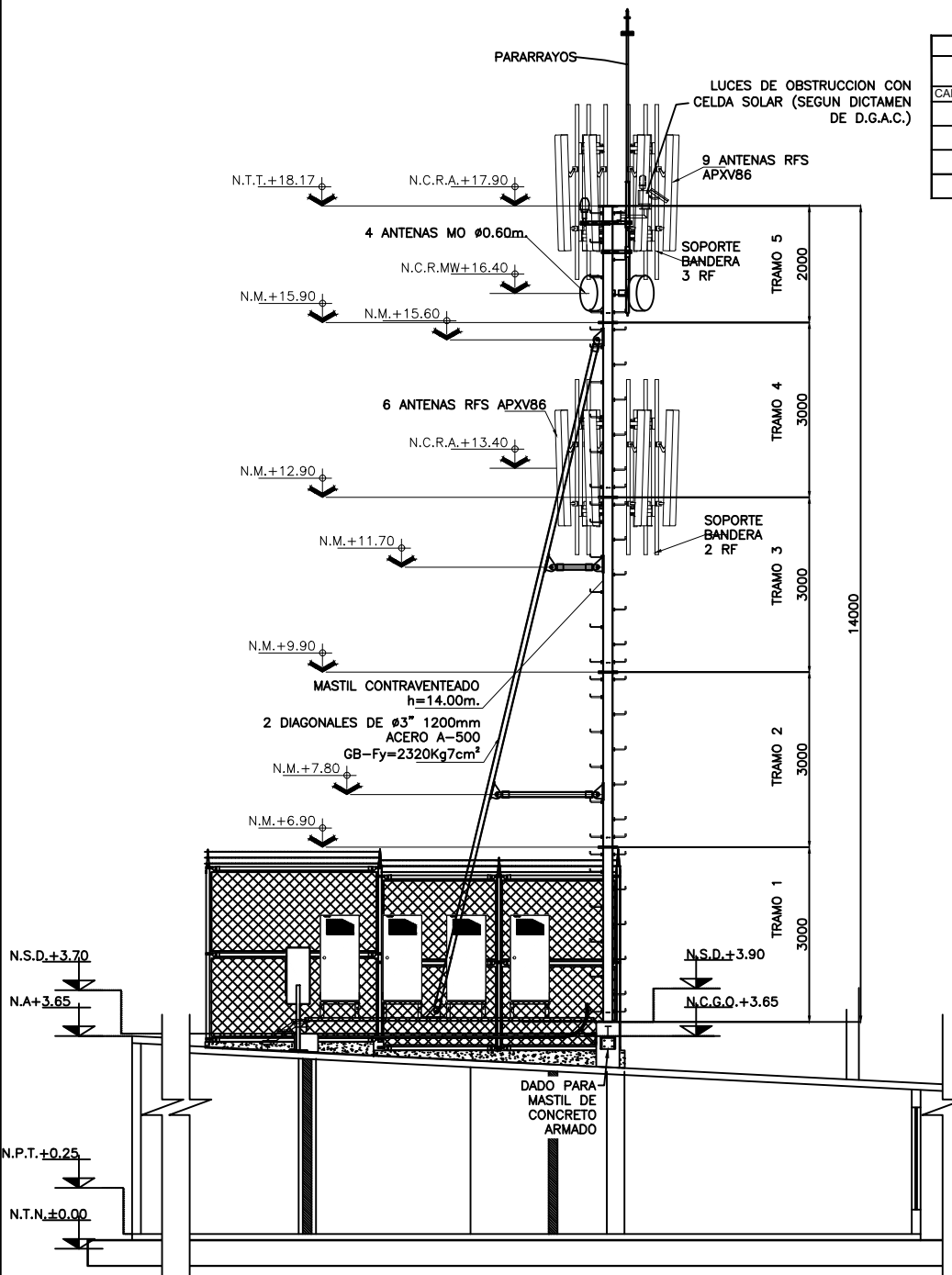


CORTE B-B
ARMADO DE DADO D-1
ACOT: CM

ACOT: CM								HOJA: 1 DE 1		
SITIO: CO1577S "GALILEI"				R-4	VR 168 km/hr	FT 1.0	CT 1	REV. 00	FECHA: 19/AGO/16	CAP. DE CARGA 31.51 Ton/m ²
UBICACIÓN: CARRETERA 57 KM 54, S/N, C.P. 25490, ESCOBEDO, COAHUILA.				COORDENADAS 27° 20' 51.71"N 101° 13' 24.93"W		DISEÑO: Sergio Alberto Lopez Hernandez				
PLANO: CIMENTACIÓN DE TORRE AUTOSOPORTADA TR DE 63.00 MTS										



ANEXO 2



CARGAS SOBRE MASTIL							
PARABOLAS				ANTENAS DE RF			
CANTIDAD	Ø (m)	TIPO	NIVEL (m)	CANTIDAD	PESO (kg)	TIPO	NIVEL (m)
4	0.60	MW	16.40	9	495	APXV86	17.90
				6	330	APXV86	13.40
				VR= 160 Km/hr C.T.=3 F.T.=1.0			

PERFILES DE MASTIL						
TRAMO	LONGITUD	Ø SUPERIOR	Ø INFERIOR	CEDULA	ESPESOR	
	(m)	(in)	(mm)			
ACERO PARA TUBO DE MASTIL A-53 GB FY=2460 kg/cm ²						
5	2.00	4"	114.00	114.00	40	6.02
ACERO PARA TUBO DE MASTIL A-500 GB FY=2950 kg/cm ²						
4	3.00	6"	168.30	168.30	40	7.11
3	3.00	6"	168.30	168.30	40	7.11
2	3.00	6"	168.30	168.30	40	7.11
1	3.00	6"	168.30	168.30	40	7.11

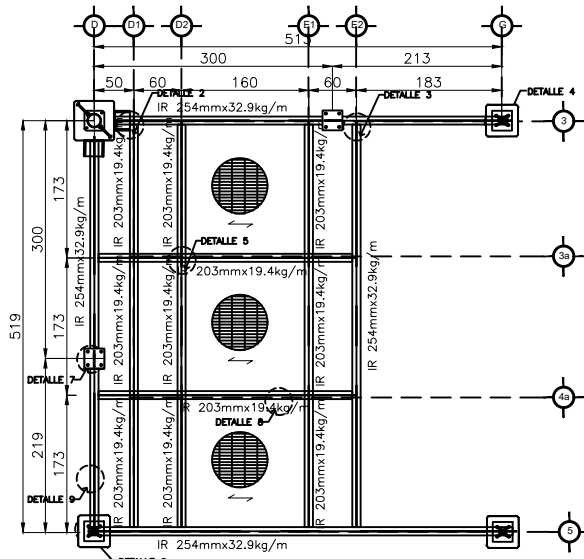
NOTAS GENERALES

- 1.- ACERO A-500 GRADO B.
- 2.- TODAS LAS SOLDADURAS SERAN CONTINUAS Y SIN INTERRUCCIONES
- 3.- EL ESPESOR DE LA SOLDADURA SERA DE 6mm SIEMPRE QUE NO VENGA ESPECIFICADO OTRA EN EL PLANO
- 4.- LAS SOLDADURAS SERAN HECHAS CON ELECTRODO NORMAL TIPO "ZIKA" Z-26 O SIMILAR
- 5.- AFINAR TODOS LOS BORDES PUNTIAGUDOS
- 6.- GALVANIZADO DE ACUERDO A LAS NORMAS ASTM-A123, ASTM-A394 Y ASTM-A153
- 7.- DATOS PARA EL CALCULO DE LA TORRE.
 - 3 PERSONAS SOBRE ESTRUCTURA.
 - 12 LINEAS DE 7/8"Ø
 - 2 LINEAS DE 1/2"Ø
 - 3 CABLES DE CAL. 2/0 (ALUMBRADO, CABLE PARARRAYOS Y CABLE DE ATERRIJAJE DE LINEAS.)
 - TODOS LOS CABLES DE LAS ANTENAS SE INTALARAN EN EL INTERIOR DEL MASTIL
- 8.- TODOS ESTOS DATOS SON SOLO PARA CALCULO DEL MASTIL
- 9.- N.C.R.A.+16.00 mts.

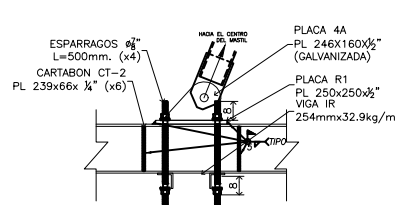
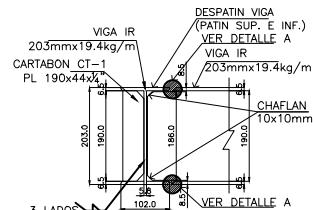
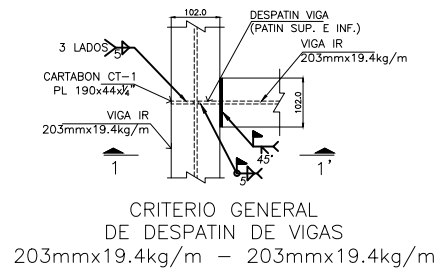
SIMBOLOGIA

- N.T.N. NIVEL DE TERRENO NATURAL
- N.B. NIVEL DE BANQUETA
- N.P.T. NIVEL DE PISO TERMINADO
- N.C.G. NIVEL CAMA DE GRAVA
- N.T.D. NIVEL TERMINADO DE DADO
- N.T.C. NIVEL TOPE DE CONCRETO
- N.C.G.O. NIVEL CAMA GUIA DE ONDA
- N.S.E. NIVEL SUPERIOR DE EQUIPO
- N.M. NIVEL DE MURO
- N.A. NIVEL DE AZOTEA
- N.S.L. NIVEL SOBRE LOSA
- N.I.P. NIVEL INTERIOR DE PLATAFORMA
- N.C.R.A. NIVEL CENTRO RADIACION DE ANTENAS
- N.T.M. NIVEL TOPE DE MASTIL
- N.C.R.MW. NIVEL CENTRO DE RADIACION DE MICROONDAS
- N.T.P. NIVEL TOPE DE PARARRAYOS

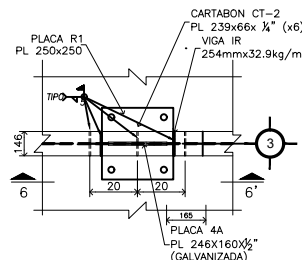
SITO: "NAPO"							HOJA: 1 DE 2					
UBICACIÓN: AV. GOMEZ MORIN, NO. 337, COL. RESIDENCIAL LA HACIENDA, C.P. 27276, TORREON, COAHUILA			COORDENADAS: 25° 31' 18.49"N 103° 23' 27.8"W		DISEÑO: Sergio Alberto Lopez Hernandez		VR: 160 km/hr	FT: 1.0	CT: 3	REV: 00	FECHA: 04/08/2016	CAP. DE CARGA: N/A
PLANO: GEOMETRIA DE MASTIL CONTRAVENTADO DE Ø6" DE 14.00m.												



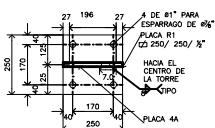
PLANTA ESTRUCTURAL DE VIGAS
Acot. cm



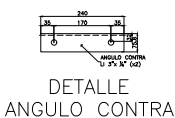
DETALLE 7
DIAGONAL SOBRE VIGA



DETALLE
PLACA 4A



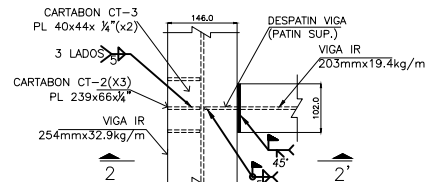
DETALLE
PLACA R-1



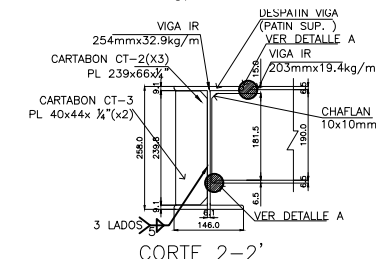
DETALLE
ANGULO CONTRA



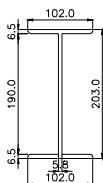
DETALLE
ESPARRAGOS



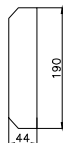
CRITERIO GENERAL
DE DESPATIN DE VIGAS
254mmx32.9kg/m - 203mmx19.4kg/m



CORTE 2-2'



DETALLE 8 VIGA IR
203mmx19.4kg/m



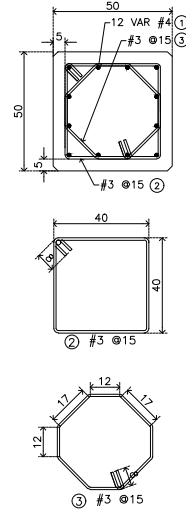
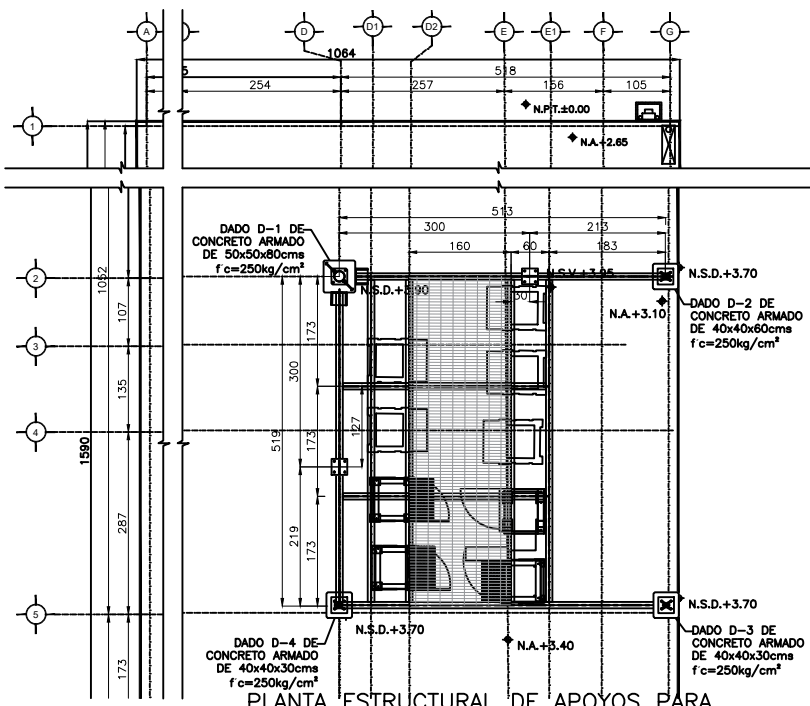
CARTABON CT-1
190x44x1/4"



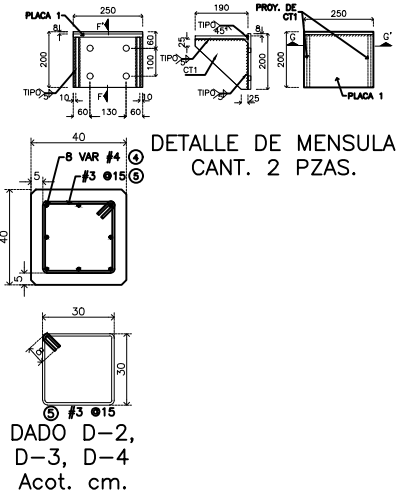
DETALLE 2 VIGA IR
254mmx32.9kg/m



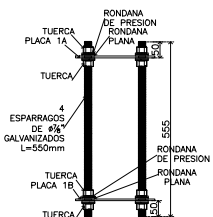
CARTABON CT-2
PL 239x66x1/4"



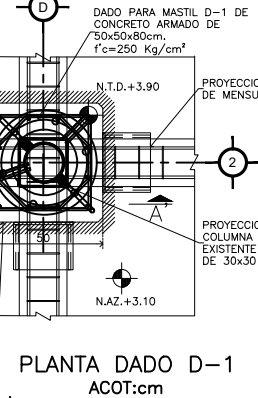
DADO D-1
Acot. cm.



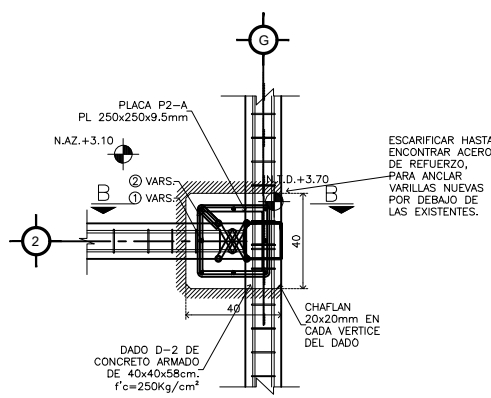
DADO D-2,
D-3, D-4
Acot. cm.



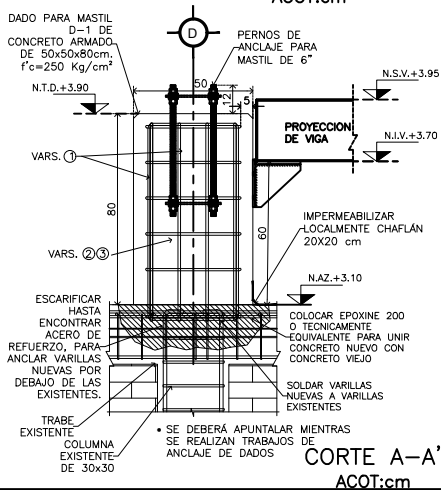
ANCLAJE PARA MASTIL DE 6"
CANT. 1 JGO.



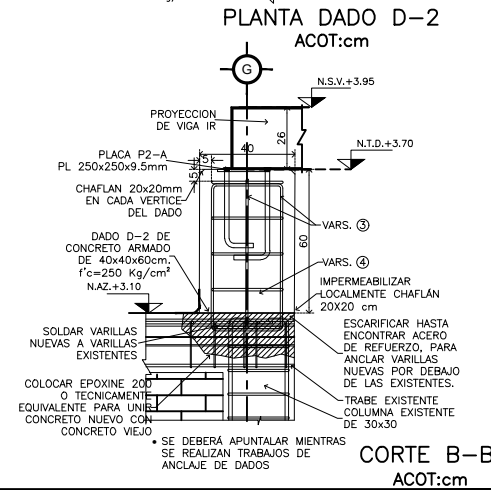
PLANTA DADO D-1
ACOT:cm



PLANTA DADO D-2
ACOT:cm



CORTE A-A'
ACOT:cm

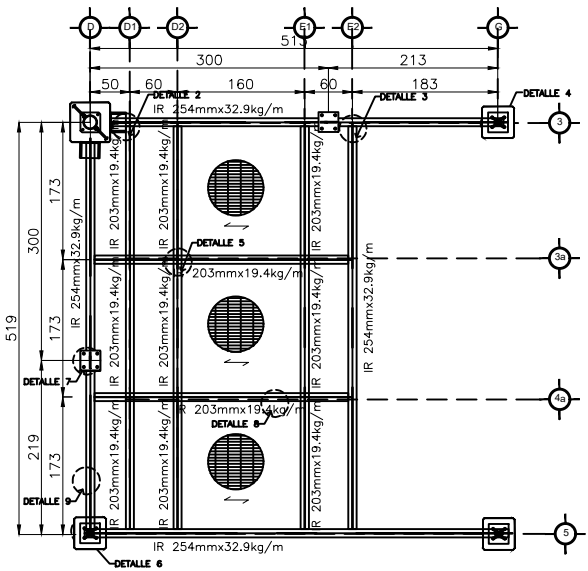


CORTE B-B'
ACOT:cm

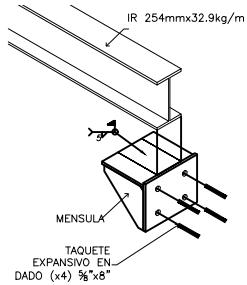
SITO:	"NAPO"	R-3	VR	160 km/hr	FT	1.0	CT	3	REV.	00	FECHA:	04/08/2016	CAP. DE CARGA	N/A
-------	--------	-----	----	-----------	----	-----	----	---	------	----	--------	------------	---------------	-----

UBICACIÓN:	AV. GOMEZ MORIN, NO. 337, COL. RESIDENCIAL LA HACIENDA, C.P. 27276, TORREON COAHUILA.	COORDENADAS	25° 31' 18.49"N 103° 23' 27.8"W		DISEÑO:	Sergio Alberto Lopez Hernandez								
------------	---	-------------	------------------------------------	--	---------	--------------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--

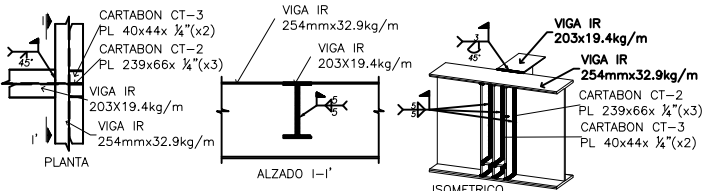
PLANO:	CIMENTACIÓN DE MASTIL CONTRAVENTEADO DE Ø6" DE 14.00m.													
--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--



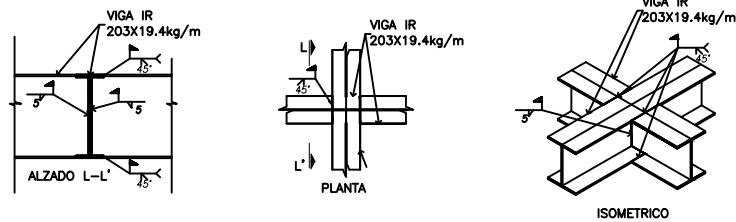
PLANTA ESTRUCTURAL DE VIGAS
Acot. cm



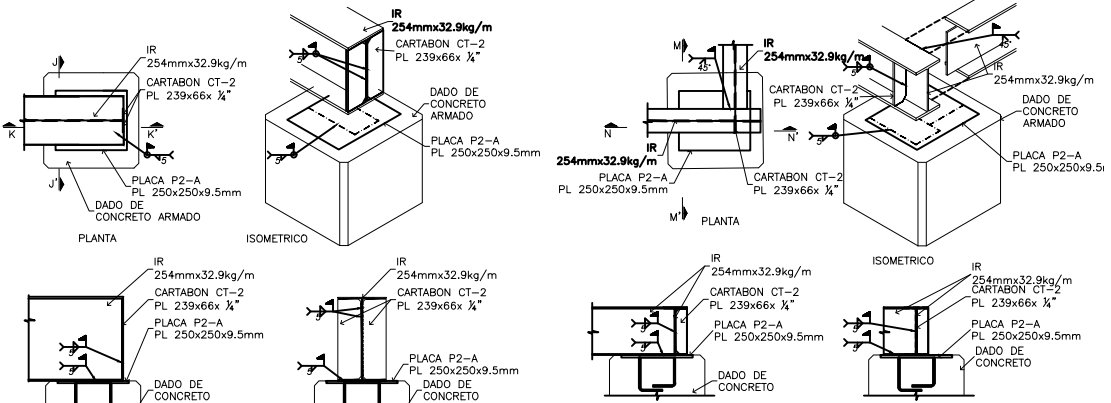
DETALLE 2
ANCLAJE DE VIGA EN
MENSULA



DETALLE 3 ANCLAJE DE VIGA EN "T"



DETALLE 5 ANCLAJE DE VIGA EN "CRUZ"



DETALLE 4 ANCLAJE DE VIGA EN DADO

DETALLE 6 ANCLAJE DE VIGA EN DADO

NOTA:
1.- REJILLA IRVING TIPO IS-05 DE 3/8" x 1 1/4"
2.- INDICA ORIENTACION DE LAS SOLERAS DE CARGA DE LA REJILLA
3.- COLOCAR PUNTOS DE SOLDADURA @10cm. PARA UNIR LA REJILLA CON LAS VIGAS
4.- SE DEBERAN COLOCAR CARTABONES A CADA LADO DE LA VIGA DONDE SE ENCUENTREN APOYOS DE LAS BASES DE EQUIPOS INSTALADAS.

SITIO: "NAPO"							HOJA: 3 DE 4				
UBICACIÓN: AV. GOMEZ MORIN, NO. 337, COL. RESIDENCIAL LA HACIENDA, C.P. 27276, TORREON COAHUILA.				COORDENADAS: 25° 31' 18.49"N 103° 23' 27.8"W	DISEÑO: Sergio Alberto Lopez Hernandez	VR: 160 km/hr	FT: 1.0	CT: 3	REV: 00	FECHA: 04/08/2016	CAP. DE CARGA: N/A
PLANO: CIMENTACIÓN DE MASTIL CONTRAVENTADO DE Ø6" DE 14.00m.											



ANEXO 3

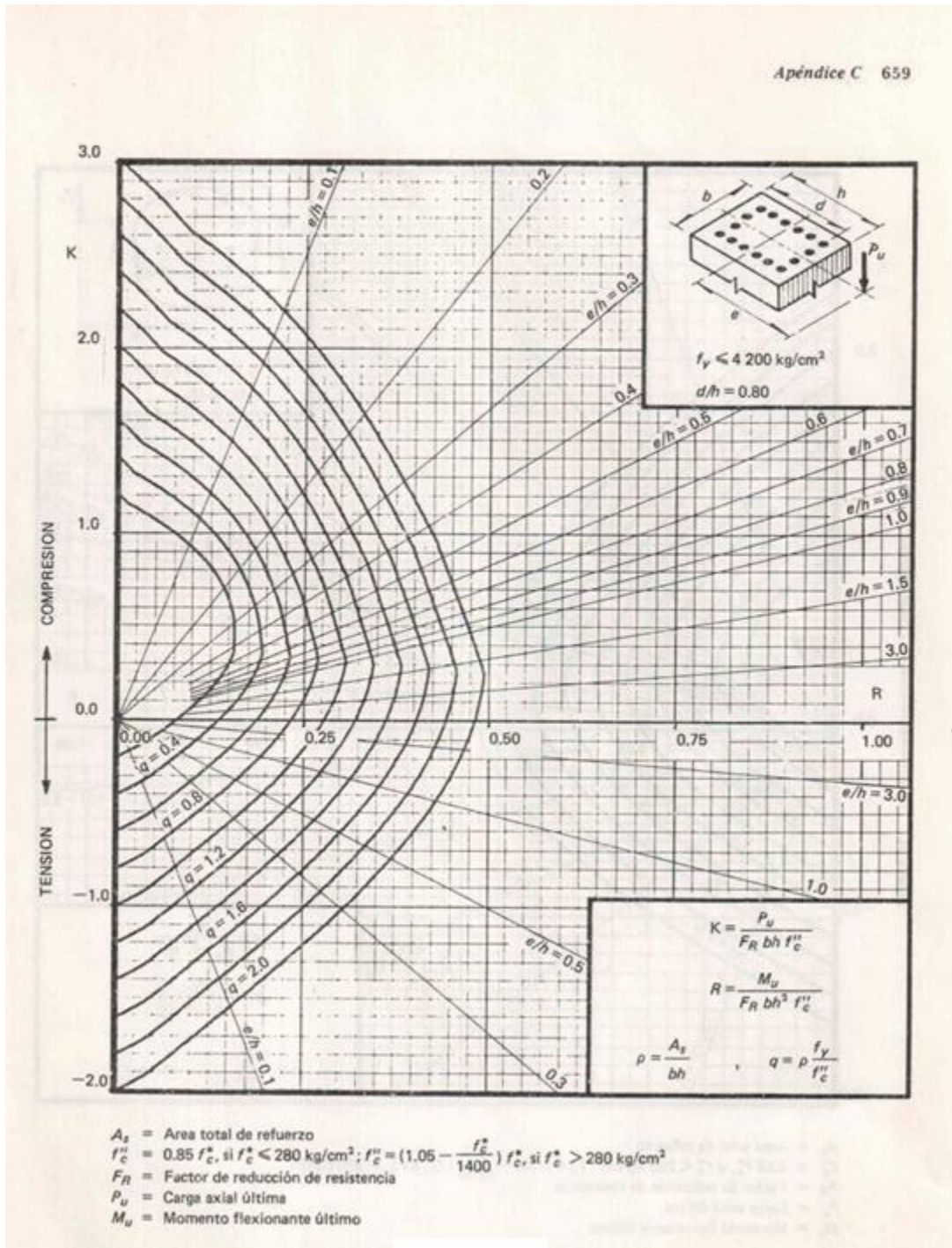


Imagen 1 (Relación $d/h=0.80$, $f_y=4200$ Columna Cuadrada)