



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS  
DE HIDALGO  
DIVISION DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE  
INGENIERIA CIVIL  
MAESTRIA EN ESTRUCTURAS

---

# Análisis y diseño estructural de un poste de concreto de 18 m para transmisión de energía eléctrica.

Tesis que presenta:

**Ing. Gerardo García Magaña**

Para obtener el título de Maestro en Ingeniería en el      Area  
de Estructuras

Director de Tesis: M. en I. Jorge Armando Moreno González

Morelia, Mich.

Enero de 2006.

---

---

# Abstract

Recent environmental legislations from several countries question the use of wooden posts for electric power transmission, due to the fact that they promote the cutting of trees and the employment of toxic chemical substances for their treatment.

An alternative is the use of steel posts, which have the required resistance, but their high conductivity, the saline attack in coastal areas, as well as the high humidity in areas of the interior due to long rain seasons, where the posts frequently are submerged in water, make its resistance reduce gradually, which they don't make them very feasible.

Considering the characteristics described above, this project intends to design a post of concrete, which has a low conductivity, resists the fire and any climatological condition.

The difficulty of the concrete posts resides in their great weight, which will be solved, designing a post divided in modules to facilitate its transport and the assembly maneuvers.

The wooden post has a 40 year-old useful life, and the posts that are in operation were settled approximately 30 years ago, thus they will have to be substituted in a near future. Taking into account and the constant expansion of the national electric system to satisfy the demand, is considered a good alternative the design and production of the 18 m concrete post.

## **CONTENIDO**

### **1. INTRODUCCIÓN**

### **2. OBJETIVO**

### **3. ELEMENTOS MECÁNICOS EN LÍNEAS DE 115 KV**

#### **3.1. FLECHAS Y TENSIONES MECÁNICAS EN CABLES**

### **4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

#### **4.1. MODELO POR ELEMENTOS FINITOS**

#### **4.2. CÁLCULO DE PRESIONES DE VIENTO**

#### **4.3. CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS**

#### **4.4. OBTENCIÓN DE ESFUERZOS**

### **5. DISEÑO ESTRUCTURAL**

#### **5.1. CÁLCULO DE CAPACIDAD ÚLTIMA A FLEXIÓN Y CORTANTE**

#### **5.2. DISEÑO DE CONEXIÓN**

#### **5.3. CIMENTACIÓN DEL POSTE**

### **6. MÉTODO DE PRUEBA EXPERIMENTAL**

#### **6.1. MÉTODO DE PRUEBA**

### **7. ANÁLISIS DE COSTOS**

### **8. CONCLUSIONES**

### **9. APÉNDICE**

### **10. BIBLIOGRAFÍA**

## Introducción

Las recientes legislaciones ambientales de varios países cuestionan el uso de postes de madera para la transmisión de energía eléctrica, debido al hecho de propiciar la tala de árboles y al empleo de sustancias químicas tóxicas para su tratamiento.

Una alternativa de solución es el uso de postes de acero, el cual tiene la resistencia requerida, pero su alta conductividad, el ataque salino en zonas costeras, así como la alta humedad en zonas del interior debido a largas temporadas de lluvia, donde los postes frecuentemente quedan sumergidos en agua, hacen que disminuya gradualmente su resistencia, por lo que no son recomendables.

Por las características antes descritas se propone el diseño de un poste de concreto, el cual tiene baja conductividad, es resistente al fuego y a cualquier condición climatológica.

La dificultad de los postes de concreto radica en su gran peso, lo cual se tratará de resolver, diseñando un poste dividido en módulos para facilitar su transporte y las maniobras de montaje.

El poste de madera tiene una vida útil de 40 años, y los postes que se tienen en operación en el país, se instalaron aproximadamente hace 30 años, por lo que en un futuro cercano se tienen que sustituir, considerando lo anterior y a la constante expansión del sistema eléctrico nacional para satisfacer la demanda, se considera una buena alternativa el diseño y fabricación del poste de concreto de 18 m.

---

## Objetivo

Analizar y diseñar un poste de concreto de 18 m para utilizarse en líneas de 115 kV.

Proponer la fabricación y protocolo de pruebas experimentales y poder comparar en un futuro los resultados obtenidos con el modelo matemático.

Se revisarán los costos económicos de estructuras que actualmente se utilizan para la transmisión de energía eléctrica como son el poste de madera y el del poste de acero tipo Morelos, comparándolos con el que resultaría de la fabricación del poste de concreto. Este indicador será fundamental para la viabilidad y aplicación del presente proyecto.

## Elementos mecánicos en líneas de 115 kv

El concepto de confiabilidad estructural de una línea de transmisión se define como la probabilidad de que la línea realice su función (transmitir la energía eléctrica) bajo un conjunto de condiciones y durante un tiempo especificado. El complemento de la confiabilidad es la probabilidad de falla.

El primer paso en el logro de un diseño estructural racional y óptimo es la definición de los requerimientos mecánicos que los elementos de las líneas de transmisión deben satisfacer de acuerdo con su función, por lo cual es importante definir las condiciones básicas de carga y las combinaciones que deben considerarse para el diseño de las estructuras y sus cimentaciones.

En cualquier metodología utilizada para el diseño de las estructuras, se debe reconocer que en la práctica siempre existe algún riesgo de que las cargas de diseño sean excedidas y que, en consecuencia, no puede alcanzarse una confiabilidad absoluta, pues los cálculos para obtener las cargas actuantes sobre sus componentes y las resistencias mecánicas de éstos, son sensibles a la precisión de los datos y a los valores que se utilizan, los cuales no son exactos dado que provienen de estimaciones, como por ejemplo:

- La precisión de la determinación de la velocidad del viento, depende de cuan dispersas se encuentren las estaciones meteorológicas de donde se obtienen los registros.
- El desconocer la orientación de los vientos máximos con respecto a la línea en sus diferentes tramos, obliga a tomar la dirección más desfavorable, lo cual incrementa las cargas de diseño por viento.
- Comentarios semejantes se pueden hacer respecto a las resistencias de los componentes de la línea aunque en general, estas se conocen con mas precisión que las cargas climáticas.

### CARGAS DEBIDAS A EVENTOS CLIMÁTICOS

- Cargas por viento sin hielo.
- Cargas por viento con hielo

Por su carácter aleatorio este tipo de cargas conviene tratarlas de manera probabilística y son las únicas que intervienen en el cálculo de la confiabilidad de una línea, para lo cual, es necesario contar con registros confiables que abarquen un número adecuado de años.

## **CARGAS POR MANIOBRAS DE CONSTRUCCIÓN Y MANTENIMIENTO.**

Se relacionan con los requisitos específicos para garantizar la seguridad de los trabajadores durante las maniobras de construcción y mantenimiento de la línea.

## **CARGAS PARA CONTENER FALLAS EN CASCADA.**

Se refieren a los requisitos de integridad específicos para limitar las consecuencias de fallas debidas a eventos accidentales.

Una línea de subtransmisión se considera como un sistema integrado por una serie de componentes. La falla de cualquier componente principal (cables, aisladores, estructuras, cimentaciones), lleva a la falla del sistema.

Este enfoque permite diseñar los componentes coordinando lógicamente sus resistencias mecánicas y producir un diseño económico global. Por esto, todos los valores de confiabilidad que se discuten se refieren a la línea completa.

Aun siendo un sistema, debe existir una jerarquización de la seguridad de los diferentes elementos de éste, pues por la importancia, costo y tiempo de reposición del elemento fallado es preferible que el primer elemento propenso a fallar sea el aislamiento, posteriormente los herrajes, enseguida las crucetas y finalmente la estructura o su cimentación.

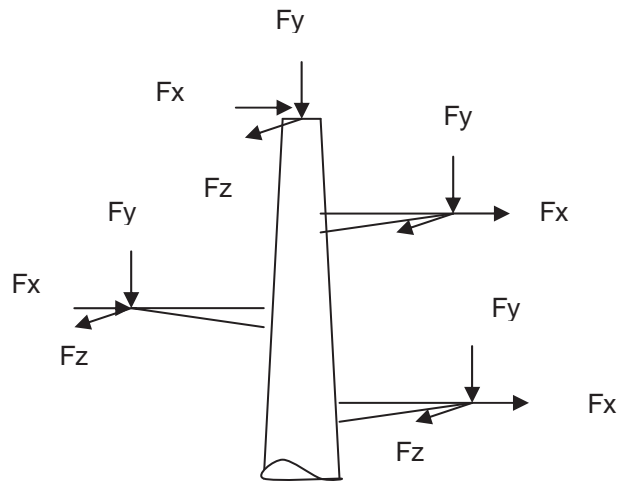
## **ÁRBOL DE CARGAS.**

El árbol de cargas de las estructuras, es una herramienta que nos permite analizar los esfuerzos a los que están sometidas éstas en condiciones de operación crítica, por ejemplo, las climatológicas que pueden imperar a lo largo de la trayectoria de la línea.

Las cargas que se emplean para el análisis y determinación de las limitaciones mecánicas son las siguientes.

- Carga vertical debida al peso de los cables conductores y de guarda.
- Peso de la estructura.
- Carga transversal debida a la acción del viento sobre los cables.
- Carga longitudinal sobre la estructura debida a la acción del viento máximo.
- Carga por rotura de cables.
- Carga por el peso de personal durante mantenimientos.
- Carga de tensión máxima de conductores y guarda (-10 °C y PV reducida) en estructuras de remate.
- Carga por sismo
- Carga longitudinal sobre el poste debida a tensiones desbalanceadas en los cables.

Se recomienda que dichas cargas se expresen como un árbol de cargas, usando un sistema de coordenadas ortogonal como se muestra en la Figura 3.1



**Fig. 3.1 Arbol de cargas**

Para determinar el valor de esas cargas es necesario realizar un análisis de flechas y tensiones mecánicas en los cables.

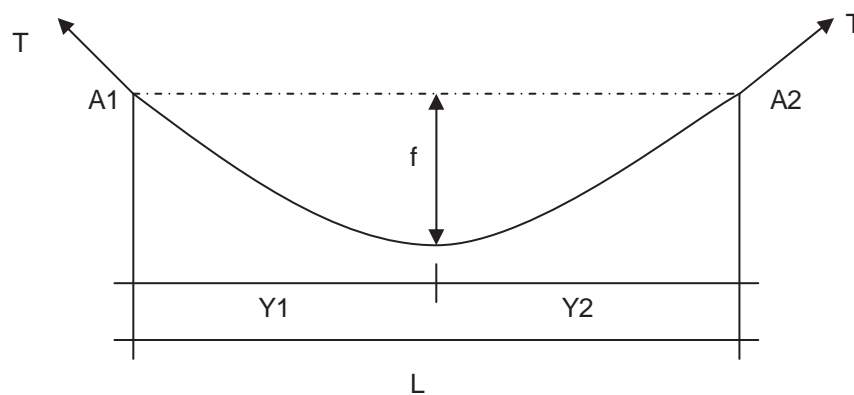
Las cargas por sismo y por viento en el poste se aplican directamente a todo lo largo del cuerpo del poste.

## 1.1 Flechas y tensiones mecánicas en cables

Cuando un material flexible, como lo es el conductor, se sostiene libremente entre dos apoyos, toma la forma de una catenaria.

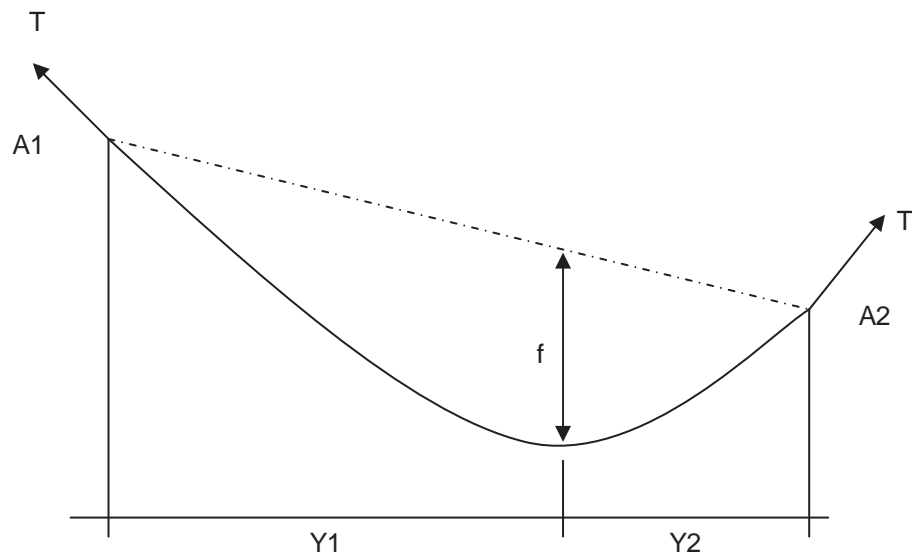
El cálculo de flechas y tensiones consiste en determinar los cambios en la tensión y consecuentemente en la flecha del cable cuando ocurren cambios en la carga y temperatura.

### Ilustración gráfica de flechas y tensiones



**Fig. 3.2 Trayectoria del cable entre apoyos a un mismo nivel.**





**Fig. 3.3 Trayectoria del cable entre apoyos a distinto nivel**

$f$  = flecha, distancia vertical del punto mas bajo del cable hasta la línea imaginaria que une ambos soportes.

$T$  = tensión que tiene el cable bajo ciertas condiciones de carga y temperatura.

$A1$  = Apoyo 1

$A2$  = Apoyo 2

$Y1$  = Distancia del apoyo 1 al punto mas bajo del cable.

$Y2$  = Distancia del apoyo 2 al punto mas bajo del cable.

## Condiciones de diseño

Las condiciones para las que se calcularán las flechas y tensiones serán las siguientes: (siempre incluyendo peso propio)

- Temperatura ambiente mínima promedio sin presión de viento, para revisar libramiento vertical en cruces con otras líneas. El libramiento, es el espacio permisible entre dos circuitos eléctricos o entre circuito eléctrico y tierra.
- Temperatura ambiente mínima promedio con velocidad de viento reducida y hielo para revisar tensiones máximas en los cables. La carga de hielo se refiere al peso de los cables cuando en ellos se ha acumulado una capa de hielo de 3.5 mm de espesor, considerando que el viento actúa con una velocidad reducida igual a la mitad de la velocidad media.
- Temperatura ambiente media sin presión de viento, para revisar tensiones en los cables para la condición normal de servicio.

- d) Temperatura ambiente máxima sin presión de viento, para revisar libramientos respecto al terreno.

Se debe considerar la velocidad de viento media con periodo de retorno de 10 años. Esto es debido a que esta velocidad es la que actúa continuamente sobre la línea, para fines de diseño.

La temperatura mínima será de  $-10^{\circ}\text{C}$  y la máxima de  $50^{\circ}\text{C}$ . Estos valores se obtienen de una serie de datos estadísticos de temperaturas de la República Mexicana.

## Tensiones máximas

Los valores de las tensiones mecánicas máximas permisibles en los cables se limitan a los siguientes valores con objeto de evitar problemas de fatiga en los cables y también para limitar el efecto dinámico sobre la estructura en caso de que los cables fallen.

Condición normal de trabajo = 25% de la carga de ruptura (inciso c)

Condición de carga más desfavorable = 40% de la carga de ruptura (inciso b)

Cuando se inició la utilización del cable ACSR en líneas de subtransmisión, éste fue trabajado a una tensión máxima de diseño de 50% de su tensión de ruptura, lo cual permitía el uso de menos estructuras. No pasó mucho tiempo antes de que la vibración comenzara a causar la rotura de los hilos. Esta rotura ocurrió en aisladores y clemas de suspensión. El núcleo de acero rara vez se rompe, pero frecuentemente se rompen todos los hilos de aluminio con fracturas a escuadra y apartándose entre sí hasta 3 cm o más, dependiendo de la longitud del claro.

Los límites de tracción de los conductores son verificados por razones operacionales para garantizar que la línea de subtransmisión sea suficientemente resistente bajo cargas de hielo, tornados, ventarrones y prevenir o impedir salidas de la línea.

Las características del cable se describen en la tabla 3.2

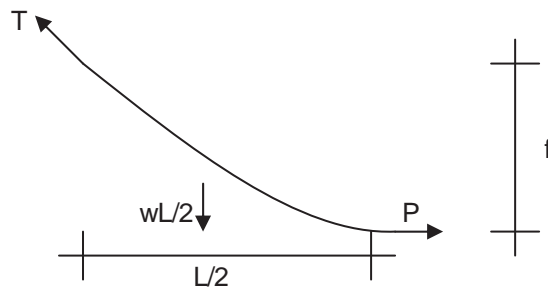


**Fig 3.4 Falla en conductor**

## Parámetro de la catenaria

El parámetro de la catenaria esta definido como la fuerza horizontal en todos los puntos del cable. La componente horizontal de la tensión es la misma para todos los puntos a lo largo del cable, debido al equilibrio de las fuerzas horizontales.

En la siguiente figura, que es un diagrama de cuerpo libre de la mitad izquierda del cable, una suma de momentos respecto al apoyo izquierdo produce:



**Fig. 3.5 Diagrama de cuerpo libre del cable**

$$\sum M = (P \cdot f) - \left( \frac{wL}{2} \cdot \frac{L}{4} \right) = 0$$

Así:

$$P = \frac{wL^2}{8f} \quad \text{Ec (3.1)}$$

Donde:

P = parámetro de la catenaria

L = longitud horizontal del claro

w = peso por unidad de longitud del cable

f = flecha de la catenaria

## Parámetros de diseño utilizados

Existen parámetros normalizados para el diseño de líneas de subtransmisión, los cuales como se podrá observar en la tabla que se presenta a continuación, dependen del tipo de estructura a utilizar y el tipo de lugar donde se construirá.

Tipo de Línea	Conductor (KCM)	Estructura	Parámetro Conductor (kg)	Claro (m)	Parámetro Cable de guarda (kg)
Rural	266 477	Tipo H con postes de concreto o de madera.	1200 1300	170 210	1800 1800
	266 477 795	Torre de acero	1500 1600	360 400	1800 1800
Urbana	266 477	Poste Morelos (Celosía de Acero)	350	100	450
Urbana	266 477 795	Poste de Acero	1200 800 600	144 130 130	550

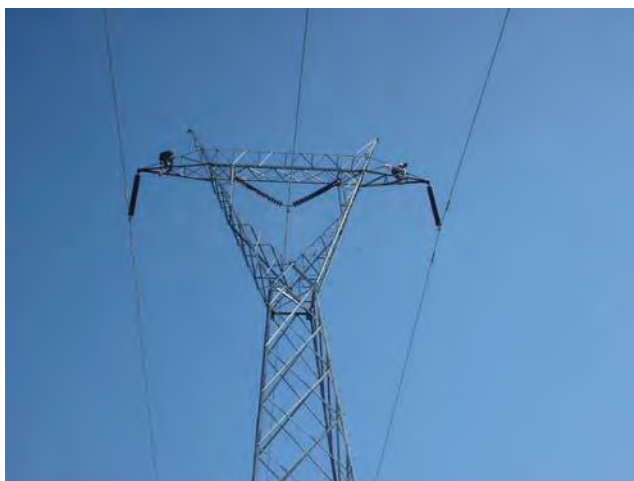
**Tabla 3.1** Parámetros aproximados a 50°C sin viento y en condiciones finales para estructuras normalizadas en C.F.E.



**Fig. 3.6** Poste Morelos



**Fig 3.7 Estructura tipo H con postes de concreto**



**Fig 3.8 Torre de acero**



**Fig. 3.9 Poste de madera**

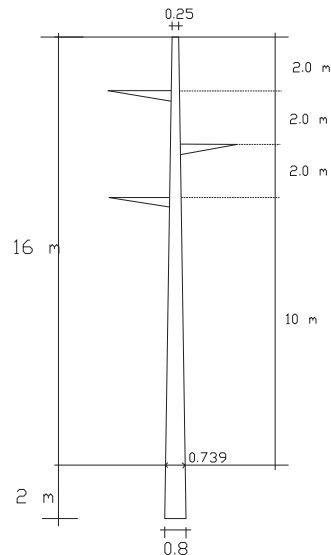


**Fig. 3.10 Poste de acero**

Para el presente proyecto se diseñará un poste de concreto con características similares a la del poste Morelos, es decir para utilizarse en zonas urbanas, con parámetro del conductor de 350.

## Cálculo del claro máximo

El poste se diseñará con la siguiente configuración:



**Fig. 3.11 Alturas de diseño del poste**

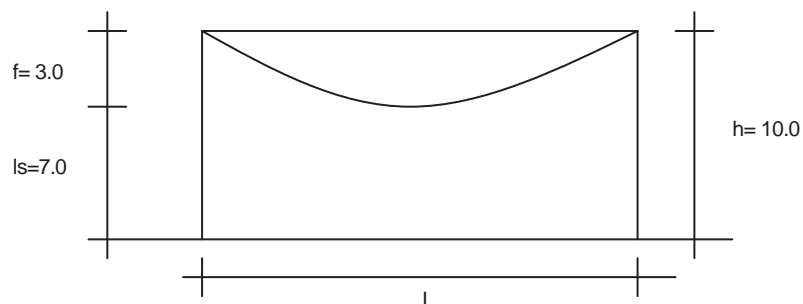
Por lo tanto la distancia del conductor mas cercana al nivel del terreno es de 10.00 m.

Por razones de seguridad, todos los códigos nacionales especifican distancias o separaciones mínimas de los conductores con respecto al suelo, carreteras, ferrocarriles, otras líneas, etc.

En este caso se utilizará el libramiento mínimo de seguridad de 7 m, y se calculará el claro para este libramiento el cual será el claro máximo, ya que cuando se necesiten libramientos mayores el claro será menor y por lo tanto los elementos mecánicos en el poste serán menores.

Se determina la flecha de la catenaria considerando la distancia de conductor a piso del poste y restándole el libramiento de seguridad:

$$f = h - l_s$$



**Fig. 3.12 Flecha disponible**

Donde:

$f$  = flecha disponible

$h$  = distancia del conductor a piso

$Is$  = libramiento de seguridad a 50 °C

$L$  = longitud del claro

Se determina el claro utilizando el parámetro de la catenaria propuesto y la flecha calculada, con la ecuación (3.1):

$$P = wL^2/8f \quad Ec (3.1)$$

$$L = \sqrt{(8Pf/w)}$$

Donde:

$P$  = parámetro de la catenaria

$L$  = longitud del claro

$f$  = flecha

$w$  = peso del conductor por unidad de longitud

$$L = \sqrt{[8(350)(3)/0.972]} = 93 \text{ m}$$

Por lo tanto el claro máximo a utilizarse para el presente proyecto es de 93 m.

## Presión de viento máximo y viento medio reducido

Del manual de diseño de obras civiles de CFE se obtiene la velocidad de viento máxima para una ciudad ubicada en la costa del Pacífico por ser representativa en cuanto a la incidencia de huracanes, con período de retorno de 50 años = 158 km/hr y la velocidad de viento medio con período de retorno de 10 años = 110 km/hr el cual se divide entre dos por ser reducido = 55 km/hr = 15.3 m/s.

Se debe seleccionar y especificar el tipo de cable conductor a utilizar, considerándose las necesidades de demanda máxima que cubrirá la línea de subtransmisión durante su vida útil, en este caso para líneas de 115 kV el cable que se utiliza es el ACSR 477 el cual tiene las siguientes características:



Tabla 3.2 Cable de Aluminio con Refuerzo de Acero (ACSR)

Código Mundial	Área nominal del Aluminio		Diámetro mm	Peso nominal kg/km	Carga de ruptura kg	Coeficiente de dilatación lineal $10^{-6} / ^\circ\text{C}$	Módulo de elasticidad $\text{kg/cm}^2$
	$\text{mm}^2$	kCM					
Hawk	241.9	477	21.79	972.4	8,820.00	18.82	764,860.00

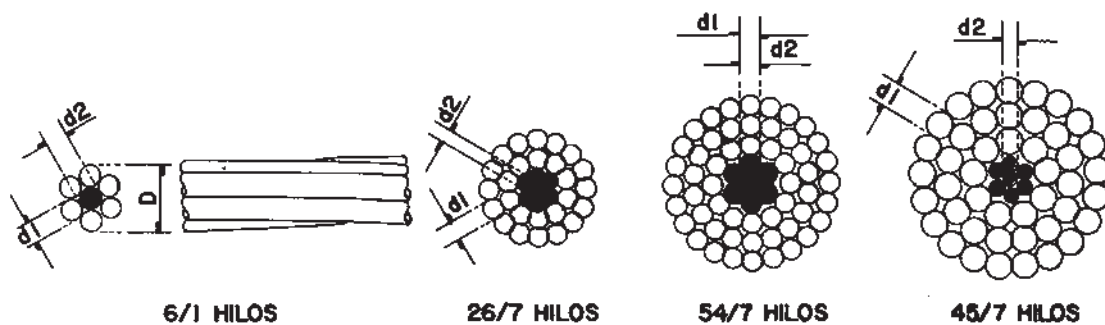


Fig. 3.13 Configuración del cable ACSR

El cable ACSR es un cable formado por un núcleo central de alambres de acero galvanizado rodeado por capas de alambre de aluminio dispuestos helicoidalmente. El ACSR 477 es el que se usa para niveles de voltaje de 69 a 115 kV y está formado por 7 alambres de acero y 26 alambres de aluminio. El número 477 corresponde a su área nominal en kCM (kilo circular mil). El circular mil es el área equivalente a un círculo cuyo diámetro es de una milésima de pulgada.

Existen métodos manuales para el cálculo de flechas y tensiones que se basan en la suposición de que la curva descrita por el cable es una parábola, sin embargo, por la gran diversidad de claros, desnivel entre apoyos, temperaturas, condiciones de carga y materiales que pueden presentarse, resulta prácticamente obligatorio emplear una computadora a fin de realizar los cálculos.

Para el presente proyecto se utilizará el programa SAGSEC el cual permite calcular las flechas y tensiones de los cables con facilidad y exactitud.

Este programa lo he utilizado para el cálculo de flechas y tensiones en casos reales de tendidos de líneas en la CFE y he podido corroborar los resultados físicamente, por lo que su uso para el presente proyecto lo considero adecuado. Existen otros métodos, como el de la ecuación de cambio de estado, pero son cálculos más extensos y los resultados son similares.

Para crear un modelo se proporcionan los datos de entrada en los siguientes menús:

- 1) Seleccionar título y opciones en General/General data.
- 2) Proporcionar los datos apropiados del cable en la base de datos con Cables/Cables Properties.
- 3) Construir la geometría con Geometry/Section layout.
- 4) Crear los casos de carga con Loads/Span Loads/Concentrated Loads/Support displacements.
- 5) Se realiza el análisis con Run.
- 6) Se observan los resultados en la ventana de Geometría final y en los reportes.

Para crear un archivo nuevo se selecciona File/New. Posteriormente se introduce el título del proyecto y sus datos generales en General Data, como se muestra en la siguiente figura:

**General Data**

Title: Elementos mecánicos en poste de concreto de 18 m

Notes: Cálculo de flechas y tensiones para línea de 115 Kv con poste de concreto de 18 m, claro de 93 m, parámetro de 350 m. Conductor ACSR 477

Wind units:   
 ☐ Wind Pressun   
 ☒ Wind Velocity

Ice Units:   
 ☒ Ice thickness   
 ☐ Ice weight per unit length

Ice Densi(daN/dm<sup>3</sup>) 0.89539

OK Cancel

**Fig. 3.14 Datos generales del proyecto**

Los datos del cable se introducen en el menú Cable/Properties como se muestra en la siguiente figura:

Cable Properties							
	Wire Name	Diameter (mm)	Unit Weight (daN/m)	Cross Section Area (mm <sup>2</sup> )	Modulus of Elasticity daN/mm <sup>2</sup> /100	Thermal Expansion Coefficient (/100 deg)	Ulti Tens (daN)
1	ACERO AR 5/16	7.97	0.29921	38.36	172.46	0.00115	
2	ACSR 1/0	10.11	0.214	53.47	78.07	0.001895	
3	ACSR 1033.5 ORTOLAN	30.81	1.733	560.4	64.619	0.00208	
4	ACSR 1113	32	1.839	603.09	64.6196	0.00208	
5	ACSR 1113 a	31.98	1.8469	603.09	64.619	0.00208	13
6	ACSR 266.8 KCM	16.28	0.536	135.2	75.03	0.001882	
7	ACSR 3/0	12.75	0.337	85.03	78.07	0.001895	
8	ACSR 477 26/7	21.79	0.954	281.13	75.012	0.001882	
9	ACSR 795	28.14	1.588	468.76	70.21	0.001882	
10	ACSR 795 54/7 final	27.76	1.487	454.49	65.52	0.001926	12
11	ACSR 795final	28.14	1.588	468.76	70.21	0.001882	
12	ACSR 795inic	28.14	1.588	468.76	52.48	0.00174	
13	ACSR1113(inst)	32	1.839	603.09	53.79	0.002053	
14	Alumoweld 7x8	9.78	0.3818	58.56	158.46	0.001296	
15	IBIS	19.8882	0.797703	234	74.515	0.00188215	7
16	UNSTRETCHABLE 1	25.4	1.45939	645.16	689.474	0.0018	44
17	drake	28.1432	1.59657	468.644	69.6369	0.00188197	14
18	lapwing	38.2016	2.61523	861.289	65.5001	0.002124	18

Fig. 3.15 Propiedades del cable

Que para nuestro caso es ACSR 477 cuyos datos son los siguientes:

Diámetro: 21.79 mm

Peso:  $972 \text{ kg/km} = [972(9.81)/1000]/10 = 0.954 \text{ daN/m}$

Módulo de elasticidad:  $764860 \text{ kg/cm}^2 = [(764860)(9.81)/10^2]/1000 = 75 \text{ daN/mm}^2/100$

Coeficiente de dilatación térmica:  $18.82 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C} = (18.82 \times 10^{-6})(100) = 0.001882 / 100^{\circ}\text{C}$

Tensión última:  $8820 \text{ kg} = 8820(9.81)/10 = 8652.42 \text{ daN}$

## Geometría

Los datos se introducen en el menú Geometry/Section Layout. La pantalla es la siguiente:

	Attach. Elevation (m)	Span Ahead (m)	Line Angle (deg)	Struct. Orient. Angle (deg)	Attach. Offset (m)	Lateral Stiff- ness (N/m)	Longit. Stiff- ness (N/m)	Insul. Type (P/S/I)	Insul. Length (m)	Insul. Weight (N)	Ins. Wt. (m)
1	10	93				1e+10	1e+10	S	1.31	545	
2	10					1e+10	1e+10	S	1.31	545	
3											
4											
5											
6											
7											
8											
9											
10											
11											
12											
13											
14											
15											
16											
17											
18											

**Fig. 3.16 Geometría del proyecto**

Altura de los apoyos: 10 metros medido desde el nivel del terreno natural.

Longitud del claro: 93 m

Para una tensión de 115 kV se utiliza una cadena de 9 aisladores de vidrio templado con 28 cm de diámetro, 14.6 cm de longitud y 6.17 kg de peso por cada aislador.

Longitud de la cadena de aisladores:  $(9)(0.146) = 1.31 \text{ m}$

Peso de la cadena de aisladores:  $(9)(6.17 \text{ kg}) = 55.53 \text{ kg} = 55.53(9.81) = 545 \text{ N}$

Área de viento de la cadena de aisladores: se considera el 50% del área total.

$$9(0.28)(0.146)(0.5) = 0.18 \text{ m}^2$$

## Cargas

Las condiciones de carga se proporcionan en el menú Load/Span loads. La pantalla es la siguiente:

	Load Case Name	Analysis Type (1, 2, 3)	Wind Velocity (m/s)	Wind Direction (deg)	Temperature (deg C)	Span Ice Thickness (cm)
1	TEMP MIN SIN VIENTO	3			-10.0	
2	TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	3	15.3		-10.0	0.35
3	TEMP MEDIA SIN VIENTO	3			18.0	
4	TEMP MAXIMA SIN VIENTO	3			50.0	
5	TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	3	30.6		18.0	
6	TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	3	43.8		18.0	
7						
8						
9						
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						
21						
22						
23						

**Fig. 3.17 Condiciones de carga**

Se analizarán las siguientes condiciones de carga:

- Temperatura mínima (-10 °C) sin viento.
- Temperatura mínima (-10 °C) con viento medio reducido (15.3 m/s) y capa de hielo
- Temperatura media (18 °C) sin viento.
- Temperatura máxima (50 °C) sin viento.

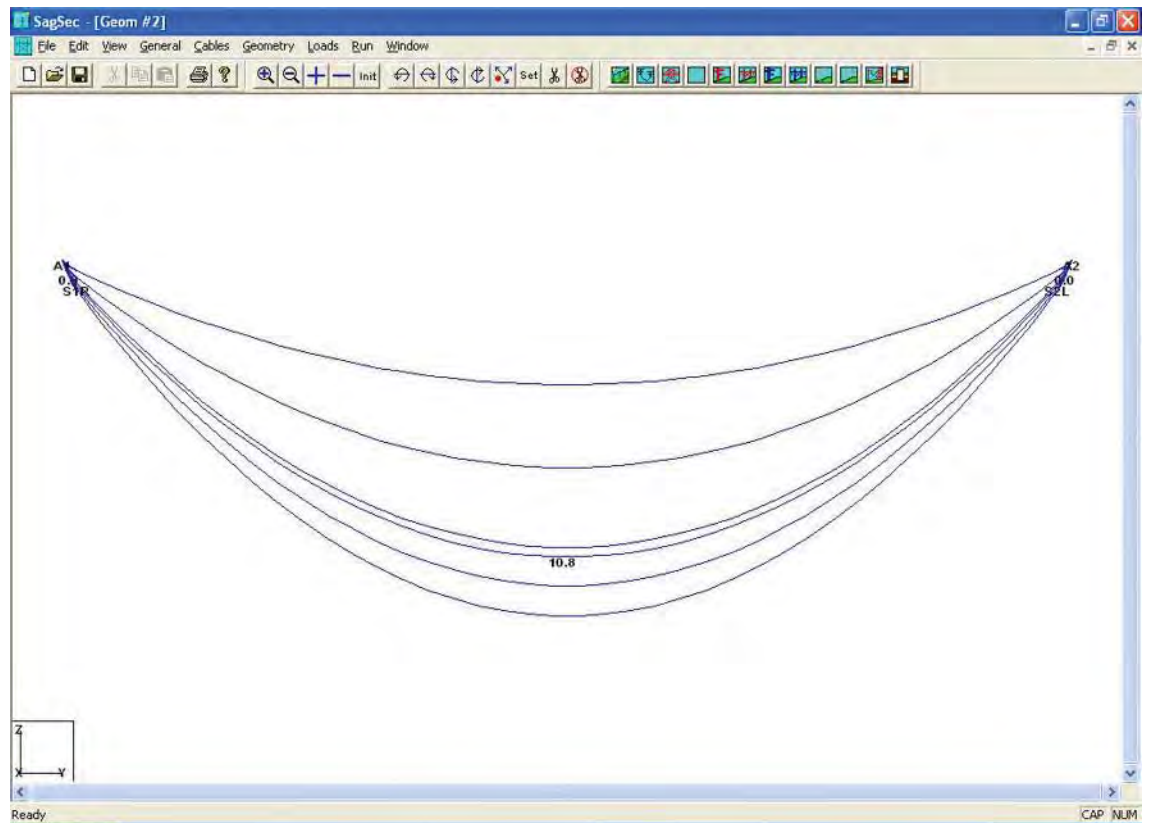
- Temperatura media con viento medio (30.6 m/s)
- Temperatura media con viento máximo (43.8 m/s)
- Carga por rotura de cable. Para esta condición se toma la carga que resulta del caso b) Temperatura mínima con viento reducido, más el 33% y se aplicará la alternativa y posición del cable roto que provoque los elementos estructurales mas desfavorables sobre el poste. Esto es debido a que la carga de impacto sobre la estructura se aproxima a 1.33 veces la tensión en el cable previa a la falla. Se analizarán dos casos uno por rotura en el cable de guarda y otro por rotura en el conductor superior. No se considera la falla simultánea de más de dos cables por ser ésta una situación muy desfavorable para el diseño del poste y porque no se dispone de reportes de su ocurrencia que justifiquen su inclusión.
- Carga longitudinal debida a tensiones desbalanceadas. Estas son por la diferencia de niveles en la topografía del terreno. Se analizará un caso con un perfil topográfico, con deflexiones y diferencias de niveles.

### **Tipo de análisis**

El programa ejecuta el análisis no lineal, tridimensional, de uno o mas claros. Estos pueden ser de geometría arbitraria entre los extremos. Los apoyos estructurales para las abrazaderas y aisladores pueden ser fijos o flexibles, con rigidez transversal y longitudinal especificada. Aisladores de tensión, tipo poste, o suspensión pueden ser usados para los apoyos de los conductores. Las areas de viento también son consideradas para las tres dimensiones.

Los conductores están modelados como elementos de cable tridimensionales, con módulo elástico basado en sus condiciones después de una tensión inicial o tensión de tendido. El conductor se divide en 40 elementos de cable en cada claro.

Con todos los datos anteriores se corre el programa y se revisan los resultados en el reporte y en la ventana gráfica de geometría final.



**Fig. 3.18 Visualización de resultados**

De la figura anterior se observa la configuración del cable para las diferentes temperaturas y condiciones de carga. El porcentaje de uso del cable es de 10.8% respecto a la tensión de ruptura. Se recomiendan valores menores al 25% para limitar las vibraciones del cable, por lo que se considera adecuado. A continuación se presenta el reporte de resultados.

Del reporte se observa que la tensión a temperatura mínima con viento reducido y hielo sobre el conductor es de 5,038 N = 517 kg longitudinal, 213 N = 22 kg transversal y 1,090 N = 111 kg vertical, por lo que las cargas por rotura en conductor serán: 684 kg longitudinal, 29 kg transversal y 148 kg vertical.

SagSec [Short #2]

File Edit View General Cables Geometry Loads Run Window

PROJECT TITLE: Elementos mecánicos en poste de concreto de 18 m

PROJECT NOTES:  
Cálculo de flechas y tensiones para líneas de 115 Kv con poste de concreto de 18 m, claro de 93 m, parámetro de 350 m. Conductor ACSR 477

CABLE SUMMARY BY SPAN

SPAN NO.	LOAD CASE	HORIZONTAL TENSION (N)	MAXIMUM TENSION (N)	PERCENT USAGE %	DIST TO MIN. Z (m)	MIN. Z (m)	MAX. Z (m)
1	TEMP MIN SIN VI	3897	3921	5	46.50	-2.74	-2.74
	TEMP MIN VIENTO	5043	5072	6	46.50	-2.65	-2.65
	TEMP MEDIA SIN	3551	3577	4	46.50	-3.00	-3.00
	TEMP MAXIMA SIN	3247	3276	4	46.50	-3.28	-3.28
	TEMP MEDIA VIENT	5596	5613	6	46.50	-1.92	-1.92
	TEMP MEDIA VIENT	9349	9359	11	46.50	-1.15	-1.15

STRUCTURE SUMMARY BY SPAN

ATTACH NO.	LOAD CASE	-DISPLACEMENTS-		VERT. (N)	FORCES		INSUL L.DIP R.DIP		
		TRANS. (m)	LONGIT. (m)		TRANS. (N)	LONGIT. (N)	SWING (deg)	ANGLE (deg)	ANGLE (deg)
1	TEMP MIN SIN VI	0.000	0.000	977	0	-3897	0	0	6
	TEMP MIN VIENTO	0.000	0.000	1090	213	-5038	0	0	7
	TEMP MEDIA SIN	0.000	0.000	977	0	-3551	0	0	7
	TEMP MAXIMA SIN	0.000	0.000	977	0	-3247	0	0	8
	TEMP MEDIA VIENT	0.000	0.000	976	668	-5556	0	0	7
	TEMP MEDIA VIENT	0.000	0.000	975	1368	-9249	0	0	8
2	TEMP MIN SIN VI	0.000	0.000	977	-0	3897	0	6	0
	TEMP MIN VIENTO	0.000	0.000	1090	213	5038	0	7	0
	TEMP MEDIA SIN	0.000	0.000	977	-0	3551	0	7	0
	TEMP MAXIMA SIN	0.000	0.000	977	-0	3247	0	8	0
	TEMP MEDIA VIENT	0.000	0.000	976	668	5556	0	7	0
	TEMP MEDIA VIENT	0.000	0.000	975	1368	9249	0	8	0

Ready

Fig. 3.19 Reporte de resultados cable conductor

Se repite el procedimiento descrito para calcular las tensiones en el cable de guarda, que es el que va en la parte superior del poste, para proteger a la línea de las descargas atmosféricas. Se obtiene para la rotura del cable 100 kg vertical, 17 kg transversal y 343 kg longitudinal.



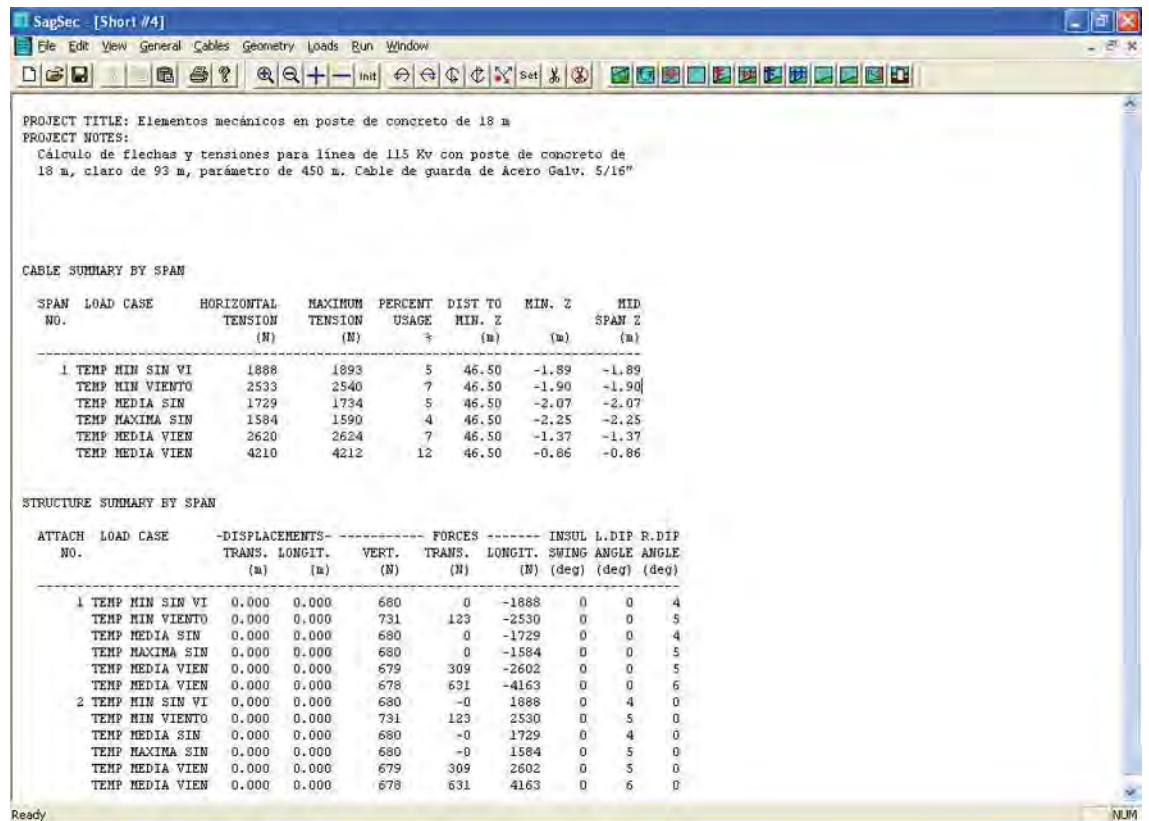
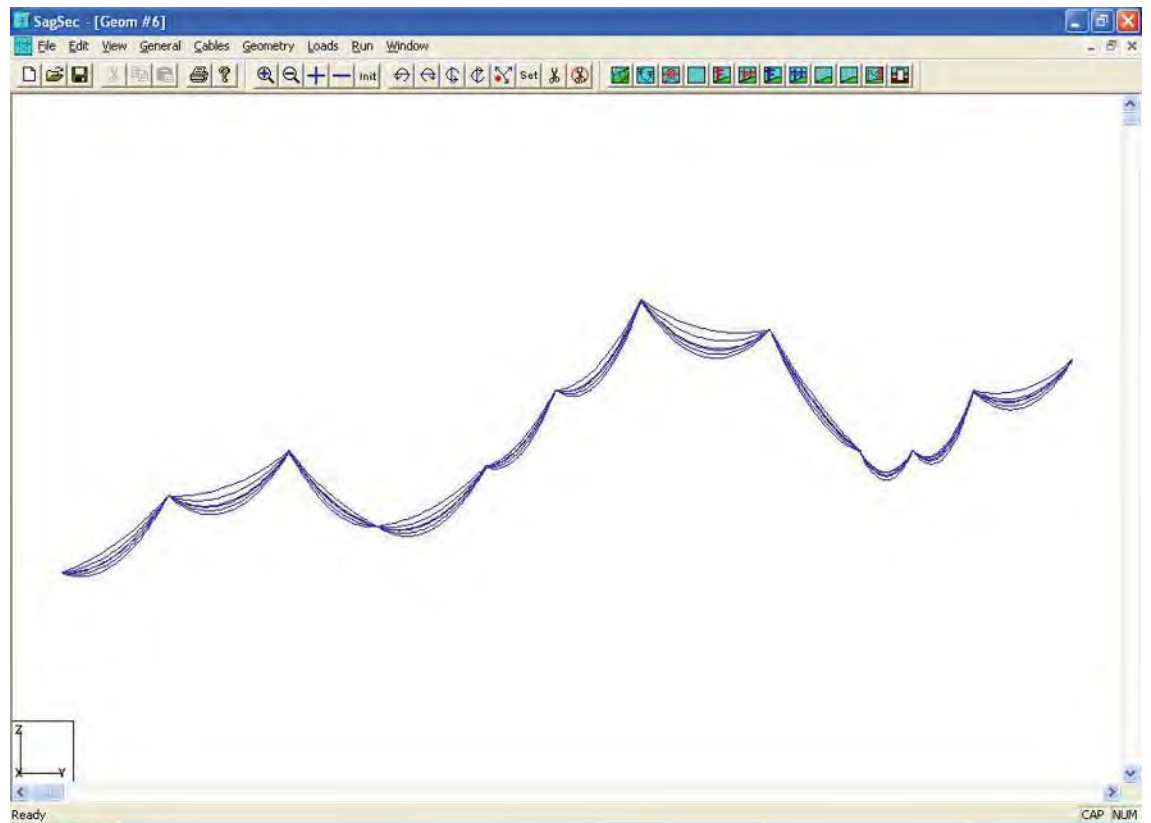


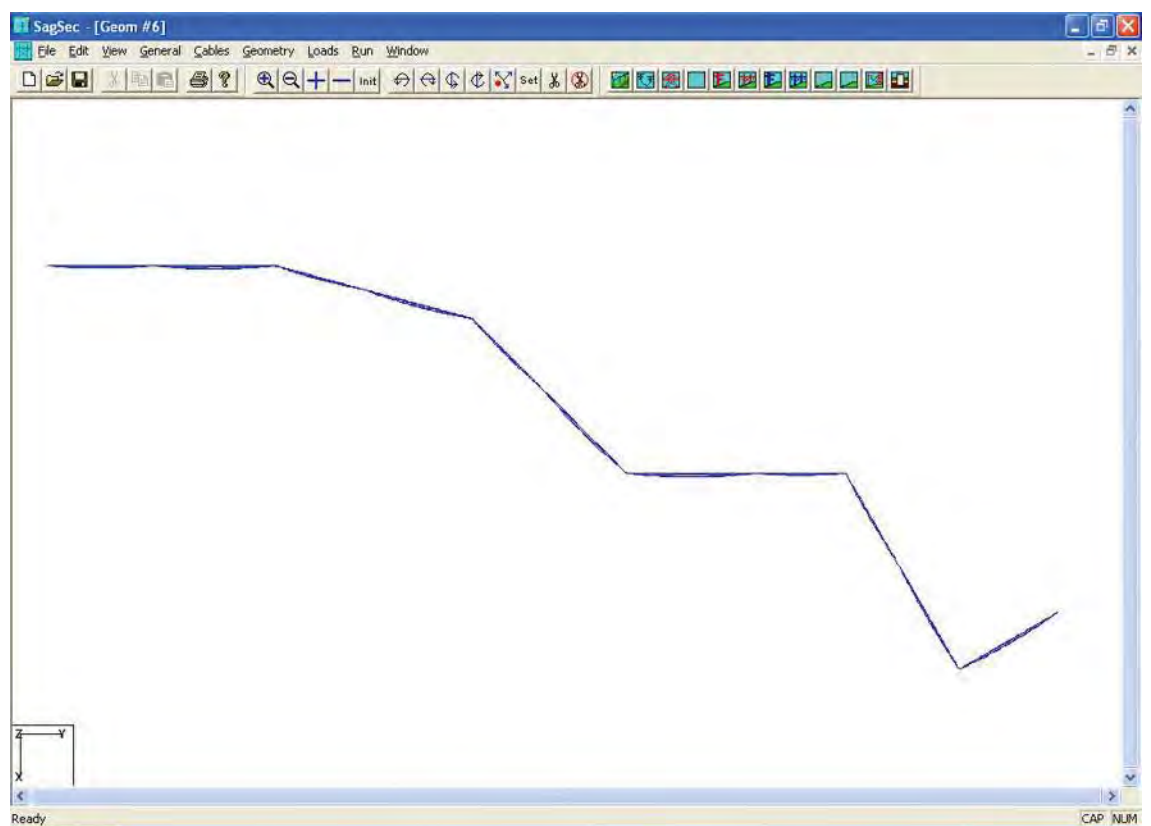
Fig. 3.20 Reporte de resultados cable de guarda

Se adicionarán 200 kg por conductor considerando la carga de dos trabajadores y 100 kg para el cable de guarda considerando un trabajador por maniobras de construcción y mantenimiento.

Para el caso de carga longitudinal debidas a tensiones desbalanceadas, se modelará el trazo de una línea con apoyos a diferentes niveles y deflexiones. Los postes de remate son aquellos donde se ancla el cable conductor, los postes de deflexión son aquellos que se encuentran en un punto de inflexión o cambio de dirección, los postes de paso o suspensión son aquellos que se encuentran sobre tangentes o rectas y su función es sostener el cable. Se modelará el trazo con deflexiones a 15°, 30°, 45°, 60° y 90° respectivamente como se muestra en la siguiente figura:



**Fig. 3.21 Trazo de línea con desniveles topográficos**



**Fig. 3.22 Trazo de línea en planta**

POSTE No.	TIPO	ANGULO °	CONDICION DE CARGA	FY kg	FX kg	FZ kg
1	REMATE		TEMP MIN SIN VIENTO	57.19	-	429.77
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	57.29	16.82	548.73
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	62.08	-	361.37
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	65.55	-	311.82
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	47.81	53.41	560.14
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	22.22	109.38	917.43
2	SUSPENSION		TEMP MIN SIN VIENTO	89.60	-	24.97
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	106.32	27.62	125.59
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	86.54	-	6.01
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	84.51	-	3.98
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	93.17	96.13	1.12
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	104.89	196.94	9.58
3	DEFLEXION	15	TEMP MIN SIN VIENTO	230.38	114.27	65.65
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	231.91	144.34	61.57
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	220.08	94.60	13.56
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	213.25	81.04	10.60
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	240.16	245.67	20.18
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	279.20	442.20	68.30
4	SUSPENSION		TEMP MIN SIN VIENTO	5.40	-	56.27
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	3.26	20.18	52.40
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	16.92	-	11.82
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	24.57	-	8.05
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	6.93	80.63	4.79
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	51.58	165.34	23.55
5	DEFLEXION	30	TEMP MIN SIN VIENTO	163.61	223.14	31.60
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	164.32	249.03	25.48
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	166.87	186.95	7.65
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	168.81	161.06	3.87
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	173.19	328.85	91.13
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	181.86	533.54	260.86
6	SUSPENSION		TEMP MIN SIN VIENTO	75.84	-	43.73
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	76.76	11.62	43.93
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	73.19	-	10.70
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	71.87	-	5.81
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	76.76	46.59	8.46
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	80.33	95.51	2.96
7	DEFLEXION	-45	TEMP MIN SIN VIENTO	227.93	306.22	6.73
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	229.77	295.01	5.10
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	223.24	270.95	0.82
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	219.47	242.20	2.75
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	236.60	291.44	132.01
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	259.73	402.24	344.34
8	SUSPENSION		TEMP MIN SIN VIENTO	125.48	-	75.54
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	127.52	23.34	75.64
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	112.95	-	16.21
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	105.20	-	12.13
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	133.84	93.17	3.26
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	170.85	190.83	26.10
9	DEFLEXION	60	TEMP MIN SIN VIENTO	107.95	450.66	36.90
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	105.40	473.70	47.71
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	121.61	365.55	7.44
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	130.07	308.77	5.10
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	95.21	522.32	142.92
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	49.03	771.97	381.04
10	SUSPENSION		TEMP MIN SIN VIENTO	53.72	-	24.57
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	53.82	6.01	22.02
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	56.17	-	5.91
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	58.10	-	4.08
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	55.96	24.06	3.16
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	54.43	49.24	11.11
11	DEFLEXION	-90	TEMP MIN SIN VIENTO	192.35	592.86	20.49
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	192.86	591.34	28.85
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	191.44	516.41	13.97
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	190.72	456.37	9.79
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	191.54	575.94	99.29
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	188.99	749.75	260.45
12	REMATE		TEMP MIN SIN VIENTO	102.45	-	433.64
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	102.34	10.60	442.41
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	100.82	-	375.03
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	99.69	-	329.66
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	102.75	41.90	493.27
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	108.56	85.22	747.20

Tabla 3.3 Tensiones del cable conductor

POSTE No.	TIPO	ANGULO °	CONDICION DE CARGA	FY kg	FX kg	FZ kg
1	REMATE		TEMP MIN SIN VIENTO	50.66	-	205.81
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	50.15	9.99	266.56
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	52.70	-	176.86
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	54.33	-	154.13
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	46.79	26.10	258.61
2	SUSPENSION		TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	36.49	53.31	401.63
			TEMP MIN SIN VIENTO	31.60	-	18.96
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	39.65	12.44	71.66
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	30.28	-	11.31
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	29.36	-	6.42
3	DEFLEXION	15	TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	32.82	35.27	3.77
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	37.31	72.17	6.32
			TEMP MIN SIN VIENTO	156.88	54.33	42.30
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	157.29	68.60	39.14
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	152.70	46.18	22.73
4	SUSPENSION		TEMP MAXIMA SIN VIENTO	149.54	39.96	10.81
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	160.24	116.21	1.22
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	175.33	203.87	31.19
			TEMP MIN SIN VIENTO	-	7.85	35.47
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	-	8.66	32.62
5	DEFLEXION	30	TEMP MEDIA SIN VIENTO	-	3.06	19.16
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	-	0.41	9.28
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	-	12.74	4.08
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	-	30.48	12.44
			TEMP MIN SIN VIENTO	124.36	106.63	22.94
6	SUSPENSION		TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	124.67	118.55	19.67
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	125.69	91.34	13.76
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	126.61	79.41	8.05
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	128.34	155.76	31.50
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	131.91	244.95	103.06
7	DEFLEXION	-45	TEMP MIN SIN VIENTO	25.99	-	32.21
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	26.30	4.28	31.29
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	24.97	-	19.27
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	24.26	-	11.11
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	25.89	17.13	13.35
8	SUSPENSION		TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	26.71	35.07	4.79
			TEMP MIN SIN VIENTO	152.91	-	4.49
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	153.92	-	0.92
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	150.87	-	2.04
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	149.24	-	0.41
9	DEFLEXION	60	TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	157.49	-	57.29
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	167.89	-	145.26
			TEMP MIN SIN VIENTO	49.95	-	51.27
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	50.56	8.56	49.24
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	44.95	-	29.36
10	SUSPENSION		TEMP MAXIMA SIN VIENTO	41.39	-	15.80
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	52.50	34.15	9.89
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	66.36	70.03	16.72
			TEMP MIN SIN VIENTO	98.17	218.55	23.24
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	97.15	228.44	26.20
11	DEFLEXION	-90	TEMP MEDIA SIN VIENTO	103.57	183.79	13.35
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	107.54	157.59	7.44
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	92.97	249.44	61.98
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	74.82	351.38	148.83
			TEMP MIN SIN VIENTO	14.48	-	18.45
12	REMATE		TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	14.48	2.24	17.02
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	15.49	-	10.81
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	16.41	-	5.81
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	15.39	8.77	5.10
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	14.58	18.04	0.61
13	DEFLEXION	-90	TEMP MIN SIN VIENTO	136.90	-	27.32
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	137.41	-	30.78
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	136.60	-	23.45
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	136.29	-	20.29
			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	137.92	-	57.59
14	REMATE		TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	137.92	-	121.81
			TEMP MIN SIN VIENTO	72.58	-	225.28
			TEMP MIN VIENTO REDUCIDO	72.48	5.10	228.54
			TEMP MEDIA SIN VIENTO	71.87	-	198.37
			TEMP MAXIMA SIN VIENTO	71.36	-	176.04
15			TEMP MEDIA VIENTO MEDIO	72.07	19.98	245.06
			TEMP MEDIA VIENTO MAXIMO	74.11	40.37	346.48

Tabla 3.4 Tensiones en cable de guarda

En las tablas anteriores se presentan las tensiones en los cables en kg, para cada una de las condiciones de carga. De los resultados, se revisarán los correspondientes a la estructura número 1 de remate, la número 8 de paso o suspensión y la número 11 de deflexión a  $90^\circ$ , por ser las más desfavorables.

## Análisis estructural

### 4.1. MODELO POR ELEMENTOS FINITOS

El método del elemento finito ha llegado a ser una herramienta poderosa en la solución numérica de un amplio rango de problemas de ingeniería. Las aplicaciones van desde el análisis por deformación y esfuerzo de automóviles, aeronaves, edificios y estructuras de puentes hasta el análisis de los campos del flujo de calor, de fluidos, magnético, filtraciones y otros problemas de flujo. Con los avances en la tecnología de las computadoras, pueden modelarse problemas complejos con relativa facilidad. En una computadora pueden probarse varias configuraciones alternas antes de construir el primer prototipo.

En este tipo de análisis, una región compleja que define un continuo se discretiza en formas geométricas simples llamados elementos finitos. Las propiedades del material y las relaciones gobernantes, son consideradas sobre esos elementos y expresadas en términos de valores desconocidos en los bordes del elemento. Un proceso de ensamble, considerando las cargas y restricciones, da lugar a un conjunto de ecuaciones. La solución de esas ecuaciones nos da el comportamiento aproximado del continuo.

#### Geometría y dimensiones propuestas

Existen diferentes formas de secciones transversales que se utilizan para postes de concreto.

Se propone utilizar una sección circular hueca, ya que presenta las siguientes ventajas: menor peso, la misma resistencia en todas direcciones, eliminando así algún cuidado especial durante su transporte y maniobras de parado del poste.

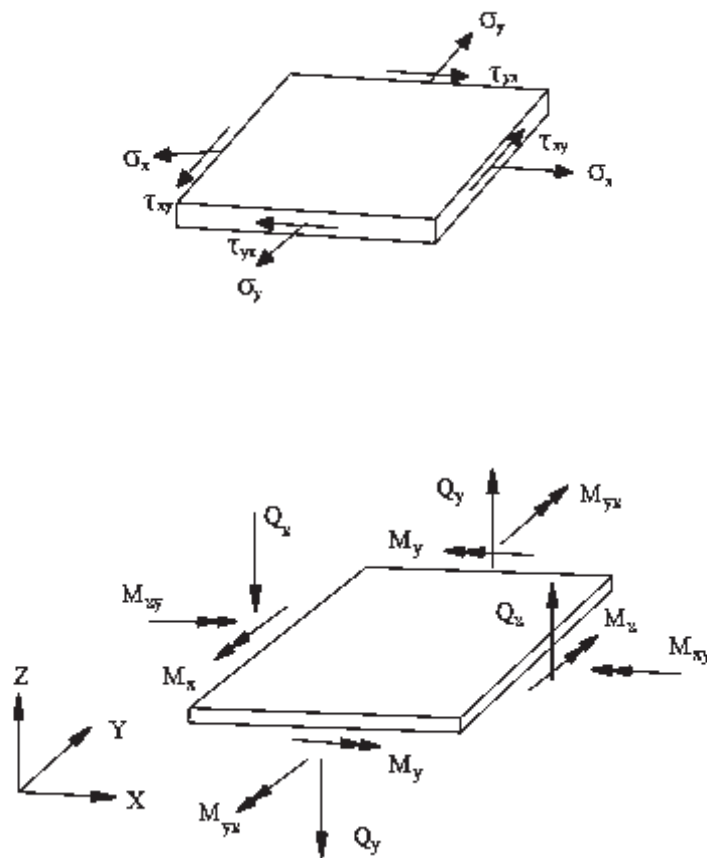
Se realizarán tres modelos del poste para analizar su comportamiento ante las diferentes combinaciones de carga. El diámetro en la parte superior del poste será de 25 cm y el diámetro en la base del poste será de 80 cm, 100 cm y 120 cm respectivamente.

Para modelar el poste se utilizará el programa STAAD III, el cual es un software especializado en el análisis de estructuras que incluye al método del elemento finito.

### Fundamentos teóricos

El elemento a utilizar es tipo placa o cascarón y es de cuatro nodos (cuadrilátero). El programa genera un nodo en la parte central del elemento. La proporción de los elementos no debe ser excesiva, preferiblemente menor de 4 a 1. Se pueden aplicar las cargas en las uniones de los nodos de un elemento, presiones uniformes sobre la superficie de un elemento, presión uniforme parcial o presión con variación lineal sobre la superficie de un elemento.

El método de placa de elemento finito utilizado está basado en la formulación de elemento híbrido. La distribución de esfuerzos se asume de la siguiente forma:



**Fig. 4.1 Esfuerzos en el elemento**

Los elementos tienen nodos en las esquinas y 6 grados de libertad por nodo.

Los elementos responden a las condiciones de frontera de Poisson, las cuales son consideradas más precisas que las acostumbradas condiciones de frontera de Kirchhoff.

El reporte de salida del programa incluye las siguientes abreviaciones:

QX, QY	Fuerzas de corte (fuerza/unidad de longitud/unidad de espesor)
FX, FY, FXY	Fuerzas de membrana (fuerza/unidad de longitud/unidad de espesor)
MX, MY, MXY	Momentos de flexión (momento/unidad de longitud)
SMAX, SMIN	Esfuerzos principales (fuerza/unidad de área)
TMAX	Esfuerzos de corte máximo (fuerza/unidad de área)
ANGLE	Orientación del plano principal (grados)

El procedimiento de análisis por elemento finito se puede dividir en tres etapas:

El preproceso, que es la introducción de datos para elaborar el modelo.

El proceso, que es el ensamble y solución de ecuaciones.

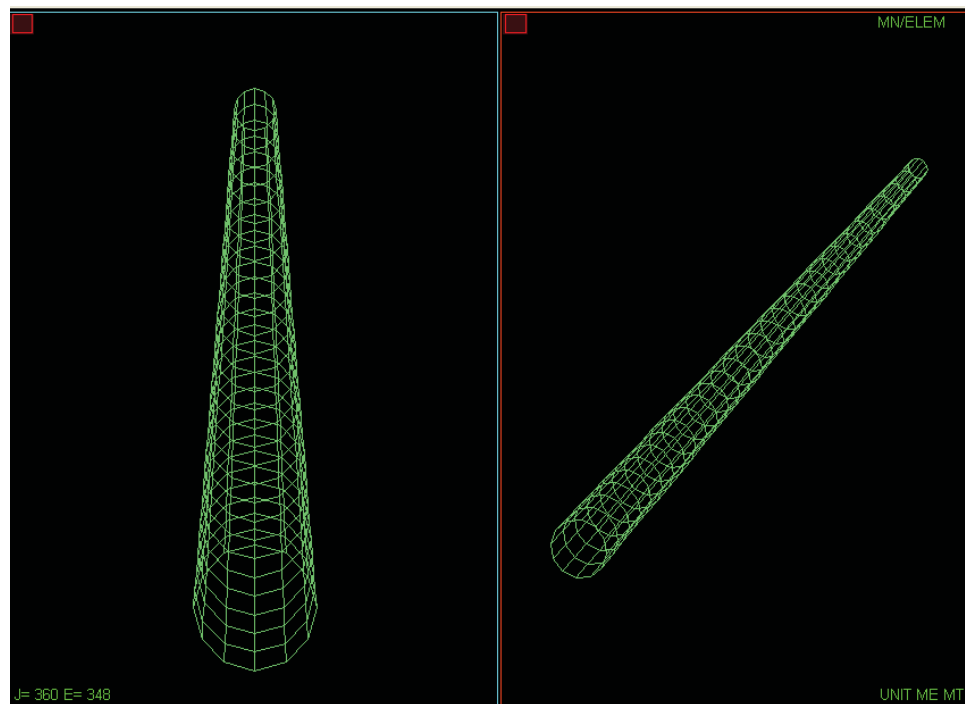
El postproceso, que es la visualización de los resultados del análisis.

## PREPROCESO

La geometría del modelo es definida en esta etapa. Los atributos y varias condiciones son aplicados al modelo:

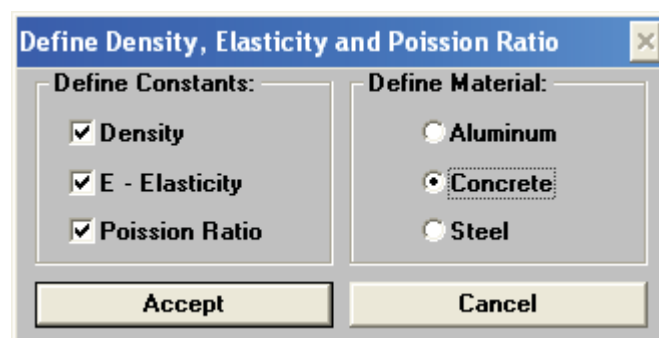
- Generación de la malla de elementos finitos. El programa tiene una opción de generar mallas cilíndricas, por lo que se utilizó y modelaron los postes como se muestra en la siguiente figura. . El programa permite crear hasta 30 filas de elementos, por lo que la mínima dimensión en sentido vertical es de 60 cm, en sentido horizontal se propone un ancho de 20 cm, con esto la proporción es de 3 a 1, cumpliendo con la recomendación de no pasar la proporción de 4 a 1.





**Fig. 4.2 Generación del modelo por elementos finitos**

- Asignación de propiedades a los elementos. El espesor de todos los elementos será uniforme en todo el poste. Se revisarán tres alternativas de espesores, de 8, 10 y 15 cm. Dependiendo del comportamiento se elegirá el más conveniente. Se le asignan las propiedades del módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson y densidad del concreto.



**Fig. 4.3 Asignación de propiedades a los elementos**

- Asignación de condiciones de frontera. En esta etapa se le asignan las condiciones de apoyo a las que estará sujeto el poste. En el proyecto de líneas, las cimentaciones se clasifican para tres tipos de capacidades de carga admisibles, las cuales son 5 ton/m<sup>2</sup>, 10 ton/m<sup>2</sup> y 20 ton/m<sup>2</sup>. Se realizan sondeos de mecánica de suelos a lo largo del trazo, y se proyectan las cimentaciones de acuerdo a la clasificación anterior.

Para calcular el módulo de reacción del suelo Joseph Bowles propone la siguiente fórmula:

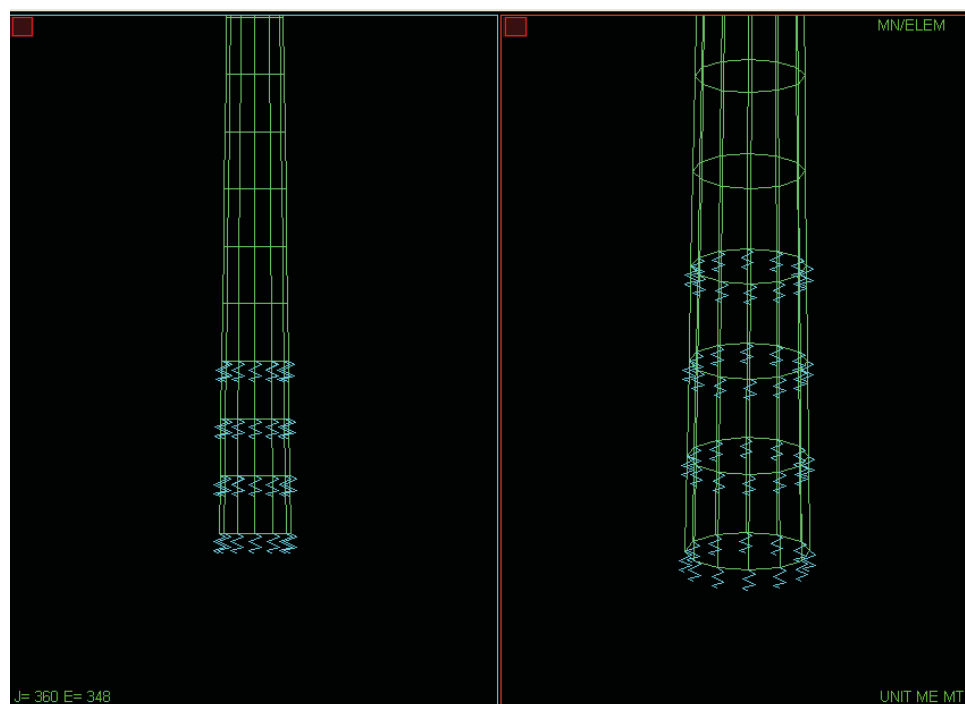
$$K_s = 120 q_{adm} \quad E_c (4.1)$$

En la siguiente tabla se presentan los valores de K para aplicarse en los diferentes nodos del poste y para los diferentes tipos de suelos:

q <sub>adm</sub> T/m <sup>2</sup>	K <sub>s</sub> T/m <sup>3</sup>	NODOS INFERIORES			NODOS SUPERIORES		
		K <sub>x</sub> T/m	K <sub>y</sub> T/m	K <sub>z</sub> T/m	K <sub>x</sub> T/m	K <sub>y</sub> T/m	K <sub>z</sub> T/m
5	600	36	12	36	72	48	72
10	1200	72	24	72	144	96	144
20	2400	144	48	144	288	192	288

**Tabla 3.5 Valores de K para diferentes tipos de suelos**

En la siguiente figura se muestran los apoyos elásticos en el poste.



**Fig. 4.4 Apoyos elásticos en el poste**

- Asignación de condiciones de carga. En esta etapa se le aplican al modelo las combinaciones y factores de carga correspondientes.

Se entenderá como combinación de carga, la superposición de aquellas condiciones básicas de carga que, se considera, tienen una alta probabilidad de ocurrir simultáneamente.

En la siguiente tabla se indican las combinaciones de carga y sus factores correspondientes, de acuerdo a las recomendaciones del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE en su capítulo de Estructuras para Transmisión de energía eléctrica.

No.	HIPÓTESIS DE CARGA	COMBINACION DE CARGA
1	Servicio (suspensión)	(Peso trabajadores) 1.1 + (Temp. Media viento medio + viento medio en poste) 1.5
2	Servicio (deflexión)	(Peso trabajadores) 1.1 + (Temp. Media viento medio + viento medio en poste + Carga transversal) 1.5
3	Servicio (remate)	(Peso trabajadores) 1.1 + (Temp. Media viento medio + viento medio en poste + Carga longitudinal) 1.5
4	Máxima sin hielo (suspensión)	(Temp. Media con viento máximo + viento máximo en poste) 1.1
5	Máxima sin hielo (deflexión)	(Temp. Media con viento máximo + viento máximo en poste + Carga transversal) 1.1
6	Máxima sin hielo (remate)	(Temp. Media con viento máximo + viento máximo en poste + Carga longitudinal) 1.1
7	Máxima con hielo (suspensión)	(Temp. Mínima con viento reducido + viento reducido en poste) 1.1
8	Máxima con hielo (deflexión)	(Temp. Mínima con viento reducido + viento reducido en poste + Carga Transversal) 1.1
9	Máxima con hielo (remate)	(Temp. Mínima con viento reducido + viento reducido en poste + Carga Longitudinal) 1.1
10	Por rotura (suspensión)	(Temp. Mínima con viento reducido + viento reducido en poste + carga por rotura) 1.1
11	Por rotura (deflexión)	(Temp. Mínima con viento reducido + viento reducido en poste + carga por rotura + carga transversal) 1.1
12	Por rotura (remate)	(Temp. Mínima con viento reducido + viento reducido en poste + carga por rotura + carga longitudinal) 1.1
13	Sismo (suspensión)	(Temp. Media sin viento + Sismo en poste) 1.1
14	Sismo (deflexión)	(Temp. Media sin viento + Sismo en poste + Carga Transversal) 1.1
15	Sismo (remate)	(Temp. Media sin viento + Sismo en poste + Carga Longitudinal) 1.1

**Tabla 3.6 Combinaciones y factores de carga**

COMB. No.	CABLE DE GUARDA			CABLE CONDUCTOR			ADICIONAR CARGAS
	FY	FX	FZ	FY	FX	FZ	
1	188.75	51.22	14.84	420.00	139.76	4.89	+ VIENTO MEDIO EN POSTE
2	316.88	416.36	86.39	507.31	863.91	148.94	+ VIENTO MEDIO EN POSTE
3	180.19	39.15	387.92	291.72	80.12	840.21	+ VIENTO MEDIO EN POSTE
4	73.00	77.03	18.39	187.94	209.91	28.71	+ VIENTO MAXIMO EN POSTE
5	151.72	378.77	133.99	207.89	824.73	286.50	+ VIENTO MAXIMO EN POSTE
6	40.14	58.64	441.79	24.44	120.32	1,009.17	+ VIENTO MAXIMO EN POSTE
7	55.62	9.42	54.16	140.27	25.67	83.20	+ VIENTO REDUCIDO EN POSTE
8	151.15	318.67	33.86	212.15	650.47	31.74	+ VIENTO REDUCIDO EN POSTE
9	55.17	10.99	293.22	63.02	18.50	603.60	+ VIENTO REDUCIDO EN POSTE
10	55.62	9.42	54.16	140.27	25.67	83.20	+ VIENTO REDUCIDO EN POSTE + CARGA DE ROTURA
11	151.15	318.67	33.86	212.15	650.47	31.74	+ VIENTO REDUCIDO EN POSTE + CARGA DE ROTURA
12	55.17	10.99	293.22	63.02	18.50	603.60	+ VIENTO REDUCIDO EN POSTE + CARGA DE ROTURA
13	49.45	0.00	32.30	124.25	0.00	17.83	+ SISMO EN POSTE
14	150.26	282.91	25.80	210.58	568.05	15.37	+ SISMO EN POSTE
15	57.97	0.00	194.55	68.29	0.00	397.51	+ SISMO EN POSTE

Tabla 3.7 Combinaciones de carga para aplicarse al poste

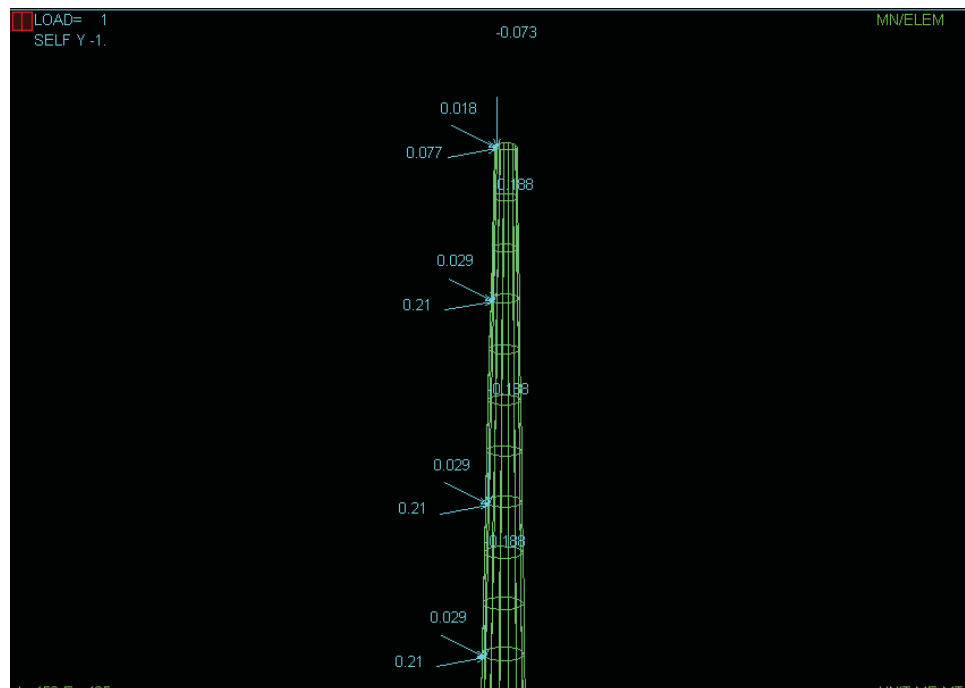


Fig. 4.5 Cargas sobre el poste

Las cargas por sismo y por viento en el poste se calcularán en los capítulos 4.2 y 4.3 respectivamente.

## PROCESO

Esta es la etapa medular del análisis por elemento finito. Las ecuaciones son ensambladas y se resuelven por la computadora utilizando un método de solución. El proceso sigue la siguiente secuencia:

- Se establece la matriz de rigideces del modelo
- Ensamblaje del sistema de ecuaciones
- Solución de las ecuaciones

## POSTPROCESO

Es la etapa en la que se presentan gráficamente los resultados del análisis.

- Visualización de resultados
- Manejo de varias formas de resultados. Posteriormente al cálculo de fuerzas por viento y por sismo en el poste, se mostrarán los resultados.

Para el cálculo de fuerzas por viento y por sismo en el poste, es necesario calcular el periodo fundamental del poste. La referencia 3 recomienda la siguiente fórmula para calcular el periodo del poste con base rígida:

$$T_e = \frac{1.57H^2}{(3D_0 - D_H)\sqrt{E_c}} \quad \text{Ec. (4.2)}$$

Donde H es la altura del poste, en metros,  $D_0$  y  $D_H$  son respectivamente los diámetros exteriores en la base y punta del poste, en metros,  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto, en  $\text{kg/cm}^2$ ;  $T_e$  resulta en segundos.

Se obtiene para el poste con diámetro en la base de 0.80 m,  $T_e = 0.47$  s

Se obtiene para el poste con diámetro en la base de 1.00 m,  $T_e = 0.37$  s

Se obtiene para el poste con diámetro en la base de 1.20 m,  $T_e = 0.30$  s

En el programa se puede calcular la frecuencia mediante los siguientes comandos:

SELFWEIGHT  $X = 1$

CALCULATE NATURAL FREQUENCY

Con el programa se obtiene:

Base de 0.80 m,  $T_e = 0.56$  s

Base de 1.00 m,  $T_e = 0.45$  s

Base de 1.20 m,  $T_e = 0.38$  s

La diferencia se debe a que el programa calcula la frecuencia del poste sobre una base flexible, y la fórmula lo calcula considerando al poste sobre una base rígida.

La misma referencia 3 recomienda utilizar el período fundamental de la estructura, calculado sobre una base flexible, si es que se recurre al análisis estático.

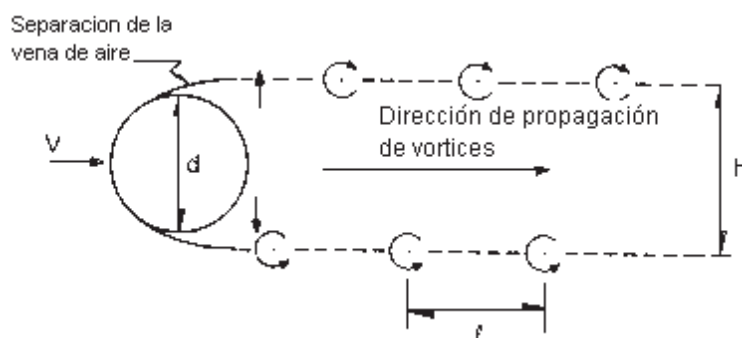
## 4.2. CÁLCULO DE PRESIONES DE VIENTO

Los vientos son movimientos horizontales de masas de aire debidos a diferencias de presión en las distintas zonas de la atmósfera y a la rotación terrestre. Estos movimientos ocurren constantemente, sin embargo, para el diseño estructural interesan esencialmente los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales. Por tanto, el viento se trata en el diseño como una acción accidental desde el punto de vista de las combinaciones de carga en que interviene y de los factores de carga que se deben adoptar.

En las diferentes regiones existen distintas probabilidades de que se presente la acción de vientos extraordinarios, dependiendo de la ubicación geográfica y de las condiciones topográficas locales. Por ejemplo, las costas son afectadas en el verano por huracanes que provocan vientos de muy altas velocidades. Al penetrar estos huracanes tierra adentro, pierden rápidamente su potencia, por tanto, la probabilidad de que se presenten vientos de muy altas velocidades es mucho menor en el interior del país que en las costas.

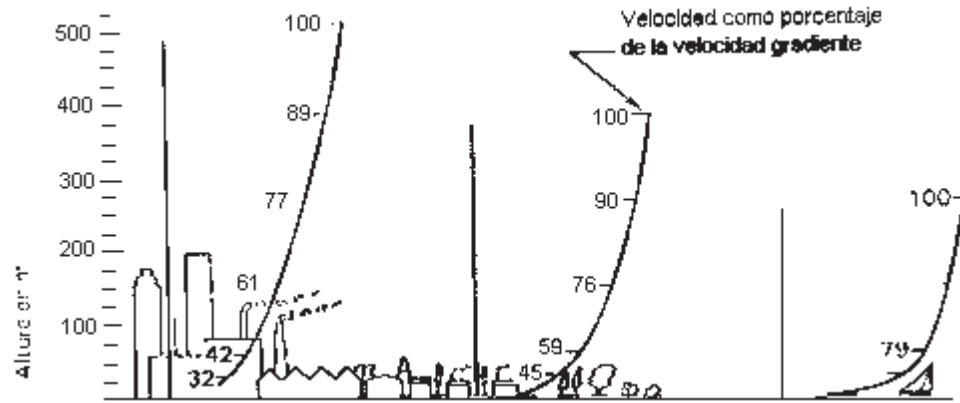
El flujo de aire no es uniforme: los gradientes de temperatura y la rugosidad de la superficie del terreno causan turbulencias. El modelo más usual para estudios analíticos distingue un componente estático, o sea aquella parte que puede considerarse actúa con velocidad media constante durante varios minutos, más una oscilación aleatoria que tiene períodos del orden de algunos segundos y que se denomina efecto de ráfaga.

Para algunas formas geométricas particulares, la acción del viento implica, además, la formación de vórtices que se generan periódicamente y en forma asimétrica, produciendo vibraciones en el cuerpo. Para el presente caso, en la zona de sotavento de la sección cilíndrica se producen vórtices, llamados de Von Karman, que se generan alternadamente a cada lado del cuerpo.



**Fig. 4.6 Formación de vórtices en cuerpos cilíndricos**

El movimiento de las masas de aire se ve restringido por la fricción con la superficie del terreno, que hace que la velocidad sea prácticamente nula en contacto con el terreno y crezca con la altura hasta alcanzar la velocidad del flujo no perturbado, llamada velocidad gradiente. La rapidez con que la velocidad crece con la altura y, por tanto, la altura a la que se alcanza la velocidad gradiente, dependen de la rugosidad de la superficie del terreno. Para un terreno muy liso, como en campo abierto con vegetación muy baja, el viento mantiene velocidad muy alta aún muy cerca de la superficie, mientras que en el centro de ciudades con edificaciones altas, la velocidad disminuye muy rápidamente desde una altura de varias decenas de metros, hasta la superficie del terreno.



**Fig. 4.7 Velocidad gradiente en diferentes tipos de terreno**

PROCEDIMIENTO DE CALCULO PARA OBTENER PRESIONES DE VIENTO DE ACUERDO AL MANUAL DE OBRAS CIVILES DE LA COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.

1. Clasificación de la estructura.

- Según su importancia. Grupos A,B,C

La seguridad necesaria para que una construcción dada cumpla adecuadamente con las funciones para las que se haya destinado puede establecerse a partir de niveles de importancia o de seguridad. En la práctica, dichos niveles se asocian con velocidades del viento que tengan una probabilidad de ser excedidas y a partir de ésta se evalúa la magnitud de las solicitaciones de diseño debidas al viento.

Para nuestro caso el poste se ubica dentro del grupo B, ya que es una estructura para la que se recomienda un grado de seguridad moderado, en caso de fallar, representa un bajo riesgo de pérdida de vidas humanas y ocasionaría daños materiales de magnitud intermedia.

- Según su respuesta. Tipos 1,2,3,4

De acuerdo con su sensibilidad ante los efectos de ráfagas del viento y a su correspondiente respuesta dinámica, las construcciones se clasifican en cuatro tipos. Con base en esta clasificación podrá seleccionarse el método para obtener las cargas de diseño por viento sobre las estructuras y la determinación de efectos dinámicos suplementarios si es el caso. Se recomiendan dos procedimientos para definir las cargas de diseño uno estático y otro dinámico. Para el caso del poste se trata de tipo 3 que textualmente menciona lo siguiente: "Estas estructuras, además de reunir las características del tipo 2, presentan oscilaciones importantes transversales al flujo del viento provocadas por la aparición periódica de vórtices o remolinos con ejes paralelos a la dirección del viento. En este tipo se incluyen las construcciones y elementos aproximadamente cilíndricos o prismáticos esbeltos, tales como chimeneas, tuberías exteriores o elevadas, arbotantes para iluminación, postes de distribución y cables de líneas de transmisión."



Por tratarse del tipo 3 se considerarán los efectos dinámicos causados por la turbulencia del viento. Estos se tomarán en cuenta mediante la aplicación del factor de respuesta dinámica debida a ráfagas,  $F_g$ .

- Según su tamaño, clases A,B,C

Las estructuras se dividen en tres clases, de acuerdo con su tamaño, para el presente caso, se trata de una estructura clase A, por tener una dimensión menor a 20 m.

**Tabla 4.1 CLASE DE ESTRUCTURA SEGÚN SU TAMAÑO**

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

## 2. Definir categoría del terreno.

- Según su rugosidad, categorías 1,2,3,4

Entre las categorías de terrenos, se elegirá la que provoque los efectos más desfavorables, la cual es la categoría 1, terreno abierto, prácticamente plano y sin obstrucciones.

**Tabla 4.2 CATEGORIA 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 cultivos sin setos o bardas alrededor. Superficies nevadas planas.	La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m ó 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones.	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, árboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones tienen alturas de 1.5 a 10 m, en una longitud mínima de 1500 m.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas.	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las casas y viviendas.	Las obstrucciones presentan alturas de 3 a 5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m ó 10 veces la altura de la construcción, la que sea mayor.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas.	Centro de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50% de los edificios tiene una altura mayor de 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.

## 3. Definir factor de topografía local.

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplantará la estructura. Se tomará un  $F_t = 1$  que es para terreno plano, campo abierto, con pendientes menores que 5%

**Tabla 4.3 FACTOR DE TOPOGRAFÍA LOCAL, Ft**

Sitios	Topografía	Ft
Protegidos	Base de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.80
	Valles cerrados	0.90
Normales	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores que 5%	1.00
Expuestos	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %, valles abiertos y litorales planos	1.10
	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores que 10 %, cañadas cerradas y valles que formen un embudo o cañón, islas.	1.20

4. Definir la velocidad regional  $V_r$  para el período de retorno requerido.

La velocidad regional del viento  $V_r$ , es la máxima velocidad media probable de presentarse con un cierto período de recurrencia en una zona o región determinada del país.

Dicha velocidad se refiere a condiciones homogéneas que corresponden a una altura de diez metros sobre la superficie del suelo en terreno plano, es decir, no considera las características de rugosidad locales del terreno ni la topografía específica del sitio. Asimismo, dicha velocidad se asocia con ráfagas de 3 segundos y toma en cuenta la posibilidad de que se presenten vientos debidos a huracanes en las zonas costeras.

La importancia de las estructuras dictamina los periodos de recurrencia que deberán considerarse para el diseño por viento, de esta manera, los Grupos A, B y C se asocian con los periodos de retorno de 200, 50 y 10 años, respectivamente.

De la tabla con las principales ciudades del país y sus correspondientes velocidades regionales para diferentes periodos de retorno se obtiene para una ciudad ubicada en la costa del pacífico una velocidad de 158 km/h para un periodo de retorno de 50 años.

5. Definir altura sobre el nivel del mar, altura de la estructura y temperatura ambiental

De la tabla se obtiene para la costa una altura de 8 m y una temperatura media anual de 26.6 °C, la altura de la estructura es de 16 m sobre el nivel del terreno, considerando el empotramiento de 2 m.

6. Definir el factor de tamaño  $F_c$

El factor de tamaño  $F_c$ , es el que toma en cuenta el tiempo en el que la ráfaga del viento actúa de manera efectiva sobre una construcción de dimensiones dadas. Por tratarse de una estructura del tipo 3 se realizará un análisis dinámico, por lo que este factor  $F_c=1.0$

**Tabla 4.4 FACTOR DE TAMAÑO  $F_c$** 

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

6. Definir los coeficientes  $\alpha$  y  $\delta$ 

$\delta$  es la altura, medida a partir del nivel 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 gradiente.

$\alpha$  es el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura y es adimensional.

Estos coeficientes se utilizarán para calcular  $V_z$  y están en función de la rugosidad del terreno y del tamaño de la construcción, obteniéndose de la siguiente tabla:

**Tabla 4.5 Coeficientes  $\alpha$  y  $\delta$**

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

Por ser categoría del terreno 1 y Clase de estructura A,  $\alpha=0.099$  y  $\delta=245$  m.

## 7. Cálculo de la presión barométrica en relación con la altitud.

Este valor se obtiene interpolando en la siguiente tabla:

**Tabla 4.6 Relación de la altitud con la presión barométrica**

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

Para una altitud de 8 m sobre el nivel del mar se obtiene una presión barométrica  $\Omega = 759.36$

## 8. Cálculo del factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar.

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau} \quad \text{Ec. (4.3)}$$

$$G = (0.392)(759.36)/(273+26.6) = 0.994$$

9. Cálculo de  $Fr_z$  que establece la variación de la velocidad del viento con la altura  $Z$  en función de la categoría del terreno y del tamaño de la construcción.

Se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$Fr_z = 1.56 \left[ \frac{10}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{SI } Z \leq 10 \quad \text{Ec. (4.4)}$$

$$Fr_z = 1.56 \left[ \frac{Z}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{SI } 10 < Z < \delta \quad \text{Ec. (4.5)}$$

$$Fr_z = 1.56 \quad \text{SI } Z \geq \delta \quad \text{Ec. (4.6)}$$

$$Fr_z = 1.56 (16/245)^{0.099} = 1.190$$

10. Cálculo del factor de exposición  $F_\alpha$

Este coeficiente refleja la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura  $Z$ , considerando el tamaño de la estructura y las características de la exposición.

$$F_\alpha = F_c Fr_z \quad \text{Ec. (4.7)}$$

$$F_\alpha = (1.0)(1.190) = 1.190$$

11. Determinación de la velocidad de diseño  $V_D$

Es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de la misma. La velocidad de diseño en km/h, se obtendrá de acuerdo con la ecuación:

$$V_D = F_t F_\alpha V_r \quad \text{Ec. (4.8)}$$

$$V_D = (1.0)(1.190)(158) = 188.02 \text{ km/h}$$

12. Presión dinámica de base  $q_z$

Cuando el viento actúa sobre un obstáculo, genera presiones sobre su superficie que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él se denomina presión dinámica de base y se determina con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.0048 G V_D^2 \quad \text{Ec. (4.9)}$$

El factor de 0.0048 corresponde a un medio de la densidad del aire.

$$q_z = (0.0048)(0.994)(188.02)^2 = 169 \text{ kg/m}^2$$

Hasta aquí se obtuvo la presión dinámica de base para una estructura que solo requiere análisis estático, a continuación se procederá a realizar el análisis dinámico.

El análisis dinámico permite evaluar los empujes ocasionados por la interacción dinámica entre el flujo del viento y las estructuras, pertenecientes a los Tipos 2 y 3 definidos anteriormente.

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

$$P_z = F_g C_a q_z \quad \text{Ec. (4.10)}$$

En donde:

$F_g$  Es el factor de respuesta dinámica debida a ráfagas, adimensional.

$C_a$  Es el coeficiente de arrastre, adimensional, depende de la forma de la estructura.

$q_z$  Es la presión dinámica de base en la dirección del viento, en  $\text{kg/m}^2$ , a una altura  $Z$  sobre el nivel del terreno.

El factor de respuesta dinámica debida a ráfagas se determina con :

$$F_g = \frac{1}{g} \left[ 1 + g_p (\sigma / \mu) \right] \quad \text{Ec. (4.11)}$$

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

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

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

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

La variación del factor de ráfaga con la altura  $Z$  se calcula con:

$$g = \kappa' \left[ \frac{Z}{\delta} \right]^\eta \quad \text{si } Z < 10 \text{ m}; \quad Z = 10 \text{ m.} \quad \text{Ec. (4.12)}$$

Donde las variables  $\kappa'$  y  $\eta$  adimensionales, dependen de la rugosidad del sitio de desplante y  $\delta$  es la altura gradiente en m. Estas variables se definen en la siguiente tabla.

Tabla 4.7 FACTORES ADIMENSIONALES

FACTORES  $k', \eta, \delta, k_r, \alpha'$ 

CATEGORIA (terreno)	1	2	3	4
$k'$	1.224	1.288	1.369	1.457
$\eta$	-0.032	-0.054	-0.096	-0.151
$\delta$	245	315	390	455
$k_r$	0.060	0.080	0.100	0.140
$\alpha'$	0.130	0.180	0.245	0.310

La relación  $\sigma / \mu$  que representa la variación de la carga debida a la turbulencia del viento, se calcula con la ecuación:

$$\frac{\sigma}{\mu} = \sqrt{\frac{\kappa_r}{C \alpha'} \left[ B + \frac{SE}{\zeta} \right]}$$

Ec. (4.13)

$K_r$  es un factor relacionado con la rugosidad del terreno indicado en tabla anterior

$\zeta$  es el coeficiente de amortiguamiento crítico.

$B$  es el factor de excitación de fondo, el cual se obtiene de la siguiente gráfica donde  $b$  es el ancho de la estructura y  $h$  la altura de la estructura

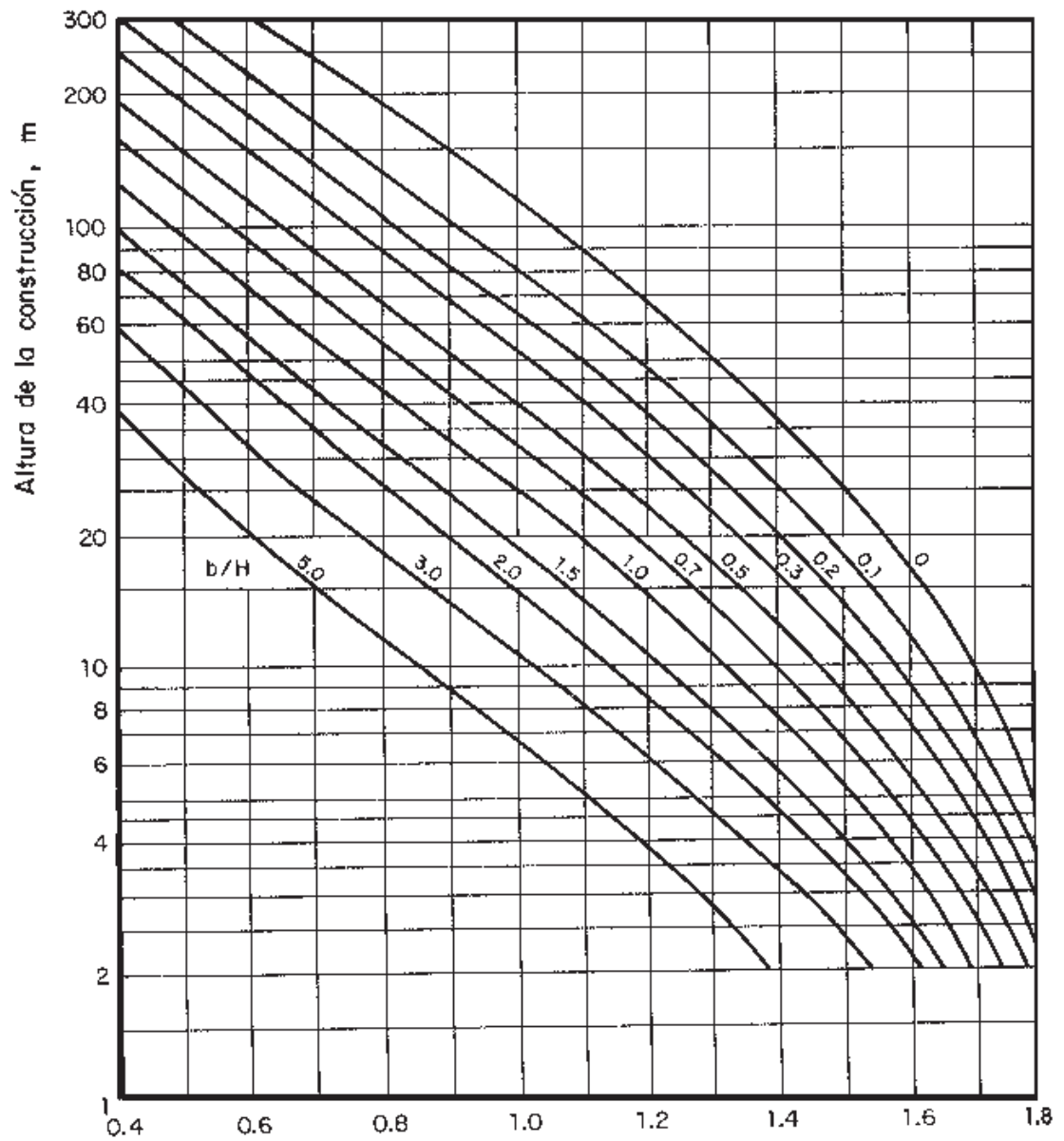


Fig. 4.8 Gráfica del factor B

O con la siguiente ecuación:

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

Ec. (4.14)

S el factor de reducción por tamaño, se calcula con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{\pi}{3} \left[ \frac{1}{1 + \frac{28.8 n_o H}{3 V_H'}} \right] \left[ \frac{1}{1 + \frac{36 n_o b}{V_H'}} \right]$$

Ec. (4.15)

$V_H'$  es la velocidad media de diseño del viento en km/h

$$V_H' = \frac{1}{g_H} V_H$$

Ec. (4.16)

$g_H$  es el factor de ráfaga para la altura total

$$g_H = \kappa' \left[ \frac{H}{\delta} \right]^\eta \text{ si } H < 10 \text{ m}; H = 10 \text{ m}$$

Ec. (4.17)

E es el factor que representa la relación de la energía de ráfaga con la frecuencia natural de la estructura. Se determina con la siguiente ecuación:

$$E = \frac{X_o^2}{\left[ 1 + X_o^2 \right]^{\frac{4}{3}}} \quad X_o = \frac{4392 n_o}{V_H'}$$

Ec. (4.18)

El factor  $C_{\alpha'}$  se define con la siguiente expresión:

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

Ec. (4.19)

Finalmente el factor pico  $g_p$  se obtiene en función del coeficiente de rapidez de fluctuación promedio  $v$ , en Hz, el cual se define mediante :

$$v = n_o \sqrt{\frac{SE}{SE + \zeta B}}$$

Ec. (4.20)



Y el factor  $g_p$ :

$$g_p = \sqrt{2 \ln (3600v)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln (3600v)}}$$

Ec. (4.21)

El factor de coeficiente de arrastre  $C_a$  recomendado para estructuras con forma cilíndrica es de 1.2

A continuación se presenta el cálculo de la presión de viento máximo y la obtención del factor de respuesta dinámica  $F_g$  para el poste de 0.80 m de base, a la altura de 16m.

Proyecto: **CALCULO DE PRESIÓN DE VIENTO MAXIMO**

• Clasificación de la estructura

Según su importancia GRUPO =	B	(Secc. 4.3)
Según su respuesta TIPO =	3	(Secc. 4.4)
Según su tamaño CLASE =	A	(Tabla I.2)

• Parámetros

Categoría del terreno	Categoría =	1		Tabla I.1
Factor de topografía	$F_T$ =	1.0		Tabla I.5
Velocidad regional	$V_R$ =	158.00	Km/hr	Tabla III.1 (a)
Altura sobre el nivel del mar	$h$ =	0.008	Km	Tabla III.1 (b)
Altura de la estructura	$Z$ =	16.00	m	
Temperatura media anual	$\tau$ =	26.60	°C	Tabla III.1 (b)
Factor de tamaño	$F_C$ =	1.00		Tabla I.3
Coefficiente Adimensional	$\alpha$ =	0.099		Tabla I.4
Altura gradiente	$\delta$ =	245	m	Tabla I.4

$G$  = Factor de reducción por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar

$$G = \frac{0.392 \Omega}{273 + \tau} = \frac{0.392}{2.73} \times \frac{759.36}{26.60} = 0.994$$

Interpolando en la tabla 1.7 se obtiene la presión barométrica  $\Omega = 759.36$  mm de Hg

$F_{rz}$  = Factor que determina la variación de la velocidad del viento con la altura  $Z$  en función con la rugosidad del terreno que circunda a la estructura.

$$F_{rz} = 1.56 \left( \frac{10}{\delta} \right)^\alpha \quad \text{SI } Z \leq 10$$

$$F_{rz} = 1.56 \left( \frac{Z}{\delta} \right)^\alpha \quad \text{SI } 10 < Z < \delta$$

$$1.56 \left( \frac{16.00}{245} \right)^{0.099} = 1.191$$

$F_\alpha$  = Factor de exposición adimensional que toma en cuenta el efecto combinado de la rugosidad del sitio, el tamaño de la construcción y la variación de la velocidad del viento con la altura.

$$F_\alpha = F_C F_{rz}; \quad 1.00 \times 1.19 = 1.191$$

$V_D$  = Velocidad de diseño del viento para el sitio de desplante en particular a una altura  $Z$ , en Km/hr.

$$V_D = F_T F_\alpha V_R; \quad 1.0 \times 1.191 \times 158 = 188.13 \text{ km/hr}$$

$q_z$  = Presión dinámica de base a la altura  $Z$ , en  $\text{Kg/m}^2$

$$q_z = 0.0048 G V_D^2; \quad 0.0048 \times 0.994 \times 188.13^2 = 168.79 \text{ kg/m}^2$$

## FACTOR DE RESPUESTA DINAMICA DEBIDA A RAFAGAS "Fg"

## POSTE DE 0.80 M DE BASE, VIENTO MAXIMO

$F_T =$	1.000	Factor de topografía
$CAT.=$	1.000	Categoría del terreno según su rugosidad
$\zeta =$	0.030	Coefficiente de amortiguamiento crítico
$n_o =$	1.770	Frecuencia natural de vibración de la estructura (Hz) inversa del período.
$Z. =$	16.000	Altura a la que se desea calcular la presión de viento (m).
$H.. =$	16.000	Altura total de la estructura (m).
$b =$	0.525	Ancho promedio de la estructura (m).
$B. =$	1.580	Factor de excitación de fondo (de gráfica)
$V_H =$	188.130	VD, velocidad de diseño para H, tomando $F_c=1.0$ (en km/h).
$k' =$	1.224	} Adimensionales *
$\eta =$	-0.032	
$\delta =$	245.000	Altura Gradiente (m)*
$k_r =$	0.060	Es un factor relacionado con la rugosidad del terreno *.
$\alpha' =$	0.130	Es un factor relacionado con la categoría del terreno *.

TABLA FACTORES  $k', \eta, \delta, k_r, \alpha'$ 

CATEGORIA (terreno)	1	2	3	4
$k'$	1.224	1.288	1.369	1.457
$\eta$	-0.032	-0.054	-0.096	-0.151
$\delta$	245	315	390	455
$k_r$	0.060	0.080	0.100	0.140
$\alpha'$	0.130	0.180	0.245	0.310

1)  $g =$  1.336 factor de ráfaga, variable con la altura Z.

$$g = \kappa' \left[ \frac{Z}{\delta} \right]^\eta \quad \text{si } Z < 10 \text{ m}; \quad Z = 10 \text{ m.}$$

2)  $C\alpha' =$  1.702 Es un factor que se calcula con la fórmula:

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

4)  $g_H =$  1.336 Factor de ráfaga para la altura total.

$$g_H = \kappa' \left[ \frac{H}{\delta} \right]^\eta \quad \text{si } H < 10 \text{ m}; \quad H = 10 \text{ m}$$

5)  $V'_H =$  140.849 Velocidad media de diseño del viento (km/h).

$$V'_H = \frac{1}{g_H} V_H$$

6)  $S =$  0.289 Factor de reducción por tamaño (C.II página 1.4.44)

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

7)  $E =$  0.069 Factor que representa la relación de la energía de ráfaga con la frecuencia natural de la estructura (C.II, página 1.4.44).

$$E = \frac{X_0^2}{[1 + X_0^2]^{4/3}}; X_0 = \frac{4392 n_o}{V'_H} \quad X_0^2 = 3046$$

8)  $\nu =$  0.963 Coeficiente de rapidez de fluctuación promedio (Hz).

$$\nu = n_o \sqrt{\frac{SE}{SE + \zeta B}}$$

9)  $g_p =$  4.180 Factor pico o de efecto máximo de la carga por viento (C.II, página 1.4.45).

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

10)  $\frac{\sigma}{\mu} =$  0.281 Variación de la carga debida a la turbulencia del viento.

$$\frac{\sigma}{\mu} = \sqrt{\frac{\kappa_r}{C \alpha'} \left[ B + \frac{SE}{\zeta} \right]}$$

11)  $F_g =$  1.220 Factor de respuesta dinámica debida a ráfagas.

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

El procedimiento se repite, considerando secciones del poste a cada 60 cm. A continuación se presentan los valores de fuerzas por viento calculados para viento máximo, viento medio, viento reducido y para los tres postes propuestos, de 0.80 m, 1.00 m y 1.20 m de base.

## CALCULO DE FUERZAS POR VIENTO, POSTE DE 0.80 M DE BASE, VIENTO MAXIMO

Z (m)	G	F <sub>r</sub>	F <sub>a</sub>	V <sub>D</sub>		qz		g	Fg	Ca	Pz=Fg.Ca.qz	BASE 1 (m)	BASE 2 (m)	AREA (m <sup>2</sup> )	FUERZA (kg)
				(km/h)	(m/seg)	(kg/m <sup>2</sup> )	(Pa)								
0.40	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.746	0.726	0.294	64.30
1.00	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.726	0.708	0.430	93.96
1.60	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.708	0.690	0.419	91.60
2.20	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.690	0.672	0.409	89.24
2.80	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.672	0.654	0.398	86.88
3.40	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.654	0.636	0.387	84.52
4.00	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.636	0.616	0.376	82.03
4.60	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.616	0.598	0.364	79.54
5.20	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.598	0.580	0.353	77.18
5.80	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.580	0.562	0.343	74.82
6.40	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.562	0.544	0.332	72.47
7.00	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.544	0.526	0.321	70.11
7.60	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.526	0.506	0.310	67.62
8.20	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.506	0.488	0.298	65.13
8.80	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.488	0.470	0.287	62.77
9.40	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.470	0.452	0.277	60.41
10.00	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1,508.73	1.356	1.183	1.20	218.40	0.452	0.434	0.266	58.05
10.60	0.994	1.143	1.143	180.62	50.17	155.58	1,526.23	1.353	1.188	1.20	221.76	0.434	0.416	0.255	56.55
11.20	0.994	1.149	1.149	181.60	50.45	157.28	1,542.96	1.351	1.192	1.20	224.98	0.416	0.396	0.244	54.81
11.80	0.994	1.155	1.155	182.55	50.71	158.92	1,558.99	1.349	1.196	1.20	228.08	0.396	0.378	0.232	52.96
12.40	0.994	1.161	1.161	183.44	50.96	160.49	1,574.38	1.347	1.200	1.20	231.06	0.378	0.360	0.221	51.16
13.00	0.994	1.166	1.166	184.30	51.20	162.00	1,589.17	1.345	1.203	1.20	233.94	0.360	0.342	0.211	49.27
13.60	0.994	1.172	1.172	185.13	51.42	163.45	1,603.44	1.343	1.207	1.20	236.72	0.342	0.324	0.200	47.30
14.20	0.994	1.177	1.177	185.92	51.65	164.85	1,617.20	1.341	1.210	1.20	239.42	0.324	0.306	0.189	45.25
14.80	0.994	1.182	1.182	186.69	51.86	166.21	1,630.51	1.339	1.213	1.20	242.03	0.306	0.286	0.178	42.98
15.40	0.994	1.186	1.186	187.42	52.06	167.52	1,643.39	1.337	1.217	1.20	244.56	0.286	0.268	0.166	40.65
16.00	0.994	1.191	1.191	188.13	52.26	168.79	1,655.87	1.336	1.220	1.20	247.02	0.268	0.250	0.155	38.39

Tabla 4.8 Fuerzas por viento máximo, poste de 0.80 m de base

## CALCULO DE FUERZAS POR VIENTO, POSTE DE 0.80 M DE BASE, VIENTO MEDIO

Z (m)	G	F <sub>r</sub>	F <sub>a</sub>	V <sub>D</sub>		qz		g	Fg	Ca	Pz=Fg.Ca.qz	BASE 1 (m)	BASE 2 (m)	AREA (m <sup>2</sup> )	FUERZA (kg)
				(km/h)	(m/seg)	(kg/m <sup>2</sup> )	(Pa)								
0.40	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.746	0.726	0.294	29.84
1.00	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.726	0.708	0.430	43.61
1.60	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.708	0.690	0.419	42.51
2.20	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.690	0.672	0.409	41.42
2.80	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.672	0.654	0.398	40.32
3.40	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.654	0.636	0.387	39.23
4.00	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.636	0.616	0.376	38.07
4.60	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.616	0.598	0.364	36.92
5.20	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.598	0.580	0.353	35.82
5.80	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.580	0.562	0.343	34.73
6.40	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.562	0.544	0.332	33.63
7.00	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.544	0.526	0.321	32.54
7.60	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.526	0.506	0.310	31.38
8.20	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.506	0.488	0.298	30.23
8.80	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.488	0.470	0.287	29.13
9.40	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.470	0.452	0.277	28.04
10.00	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.133	1.20	101.37	0.452	0.434	0.266	26.94
10.60	0.994	1.143	1.143	125.75	34.93	75.41	739.76	1.353	1.137	1.20	102.92	0.434	0.416	0.255	26.25
11.20	0.994	1.149	1.149	126.43	35.12	76.24	747.87	1.351	1.141	1.20	104.42	0.416	0.396	0.244	25.44
11.80	0.994	1.155	1.155	127.09	35.30	77.03	755.64	1.349	1.145	1.20	105.86	0.396	0.378	0.232	24.58
12.40	0.994	1.161	1.161	127.71	35.48	77.79	763.10	1.347	1.149	1.20	107.24	0.378	0.360	0.221	23.74
13.00	0.994	1.166	1.166	128.31	35.64	78.52	770.27	1.345	1.152	1.20	108.58	0.360	0.342	0.211	22.87
13.60	0.994	1.172	1.172	128.89	35.80	79.22	777.18	1.343	1.156	1.20	109.87	0.342	0.324	0.200	21.95
14.20	0.994	1.177	1.177	129.44	35.96	79.90	783.85	1.341	1.159	1.20	111.12	0.324	0.306	0.189	21.00
14.80	0.994	1.182	1.182	129.97	36.10	80.56	790.30	1.339	1.162	1.20	112.33	0.306	0.286	0.178	19.95
15.40	0.994	1.186	1.186	130.48	36.25	81.20	796.55	1.337	1.165	1.20	113.51	0.286	0.268	0.166	18.86
16.00	0.994	1.191	1.191	130.98	36.38	81.81	802.60	1.336	1.168	1.20	114.65	0.268	0.250	0.155	17.82

Tabla 4.9 Fuerzas por viento medio, poste de 0.80 m de base

CALCULO DE FUERZAS POR VIENTO, POSTE DE 0.80 M DE BASE, VIENTO REDUCIDO

Z (m)	G	$F_{rz}$	$F_a$	$V_D$		$qz$		g	$F_g$	Ca	$Pz=Fg.Ca.qz$	BASE 1 (m)	BASE 2 (m)	AREA (m2)	FUERZA (kg)
				(km/h)	(m/seg)	(kg/m <sup>2</sup> )	(Pa)								
0.40	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.746	0.726	0.294	7.07
1.00	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.726	0.708	0.430	10.33
1.60	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.708	0.690	0.419	10.07
2.20	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.690	0.672	0.409	9.81
2.80	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.672	0.654	0.398	9.55
3.40	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.654	0.636	0.387	9.29
4.00	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.636	0.616	0.376	9.02
4.60	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.616	0.598	0.364	8.75
5.20	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.598	0.580	0.353	8.49
5.80	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.580	0.562	0.343	8.23
6.40	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.562	0.544	0.332	7.97
7.00	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.544	0.526	0.321	7.71
7.60	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.526	0.506	0.310	7.43
8.20	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.506	0.488	0.298	7.16
8.80	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.488	0.470	0.287	6.90
9.40	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.470	0.452	0.277	6.64
10.00	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.074	1.2	24.01	0.452	0.434	0.266	6.38
10.60	0.994	1.143	1.143	62.87	17.46	18.85	184.94	1.353	1.078	1.2	24.38	0.434	0.416	0.255	6.22
11.20	0.994	1.149	1.149	63.22	17.56	19.06	186.97	1.351	1.082	1.2	24.74	0.416	0.396	0.244	6.03
11.80	0.994	1.155	1.155	63.54	17.65	19.26	188.91	1.349	1.085	1.2	25.08	0.396	0.378	0.232	5.82
12.40	0.994	1.161	1.161	63.86	17.74	19.45	190.77	1.347	1.089	1.2	25.41	0.378	0.360	0.221	5.62
13.00	0.994	1.166	1.166	64.16	17.82	19.63	192.57	1.345	1.092	1.2	25.72	0.360	0.342	0.211	5.42
13.60	0.994	1.172	1.172	64.44	17.90	19.81	194.30	1.343	1.095	1.2	26.03	0.342	0.324	0.200	5.20
14.20	0.994	1.177	1.177	64.72	17.98	19.98	195.96	1.341	1.098	1.2	26.32	0.324	0.306	0.189	4.98
14.80	0.994	1.182	1.182	64.99	18.05	20.14	197.58	1.339	1.101	1.2	26.61	0.306	0.286	0.178	4.73
15.40	0.994	1.186	1.186	65.24	18.12	20.30	199.14	1.337	1.104	1.2	26.89	0.286	0.268	0.166	4.47
16.00	0.994	1.191	1.191	65.49	18.19	20.45	200.65	1.336	1.107	1.2	27.16	0.268	0.250	0.155	4.22

Tabla 4.10 Fuerzas por viento reducido, poste de 0.80 m de base

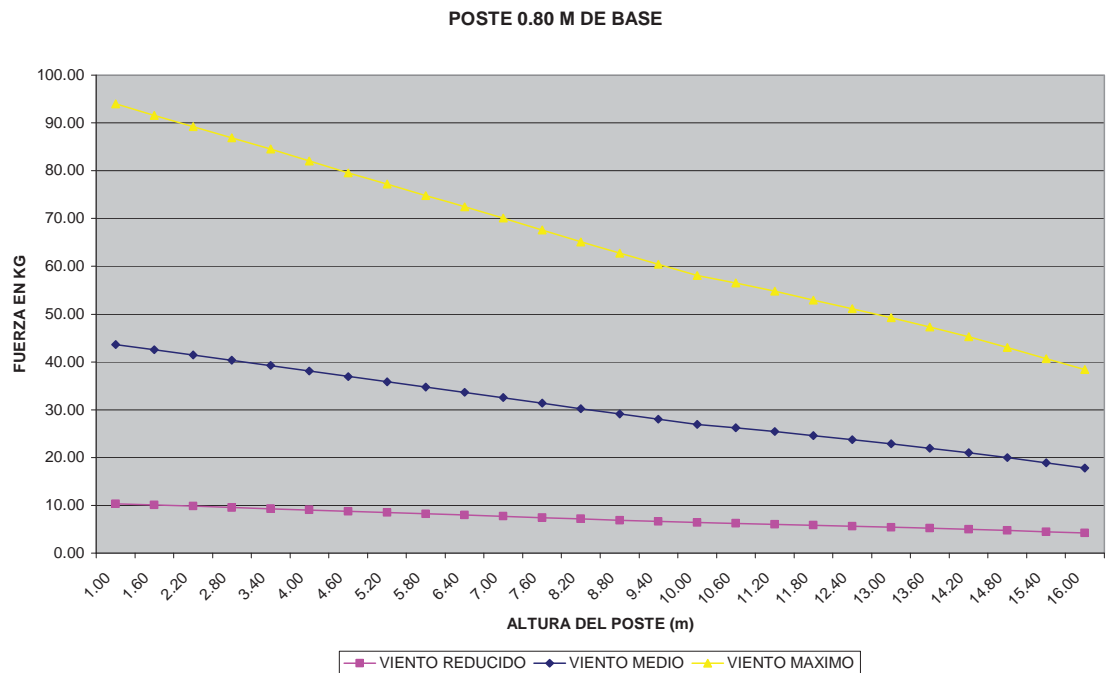


Fig. 4.9 Gráfica de fuerzas por viento en poste de 0.80 m de base

CALCULO DE FUERZAS POR VIENTO, POSTE DE 1.0 M DE BASE, VIENTO MÁXIMO

Z (m)	G	F <sub>rz</sub>	F <sub>a</sub>	V <sub>D</sub>		q <sub>z</sub>		g	F <sub>g</sub>	Ca	Pz=F <sub>g</sub> .Ca.qz	BASE 1 (m)	BASE 2 (m)	AREA (m <sup>2</sup> )	FUERZA (kg)
				(km/h)	(m/seg)	(kg/m <sup>2</sup> )	(Pa)								
0.40	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.926	0.900	0.365	77.87
1.00	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.900	0.876	0.533	113.60
1.60	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.876	0.850	0.518	110.40
2.20	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.850	0.826	0.503	107.21
2.80	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.826	0.800	0.488	104.01
3.40	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.800	0.776	0.473	100.81
4.00	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.776	0.750	0.458	97.61
4.60	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.750	0.726	0.443	94.41
5.20	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.726	0.700	0.428	91.21
5.80	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.700	0.676	0.413	88.02
6.40	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.676	0.650	0.398	84.82
7.00	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.650	0.626	0.383	81.62
7.60	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.626	0.600	0.368	78.42
8.20	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.600	0.576	0.353	75.22
8.80	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.576	0.550	0.338	72.02
9.40	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.550	0.526	0.323	68.83
10.00	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.155	1.20	213.22	0.526	0.500	0.308	65.63
10.60	0.994	1.143	1.143	180.62	50.17	155.58	1526.23	1.353	1.160	1.20	216.50	0.500	0.476	0.293	63.39
11.20	0.994	1.149	1.149	181.60	50.45	157.28	1542.96	1.351	1.164	1.20	219.64	0.476	0.450	0.278	61.02
11.80	0.994	1.155	1.155	182.55	50.71	158.92	1558.99	1.349	1.168	1.20	222.67	0.450	0.426	0.263	58.52
12.40	0.994	1.161	1.161	183.44	50.96	160.49	1574.38	1.347	1.171	1.20	225.58	0.426	0.400	0.248	55.90
13.00	0.994	1.166	1.166	184.30	51.20	162.00	1589.17	1.345	1.175	1.20	228.39	0.400	0.376	0.233	53.17
13.60	0.994	1.172	1.172	185.13	51.42	163.45	1603.44	1.343	1.178	1.20	231.11	0.376	0.350	0.218	50.33
14.20	0.994	1.177	1.177	185.92	51.65	164.85	1617.20	1.341	1.182	1.20	233.73	0.350	0.326	0.203	47.40
14.80	0.994	1.182	1.182	186.69	51.86	166.21	1630.51	1.339	1.185	1.20	236.28	0.326	0.300	0.188	44.37
15.40	0.994	1.186	1.186	187.42	52.06	167.52	1643.39	1.337	1.188	1.20	238.76	0.300	0.276	0.173	41.26
16.00	0.994	1.191	1.191	188.13	52.26	168.79	1655.87	1.336	1.191	1.20	241.16	0.276	0.250	0.158	38.05

Tabla 4.11 Fuerzas por viento máximo, poste de 1.00 m de base

CALCULO DE FUERZAS POR VIENTO, POSTE DE 1.0 M DE BASE, VIENTO MEDIO

Z (m)	G	F <sub>rz</sub>	F <sub>a</sub>	V <sub>D</sub>		q <sub>z</sub>		g	F <sub>g</sub>	Ca	Pz=F <sub>g</sub> .Ca.qz	BASE 1 (m)	BASE 2 (m)	AREA (m <sup>2</sup> )	FUERZA (kg)
				(km/h)	(m/seg)	(kg/m <sup>2</sup> )	(Pa)								
0.40	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.926	0.900	0.365	36.41
1.00	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.900	0.876	0.533	53.13
1.60	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.876	0.850	0.518	51.63
2.20	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.850	0.826	0.503	50.13
2.80	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.826	0.800	0.488	48.64
3.40	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.800	0.776	0.473	47.14
4.00	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.776	0.750	0.458	45.65
4.60	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.750	0.726	0.443	44.15
5.20	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.726	0.700	0.428	42.66
5.80	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.700	0.676	0.413	41.16
6.40	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.676	0.650	0.398	39.66
7.00	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.650	0.626	0.383	38.17
7.60	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.626	0.600	0.368	36.67
8.20	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.600	0.576	0.353	35.18
8.80	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.576	0.550	0.338	33.68
9.40	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.550	0.526	0.323	32.19
10.00	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.115	1.20	99.71	0.526	0.500	0.308	30.69
10.60	0.994	1.143	1.143	125.75	34.93	75.41	739.76	1.353	1.119	1.20	101.24	0.500	0.476	0.293	29.64
11.20	0.994	1.149	1.149	126.43	35.12	76.24	747.87	1.351	1.123	1.20	102.71	0.476	0.450	0.278	28.53
11.80	0.994	1.155	1.155	127.09	35.30	77.03	755.64	1.349	1.127	1.20	104.13	0.450	0.426	0.263	27.37
12.40	0.994	1.161	1.161	127.71	35.48	77.79	763.10	1.347	1.130	1.20	105.49	0.426	0.400	0.248	26.14
13.00	0.994	1.166	1.166	128.31	35.64	78.52	770.27	1.345	1.134	1.20	106.80	0.400	0.376	0.233	24.86
13.60	0.994	1.172	1.172	128.89	35.80	79.22	777.18	1.343	1.137	1.20	108.08	0.376	0.350	0.218	23.54
14.20	0.994	1.177	1.177	129.44	35.96	79.90	783.85	1.341	1.140	1.20	109.30	0.350	0.326	0.203	22.17
14.80	0.994	1.182	1.182	129.97	36.10	80.56	790.30	1.339	1.143	1.20	110.50	0.326	0.300	0.188	20.75
15.40	0.994	1.186	1.186	130.48	36.25	81.20	796.55	1.337	1.146	1.20	111.65	0.300	0.276	0.173	19.29
16.00	0.994	1.191	1.191	130.98	36.38	81.81	802.60	1.336	1.149	1.20	112.78	0.276	0.250	0.158	17.80

Tabla 4.12 Fuerzas por viento medio, poste de 1.00 m de base

CALCULO DE FUERZAS POR VIENTO, POSTE DE 1.0 M DE BASE, VIENTO REDUCIDO

Z (m)	G	$F_{rz}$	$F_a$	$V_D$		$qz$		g	$F_g$	Ca	$Pz=F_g \cdot Ca \cdot qz$	BASE 1 (m)	BASE 2 (m)	AREA (m2)	FUERZA (kg)
				(km/h)	(m/seg)	(kg/m <sup>2</sup> )	(Pa)								
0.40	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.926	0.900	0.365	8.71
1.00	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.900	0.876	0.533	12.70
1.60	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.876	0.850	0.518	12.35
2.20	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.850	0.826	0.503	11.99
2.80	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.826	0.800	0.488	11.63
3.40	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.800	0.776	0.473	11.27
4.00	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.776	0.750	0.458	10.92
4.60	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.750	0.726	0.443	10.56
5.20	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.726	0.700	0.428	10.20
5.80	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.700	0.676	0.413	9.84
6.40	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.676	0.650	0.398	9.48
7.00	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.650	0.626	0.383	9.13
7.60	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.626	0.600	0.368	8.77
8.20	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.600	0.576	0.353	8.41
8.80	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.576	0.550	0.338	8.05
9.40	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.550	0.526	0.323	7.70
10.00	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.066	1.20	23.84	0.526	0.500	0.308	7.34
10.60	0.994	1.143	1.143	62.87	17.46	18.85	184.94	1.353	1.070	1.20	24.21	0.500	0.476	0.293	7.09
11.20	0.994	1.149	1.149	63.22	17.56	19.06	186.97	1.351	1.074	1.20	24.56	0.476	0.450	0.278	6.82
11.80	0.994	1.155	1.155	63.54	17.65	19.26	188.91	1.349	1.078	1.20	24.90	0.450	0.426	0.263	6.54
12.40	0.994	1.161	1.161	63.86	17.74	19.45	190.77	1.347	1.081	1.20	25.23	0.426	0.400	0.248	6.25
13.00	0.994	1.166	1.166	64.16	17.82	19.63	192.57	1.345	1.084	1.20	25.54	0.400	0.376	0.233	5.95
13.60	0.994	1.172	1.172	64.44	17.90	19.81	194.30	1.343	1.087	1.20	25.84	0.376	0.350	0.218	5.63
14.20	0.994	1.177	1.177	64.72	17.98	19.98	195.96	1.341	1.090	1.20	26.14	0.350	0.326	0.203	5.30
14.80	0.994	1.182	1.182	64.99	18.05	20.14	197.58	1.339	1.093	1.20	26.42	0.326	0.300	0.188	4.96
15.40	0.994	1.186	1.186	65.24	18.12	20.30	199.14	1.337	1.096	1.20	26.70	0.300	0.276	0.173	4.61
16.00	0.994	1.191	1.191	65.49	18.19	20.45	200.65	1.336	1.099	1.20	26.97	0.276	0.250	0.158	4.26

Tabla 4.13 Fuerzas por viento reducido, poste de 1.00 m de base

POSTE DE 1.0 M DE BASE

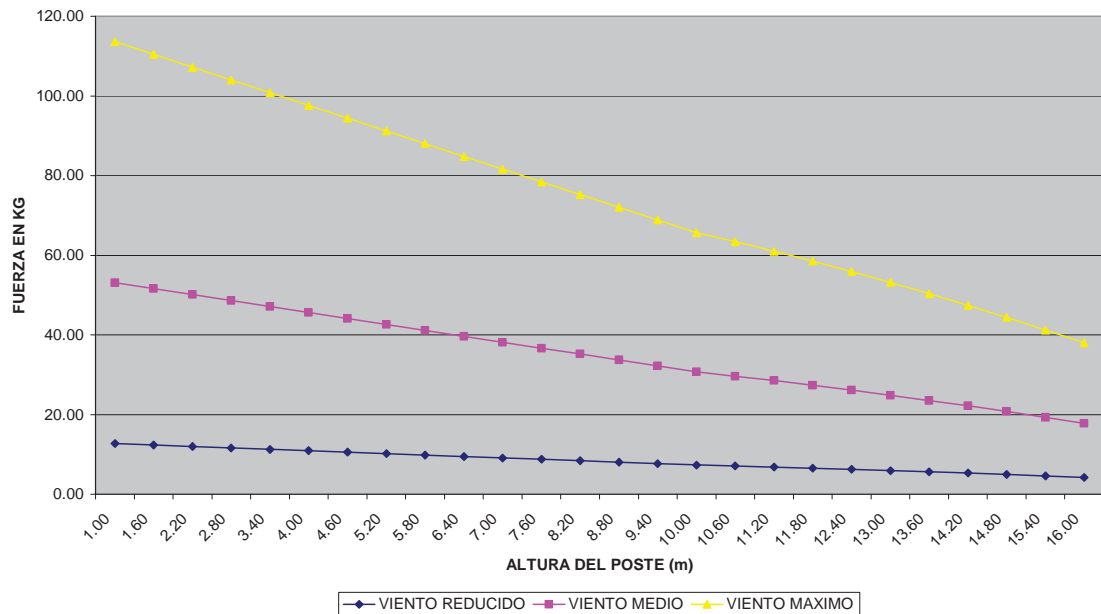


Fig. 4.10 Gráfica de fuerzas por viento en poste de 1.0 m de base



CALCULO DE FUERZAS POR VIENTO, POSTE DE 1.2 M DE BASE, VIENTO MAXIMO

Z (m)	G	F <sub>r,z</sub>	F <sub>a</sub>	V <sub>D</sub>		q <sub>z</sub>		g	F <sub>g</sub>	C <sub>a</sub>	P <sub>z</sub> =F <sub>g</sub> .C <sub>a</sub> .q <sub>z</sub>	BASE 1 (m)	BASE 2 (m)	AREA (m <sup>2</sup> )	FUERZA (kg)
				(km/h)	(m/seg)	(kg/m <sup>2</sup> )	(Pa)								
0.40	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	1.106	1.074	0.436	91.50
1.00	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	1.074	1.042	0.635	133.21
1.60	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	1.042	1.010	0.616	129.18
2.20	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	1.010	0.978	0.596	125.16
2.80	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	0.978	0.946	0.577	121.13
3.40	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	0.946	0.916	0.559	117.22
4.00	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	0.916	0.884	0.540	113.32
4.60	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	0.884	0.852	0.521	109.29
5.20	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	0.852	0.820	0.502	105.26
5.80	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	0.820	0.788	0.482	101.23
6.40	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	0.788	0.756	0.463	97.20
7.00	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	0.756	0.726	0.445	93.30
7.60	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	0.726	0.694	0.426	89.40
8.20	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	0.694	0.662	0.407	85.37
8.80	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	0.662	0.630	0.388	81.34
9.40	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	0.630	0.598	0.368	77.31
10.00	0.994	1.137	1.137	179.58	49.88	153.79	1508.73	1.356	1.137	1.20	209.85	0.598	0.566	0.349	73.28
10.60	0.994	1.143	1.143	180.62	50.17	155.58	1526.23	1.353	1.141	1.20	213.08	0.566	0.536	0.331	70.44
11.20	0.994	1.149	1.149	181.60	50.45	157.28	1542.96	1.351	1.145	1.20	216.18	0.536	0.504	0.312	67.45
11.80	0.994	1.155	1.155	182.55	50.71	158.92	1558.99	1.349	1.149	1.20	219.15	0.504	0.472	0.293	64.17
12.40	0.994	1.161	1.161	183.44	50.96	160.49	1574.38	1.347	1.153	1.20	222.02	0.472	0.440	0.274	60.74
13.00	0.994	1.166	1.166	184.30	51.20	162.00	1589.17	1.345	1.156	1.20	224.78	0.440	0.408	0.254	57.19
13.60	0.994	1.172	1.172	185.13	51.42	163.45	1603.44	1.343	1.160	1.20	227.46	0.408	0.376	0.235	53.50
14.20	0.994	1.177	1.177	185.92	51.65	164.85	1617.20	1.341	1.163	1.20	230.05	0.376	0.346	0.217	49.83
14.80	0.994	1.182	1.182	186.69	51.86	166.21	1630.51	1.339	1.166	1.20	232.55	0.346	0.314	0.198	46.05
15.40	0.994	1.186	1.186	187.42	52.06	167.52	1643.39	1.337	1.169	1.20	234.99	0.314	0.282	0.179	42.02
16.00	0.994	1.191	1.191	188.13	52.26	168.79	1655.87	1.336	1.172	1.20	237.35	0.282	0.250	0.160	37.88

Tabla 4.14 Fuerzas por viento máximo, poste de 1.20 m de base

CALCULO DE FUERZAS POR VIENTO, POSTE DE 1.2 M DE BASE, VIENTO MEDIO

Z (m)	G	F <sub>r,z</sub>	F <sub>a</sub>	V <sub>D</sub>		q <sub>z</sub>		g	F <sub>g</sub>	C <sub>a</sub>	P <sub>z</sub> =F <sub>g</sub> .C <sub>a</sub> .q <sub>z</sub>	BASE 1 (m)	BASE 2 (m)	AREA (m <sup>2</sup> )	FUERZA (kg)
				(km/h)	(m/seg)	(kg/m <sup>2</sup> )	(Pa)								
0.40	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	1.106	1.074	0.436	43.02
1.00	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	1.074	1.042	0.635	62.64
1.60	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	1.042	1.010	0.616	60.74
2.20	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	1.010	0.978	0.596	58.85
2.80	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	0.978	0.946	0.577	56.95
3.40	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	0.946	0.916	0.559	55.12
4.00	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	0.916	0.884	0.540	53.28
4.60	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	0.884	0.852	0.521	51.39
5.20	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	0.852	0.820	0.502	49.49
5.80	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	0.820	0.788	0.482	47.60
6.40	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	0.788	0.756	0.463	45.70
7.00	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	0.756	0.726	0.445	43.87
7.60	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	0.726	0.694	0.426	42.03
8.20	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	0.694	0.662	0.407	40.14
8.80	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	0.662	0.630	0.388	38.24
9.40	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	0.630	0.598	0.368	36.35
10.00	0.994	1.137	1.137	125.02	34.73	74.54	731.28	1.356	1.103	1.20	98.67	0.598	0.566	0.349	34.46
10.60	0.994	1.143	1.143	125.75	34.93	75.41	739.76	1.353	1.107	1.20	100.19	0.566	0.536	0.331	33.12
11.20	0.994	1.149	1.149	126.43	35.12	76.24	747.87	1.351	1.111	1.20	101.64	0.536	0.504	0.312	31.71
11.80	0.994	1.155	1.155	127.09	35.30	77.03	755.64	1.349	1.115	1.20	103.04	0.504	0.472	0.293	30.17
12.40	0.994	1.161	1.161	127.71	35.48	77.79	763.10	1.347	1.118	1.20	104.39	0.472	0.440	0.274	28.56
13.00	0.994	1.166	1.166	128.31	35.64	78.52	770.27	1.345	1.122	1.20	105.69	0.440	0.408	0.254	26.89
13.60	0.994	1.172	1.172	128.89	35.80	79.22	777.18	1.343	1.125	1.20	106.95	0.408	0.376	0.235	25.15
14.20	0.994	1.177	1.177	129.44	35.96	79.90	783.85	1.341	1.128	1.20	108.16	0.376	0.346	0.217	23.43
14.80	0.994	1.182	1.182	129.97	36.10	80.56	790.30	1.339	1.131	1.20	109.34	0.346	0.314	0.198	21.65
15.40	0.994	1.186	1.186	130.48	36.25	81.20	796.55	1.337	1.134	1.20	110.49	0.314	0.282	0.179	19.76
16.00	0.994	1.191	1.191	130.98	36.38	81.81	802.60	1.336	1.137	1.20	111.60	0.282	0.250	0.160	17.81

Tabla 4.15 Fuerzas por viento medio, poste de 1.20 m de base

CALCULO DE FUERZAS POR VIENTO, POSTE DE 1.2 M DE BASE, VIENTO REDUCIDO

Z (m)	G	$F_{rz}$	$F_a$	$V_D$		$qz$		g	$F_g$	Ca	$Pz=F_g \cdot Ca \cdot qz$	BASE 1 (m)	BASE 2 (m)	AREA (m2)	FUERZA (kg)
				(km/h)	(m/seg)	(kg/m <sup>2</sup> )	(Pa)								
0.40	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	1.106	1.074	0.436	10.35
1.00	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	1.074	1.042	0.635	15.06
1.60	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	1.042	1.010	0.616	14.61
2.20	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	1.010	0.978	0.596	14.15
2.80	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	0.978	0.946	0.577	13.70
3.40	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	0.946	0.916	0.559	13.26
4.00	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	0.916	0.884	0.540	12.82
4.60	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	0.884	0.852	0.521	12.36
5.20	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	0.852	0.820	0.502	11.90
5.80	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	0.820	0.788	0.482	11.45
6.40	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	0.788	0.756	0.463	10.99
7.00	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	0.756	0.726	0.445	10.55
7.60	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	0.726	0.694	0.426	10.11
8.20	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	0.694	0.662	0.407	9.65
8.80	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	0.662	0.630	0.388	9.20
9.40	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	0.630	0.598	0.368	8.74
10.00	0.994	1.137	1.137	62.51	17.36	18.64	182.82	1.356	1.061	1.20	23.73	0.598	0.566	0.349	8.29
10.60	0.994	1.143	1.143	62.87	17.46	18.85	184.94	1.353	1.065	1.20	24.10	0.566	0.536	0.331	7.97
11.20	0.994	1.149	1.149	63.22	17.56	19.06	186.97	1.351	1.069	1.20	24.45	0.536	0.504	0.312	7.63
11.80	0.994	1.155	1.155	63.54	17.65	19.26	188.91	1.349	1.072	1.20	24.78	0.504	0.472	0.293	7.26
12.40	0.994	1.161	1.161	63.86	17.74	19.45	190.77	1.347	1.076	1.20	25.11	0.472	0.440	0.274	6.87
13.00	0.994	1.166	1.166	64.16	17.82	19.63	192.57	1.345	1.079	1.20	25.42	0.440	0.408	0.254	6.47
13.60	0.994	1.172	1.172	64.44	17.90	19.81	194.30	1.343	1.082	1.20	25.72	0.408	0.376	0.235	6.05
14.20	0.994	1.177	1.177	64.72	17.98	19.98	195.96	1.341	1.085	1.20	26.02	0.376	0.346	0.217	5.63
14.80	0.994	1.182	1.182	64.99	18.05	20.14	197.58	1.339	1.088	1.20	26.30	0.346	0.314	0.198	5.21
15.40	0.994	1.186	1.186	65.24	18.12	20.30	199.14	1.337	1.091	1.20	26.57	0.314	0.282	0.179	4.75
16.00	0.994	1.191	1.191	65.49	18.19	20.45	200.65	1.336	1.094	1.20	26.84	0.282	0.250	0.160	4.28

Tabla 4.16 Fuerzas por viento reducido, poste de 1.20 m de base

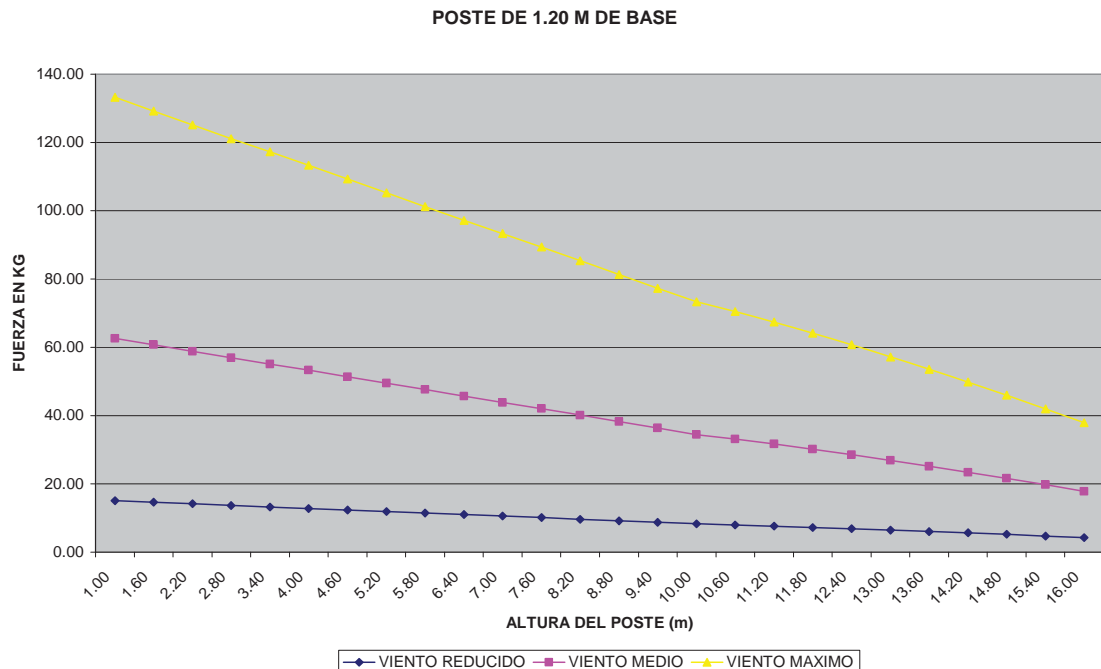


Fig. 4.11 Gráfica de fuerzas por viento en poste de 1.20 m de base

### 4.3. CÁLCULO DE FUERZAS SISMICAS

- Clasificación de estructuras según su destino.

El poste se clasifica dentro del grupo A que textualmente dice “se incluyen también todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica cuya falla por movimiento sísmico pondría en peligro la operación de la planta, así como las estructuras para la transmisión y distribución de energía eléctrica.”

- Clasificación de estructuras según su estructuración.

El poste se clasifica en el Tipo 4 “estructuras donde la masa y rigidez se encuentran distribuidas continuamente a lo largo de su altura y donde dominen las deformaciones por flexión.”

- Factor de comportamiento sísmico.

La forma de caracterizar las estructuras en función de su ductilidad consiste en el empleo del factor de comportamiento sísmico  $Q$ , el cual no solo está asociado a la ductilidad estructural, sino también a la estructuración misma. Para estructuras del Tipo 4 se utilizará un valor  $Q=2$ . El valor puede parecer bajo, sin embargo, se puede argumentar que el comportamiento inelástico en este tipo de estructuras no es rigurosamente deseable, ya que la formación de una sola articulación plástica sería suficiente para inducir el colapso de toda la estructura.

- Factor reductivo por ductilidad.

Para fines de diseño será necesario tener en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, aunque sea de manera aproximada. Para ello, las ordenadas espectrales se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo  $Q'$  a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas por ductilidad. Para cualquier tipo de estructura, el factor reductivo se calculará con:

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

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

Ec. (4.22)

- Zona sísmica

De acuerdo a la regionalización sísmica de la República Mexicana se tomará la zona sísmica “D” correspondiente a la franja costera del pacífico mexicano.

- Espectro para diseño sísmico

Las ordenadas del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad, están dadas por las siguientes expresiones:

Ec. (4.23)

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

Ec. (4.24)

$$a = c \left( \frac{T_b}{T} \right)^r; \text{ si } T > T_b$$

Ec. (4.25)

Donde  $a_0$  es el coeficiente de aceleración del terreno,  $c$  el coeficiente sísmico y  $T$  el periodo natural de interés;  $T_a$  y  $T_b$  son dos periodos característicos que delimitan la meseta y  $r$  un exponente que define la parte curva del espectro de diseño. Los valores de estos parámetros se indican en la siguiente tabla para las diferentes zonas sísmicas y los distintos tipos de terrenos de cimentación.

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 4.17 Parámetros para calcular el espectro de diseño**

Los espectros de diseño especificados son aplicables a estructuras del grupo B. Para estructuras del grupo A, los valores de las ordenadas espectrales se multiplicarán por 1.5, a fin de tener en cuenta la importancia de la estructura.

A continuación se presenta el cálculo del espectro de diseño sísmico.

## CALCULO DEL ESPECTRO SISMICO PARA POSTE DE CONCRETO DE 18 M

Zona Sísmica D  
Suelo tipo II  
Estructura del grupo A

$$Q = 2$$

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

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

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

Parámetros

$$a_o = 0.86$$

$$c = 0.86$$

$$T_a = 0.00$$

$$T_b = 1.20$$

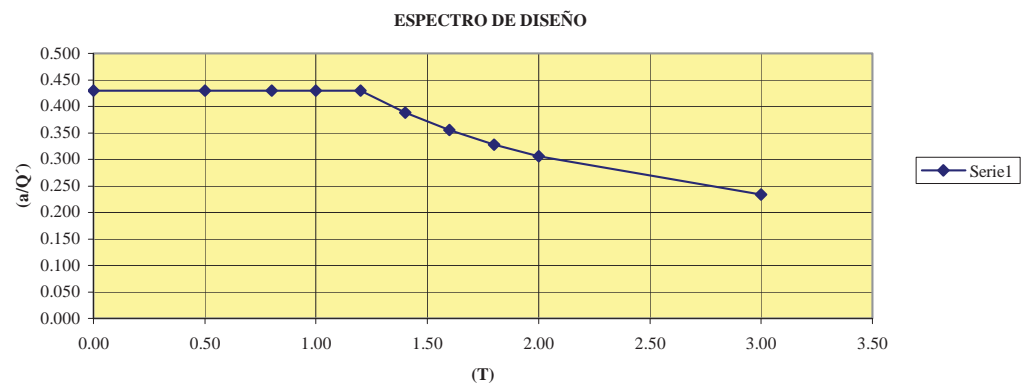
$$r = 2/3$$

Factor reductivo por ductilidad

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

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

No	T	Q'	a	a/Q'	(a/Q') (1.5)
1	0.00	2	0.860	0.430	0.645
2	0.50	2	0.860	0.430	0.645
3	0.80	2	0.860	0.430	0.645
4	1.00	2	0.860	0.430	0.645
5	1.20	2	0.860	0.430	0.645
6	1.40	2	0.776	0.388	0.582
7	1.60	2	0.710	0.355	0.532
8	1.80	2	0.656	0.328	0.492
9	2.00	2	0.612	0.306	0.459
10	3.00	2	0.467	0.233	0.350



El análisis sísmico de este tipo de estructuras se puede realizar mediante uno de los siguientes métodos: a) análisis estático y b) análisis dinámico.

El método estático es aplicable al análisis de estructuras cuya altura no sobrepase de 60 m. El método dinámico se puede aplicar sin restricción, cualquiera que sea la altura de la estructura.

Para el análisis del poste por tener dimensiones menores de 60 m se utilizará el análisis estático.

En el análisis estático, los efectos dinámicos inducidos por el sismo se simularán mediante una fuerza lateral equivalente, distribuida a lo largo de la altura de la estructura y actuando en la dirección del movimiento del terreno.

- Valuación de fuerzas sísmicas.

La magnitud de la resultante de la fuerza lateral distribuida verticalmente será igual a la fuerza cortante basal determinada de acuerdo con lo dispuesto para estructuras de edificios, pero amplificada por un factor de incremento por el que se aumentan las ordenadas espectrales con objeto de tener en cuenta que el amortiguamiento en este tipo de estructuras usualmente es menor que en estructuras de edificios.

La distribución vertical de la fuerza cortante basal amplificada se llevará a cabo dividiendo la estructura en  $N$  segmentos de igual altura. En el centro de cada segmento se aplicará una fuerza horizontal que se define dependiendo del periodo característico  $T_b$  de las siguientes formas.

$$P_n = 0.85 W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^N W_n}{\sum_{n=1}^N W_n h_n} \frac{a}{Q'} \xi; \quad \text{si } T_e < T_b$$

Ec. (4. 26)

$$P_n = 0.85 W_n (\alpha_1 h_n + \alpha_2 h_n^2) \frac{a}{Q} \xi; \quad \text{si } T_e > T_b$$

Ec. (4. 27)

Donde  $W_n$  es el peso del  $n$ -ésimo segmento y  $h_n$  la altura de su centro de gravedad medida desde el desplante,  $Q'$  es el factor reductivo por ductilidad y  $a$  la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental  $T_e$  de la estructura,  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico,  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  son los coeficientes de proporcionalidad que se especifican para estructuras de edificios y  $\xi$  es el factor de incremento.

En los espectros de diseño para estructuras de edificios está implícito un coeficiente de amortiguamiento igual a cinco por ciento del amortiguamiento crítico. Sin embargo, en postes el amortiguamiento que se tiene es menor que el considerado en tales espectros de diseño. Usualmente en postes de concreto se tienen valores de  $\zeta = 0.03$ . En vista de esta situación, es necesario aumentar las ordenadas espectrales multiplicándolas por un factor de incremento, que se calcula con:

$$\xi = \left( \frac{0.05}{\zeta} \right)^k; \quad \text{si } T \geq T_a$$

Ec. (4.28)

Donde  $k = 0.4$  para terreno firme,  $k = 0.5$  para terreno intermedio y  $k = 0.6$  para terreno blando. En este caso tomando para terreno intermedio resulta  $\xi = 1.29$

Para tomar en cuenta los efectos de los modos superiores de vibración, en el  $n$ -ésimo segmento se aplicará adicionalmente una fuerza horizontal que se define como :

$$P_s = 0.15W \frac{a}{Q} \xi; \quad \text{si } T_e < T_b$$

Ec. (4.29)

$$P_s = 0.15W(1 + 0.5r - 0.5rq) \frac{a}{Q} \xi; \quad \text{si } T_e > T_b$$

Ec. (4.30)

Donde  $W$  es el peso de la estructura,  $q = (T_b / T_e)^r$  y  $r$  el exponente de la parte curva del espectro de diseño.

Como  $T_e < T_b$ , la fuerza lateral que se debe aplicar en la sección superior para tener en cuenta los efectos de los modos superiores de vibración es:

Para el poste de 0.80 m de base:

$$P_s = 0.15(4.57)(0.645)(1.29) = 0.570 \text{ Ton}$$

Para el poste de 1.00 m de base:

$$P_s = 0.15(5.59)(0.645)(1.29) = 0.698 \text{ Ton}$$

Para el poste de 1.20 m de base:

$$P_s = 0.15(6.61)(0.645)(1.29) = 0.825 \text{ Ton}$$

En la siguiente tabla se muestran los cálculos necesarios para obtener las fuerzas sísmicas por sección de poste a cada 60 cm.

## FUERZAS SISMICAS POSTE DE 0.80 M DE DIAMETRO EN LA BASE

$h_n$ (m)	RADIO (m)	AREA 1 (m2)	AREA 2 (M2)	$W_n$ (Ton)	$W_n h_n$	$a/Q'$	$\xi$	$P_n$ (Ton)
0.40	0.363	0.197	0.191	0.279	0.112	0.645	1.290	0.013
1.00	0.354	0.191	0.185	0.271	0.271	0.645	1.290	0.030
1.60	0.345	0.185	0.180	0.263	0.421	0.645	1.290	0.047
2.20	0.336	0.180	0.174	0.255	0.560	0.645	1.290	0.063
2.80	0.327	0.174	0.168	0.247	0.690	0.645	1.290	0.077
3.40	0.318	0.168	0.162	0.238	0.809	0.645	1.290	0.091
4.00	0.308	0.162	0.156	0.229	0.917	0.645	1.290	0.103
4.60	0.299	0.156	0.151	0.221	1.018	0.645	1.290	0.114
5.20	0.290	0.151	0.145	0.213	1.108	0.645	1.290	0.124
5.80	0.281	0.145	0.139	0.205	1.189	0.645	1.290	0.133
6.40	0.272	0.139	0.134	0.197	1.259	0.645	1.290	0.141
7.00	0.263	0.134	0.128	0.188	1.317	0.645	1.290	0.148
7.60	0.253	0.128	0.122	0.180	1.365	0.645	1.290	0.153
8.20	0.244	0.122	0.116	0.171	1.406	0.645	1.290	0.158
8.80	0.235	0.116	0.111	0.163	1.437	0.645	1.290	0.161
9.40	0.226	0.111	0.105	0.155	1.459	0.645	1.290	0.164
10.00	0.217	0.105	0.099	0.147	1.470	0.645	1.290	0.165
10.60	0.208	0.099	0.093	0.138	1.467	0.645	1.290	0.165
11.20	0.198	0.093	0.087	0.130	1.454	0.645	1.290	0.163
11.80	0.189	0.087	0.082	0.122	1.436	0.645	1.290	0.161
12.40	0.180	0.082	0.076	0.114	1.408	0.645	1.290	0.158
13.00	0.171	0.076	0.070	0.105	1.370	0.645	1.290	0.154
13.60	0.162	0.070	0.065	0.097	1.323	0.645	1.290	0.148
14.20	0.153	0.065	0.058	0.089	1.259	0.645	1.290	0.141
14.80	0.143	0.058	0.053	0.080	1.185	0.645	1.290	0.133
15.40	0.134	0.053	0.047	0.072	1.108	0.645	1.290	0.124
16.00	0.125	0.047						
SUMA				4.569	28.819			3.231

Tabla 4.18 Fuerzas sísmicas, poste de 0.80 m de base

## FUERZAS SISMICAS POSTE DE 1.00 M DE DIAMETRO EN LA BASE

$h_n$ (m)	RADIO (m)	AREA 1 (m2)	AREA 2 (M2)	$W_n$ (Ton)	$W_n h_n$	$a/Q'$	$\xi$	$P_n$ (Ton)
0.40	0.450	0.251	0.244	0.356	0.143	0.645	1.290	0.016
1.00	0.438	0.244	0.236	0.345	0.345	0.645	1.290	0.040
1.60	0.425	0.236	0.228	0.334	0.534	0.645	1.290	0.062
2.20	0.413	0.228	0.220	0.323	0.710	0.645	1.290	0.082
2.80	0.400	0.220	0.212	0.311	0.871	0.645	1.290	0.101
3.40	0.388	0.212	0.204	0.300	1.020	0.645	1.290	0.118
4.00	0.375	0.204	0.197	0.289	1.154	0.645	1.290	0.133
4.60	0.363	0.197	0.188	0.277	1.276	0.645	1.290	0.147
5.20	0.350	0.188	0.181	0.266	1.383	0.645	1.290	0.160
5.80	0.338	0.181	0.173	0.255	1.477	0.645	1.290	0.171
6.40	0.325	0.173	0.165	0.243	1.558	0.645	1.290	0.180
7.00	0.313	0.165	0.157	0.232	1.625	0.645	1.290	0.188
7.60	0.300	0.157	0.150	0.221	1.678	0.645	1.290	0.194
8.20	0.288	0.150	0.141	0.209	1.718	0.645	1.290	0.198
8.80	0.275	0.141	0.134	0.198	1.744	0.645	1.290	0.201
9.40	0.263	0.134	0.126	0.187	1.756	0.645	1.290	0.203
10.00	0.250	0.126	0.118	0.176	1.755	0.645	1.290	0.203
10.60	0.238	0.118	0.110	0.164	1.741	0.645	1.290	0.201
11.20	0.225	0.110	0.102	0.153	1.713	0.645	1.290	0.198
11.80	0.213	0.102	0.094	0.142	1.671	0.645	1.290	0.193
12.40	0.200	0.094	0.087	0.130	1.616	0.645	1.290	0.187
13.00	0.188	0.087	0.079	0.119	1.547	0.645	1.290	0.179
13.60	0.175	0.079	0.071	0.108	1.464	0.645	1.290	0.169
14.20	0.163	0.071	0.063	0.096	1.368	0.645	1.290	0.158
14.80	0.150	0.063	0.055	0.085	1.259	0.645	1.290	0.145
15.40	0.138	0.055	0.047	0.074	1.136	0.645	1.290	0.131
16.00	0.125	0.047						
SUMA				5.593	34.260			3.956

Tabla 4.19 Fuerzas sísmicas, poste de 1.00 m de base



FUERZAS SISMICAS POSTE DE 1.20 M DE DIAMETRO EN LA BASE

$h_n$ (m)	RADIO (m)	AREA 1 (m2)	AREA 2 (M2)	$W_n$ (Ton)	$W_n h_n$	$a/Q'$	$\xi$	$P_n$ (Ton)
0.40	0.537	0.306	0.296	0.433	0.173	0.645	1.290	0.020
1.00	0.521	0.296	0.286	0.419	0.419	0.645	1.290	0.049
1.60	0.505	0.286	0.276	0.404	0.647	0.645	1.290	0.076
2.20	0.489	0.276	0.266	0.390	0.858	0.645	1.290	0.101
2.80	0.473	0.266	0.256	0.376	1.053	0.645	1.290	0.124
3.40	0.458	0.256	0.246	0.362	1.230	0.645	1.290	0.145
4.00	0.442	0.246	0.236	0.347	1.390	0.645	1.290	0.164
4.60	0.426	0.236	0.226	0.333	1.532	0.645	1.290	0.181
5.20	0.410	0.226	0.216	0.318	1.656	0.645	1.290	0.195
5.80	0.394	0.216	0.206	0.304	1.763	0.645	1.290	0.208
6.40	0.378	0.206	0.197	0.290	1.856	0.645	1.290	0.219
7.00	0.363	0.197	0.187	0.276	1.932	0.645	1.290	0.228
7.60	0.347	0.187	0.177	0.261	1.987	0.645	1.290	0.234
8.20	0.331	0.177	0.167	0.247	2.025	0.645	1.290	0.239
8.80	0.315	0.167	0.156	0.233	2.046	0.645	1.290	0.241
9.40	0.299	0.156	0.146	0.218	2.050	0.645	1.290	0.242
10.00	0.283	0.146	0.137	0.204	2.040	0.645	1.290	0.241
10.60	0.268	0.137	0.127	0.190	2.014	0.645	1.290	0.237
11.20	0.252	0.127	0.117	0.176	1.966	0.645	1.290	0.232
11.80	0.236	0.117	0.107	0.161	1.900	0.645	1.290	0.224
12.40	0.220	0.107	0.097	0.147	1.818	0.645	1.290	0.214
13.00	0.204	0.097	0.087	0.132	1.717	0.645	1.290	0.203
13.60	0.188	0.087	0.077	0.118	1.606	0.645	1.290	0.189
14.20	0.173	0.077	0.067	0.104	1.478	0.645	1.290	0.174
14.80	0.157	0.067	0.057	0.090	1.326	0.645	1.290	0.156
15.40	0.141	0.057	0.047	0.075	1.156	0.645	1.290	0.136
16.00	0.125	0.047						
SUMA				6.609	39.638			4.674

Tabla 4.20 Fuerzas sísmicas, poste de 1.20 m de base

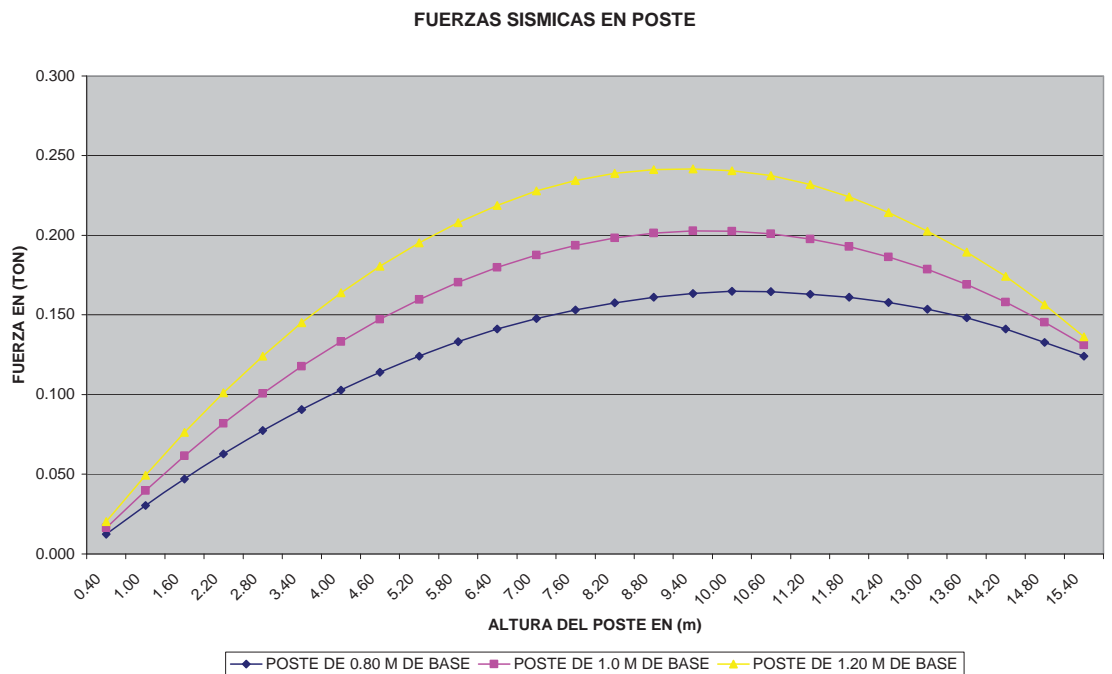


Fig. 4.12 Gráfica de fuerzas sísmicas en poste

Estas fuerzas se aplicarán al modelo por elemento finito.

#### 4.4. OBTENCIÓN DE ESFUERZOS

Una vez obtenidas las fuerzas por la acción del viento y sismo se aplican a los modelos, con las combinaciones de carga descritas anteriormente, obteniéndose los esfuerzos y desplazamientos en la punta del poste, que se indican en la siguiente tabla:

##### ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN LA PUNTA DEL POSTE

COMBINACION DE CARGA MAXIMA: TEMPERATURA MEDIA SIN VIENTO + CARGA TRANSVERSAL POR DEFLEXION + SISMO

ESPESOR DEL ELEMENTO (cm)	Qadm del suelo (Ton/m2)	POSTE 0.8 m DE BASE			POSTE 1.0 m DE BASE			POSTE 1.2 m DE BASE		
		PESO (Ton)	$\sigma$ (kg/cm2)	$\Delta$ (cm)	PESO (Ton)	$\sigma$ (kg/cm2)	$\Delta$ (cm)	PESO (Ton)	$\sigma$ (kg/cm2)	$\Delta$ (cm)
8	5	5.7	287	39	6.9	212	26	8	175	19
	10		286	38		211	26		173	19
	20		284	38		208	26		171	18
	EMPOTRADO		238	33		170	21		132	14
10	5	7.2	237	30	8.6	173	20	10	143	14
	10		237	30		173	20		143	14
	20		236	30		172	20		141	14
	EMPOTRADO		195	26		139	17		108	11
15	5	10.8	170	19	12.9	125	13	15	102	9
	10		170	19		125	13		102	9
	20		170	19		124	13		101	9
	EMPOTRADO		138	17		98	11		76	8

**Tabla 4.21 Esfuerzos y desplazamientos máximos obtenidos**

De la tabla anterior se observa que los esfuerzos no tienen una variación por las diferentes capacidades de carga del suelo, pero si hay una variación significativa si se considera la condición de empotramiento. El empuje del suelo sobre el poste y la profundidad de empotramiento se analizan en el capítulo 5.3.

El menor esfuerzo y el menor desplazamiento se obtiene del poste de 1.2 m de base y 15 cm de espesor, pero el inconveniente de este poste es su peso (15 Ton). Considerando que el poste se diseñará con un  $f'c=250$  kg/cm2 y a que esta resistencia se reduce de acuerdo al procedimiento de revisión por estados límites de falla, los postes con esfuerzos de 170 kg/cm2 son adecuados. En esta condición se encuentran los postes de 0.8 m de base con 15 cm de espesor, 1.0 m de base con 10 cm de espesor y el poste de 1.20 m de base con 8 cm de espesor. Se tomará como poste óptimo para el diseño el de 1.0 m de base con 10 cm de espesor, porque tiene menor peso que el de 0.80 m de base con 15 cm de espesor y porque el de 1.20 m de base con 8 cm de espesor, por tener una base mayor probablemente en zonas urbanas su uso no sea muy conveniente.

El desplazamiento máximo en la punta del poste debido a la acción de las cargas es de 20 cm lo cual se considera aceptable ya que representa una deformación de :  $20 / 1600 = 1.25 \%$ . De acuerdo a especificaciones de CFE se aceptan deformaciones hasta del 3%.

La deformación en el poste puede causar inquietud, debido a que esta apariencia produce una sensación de peligro. Para minimizar este problema al momento de instalar el poste se le proporciona el desplome necesario para que cuando se tensionen los conductores el poste quede en posición vertical.

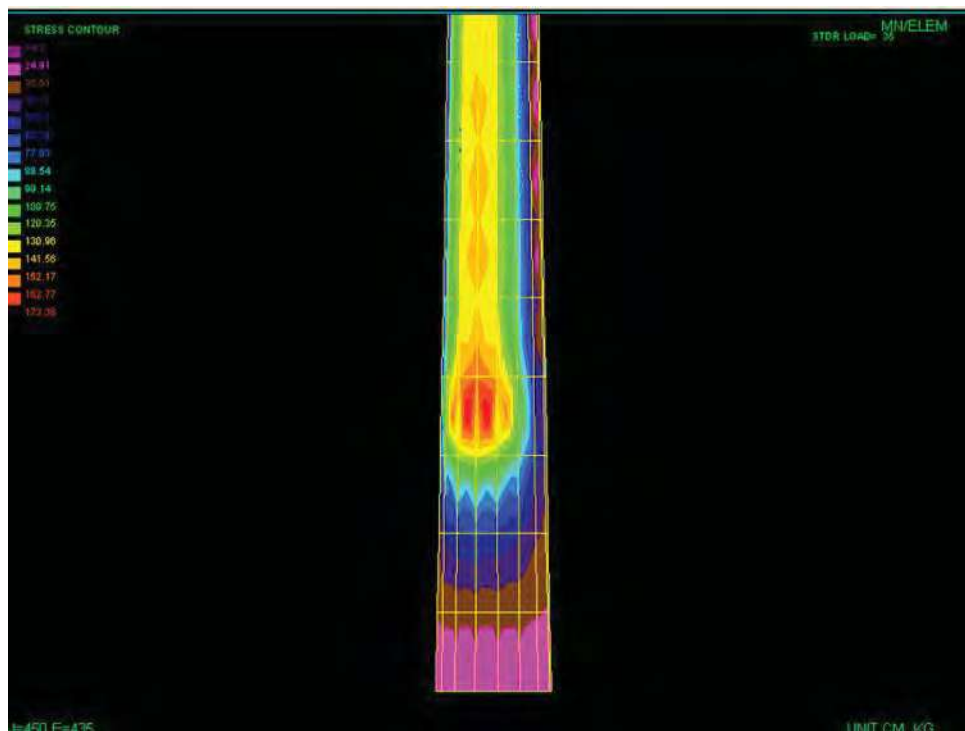


Fig. 4.13 Esfuerzos en el poste

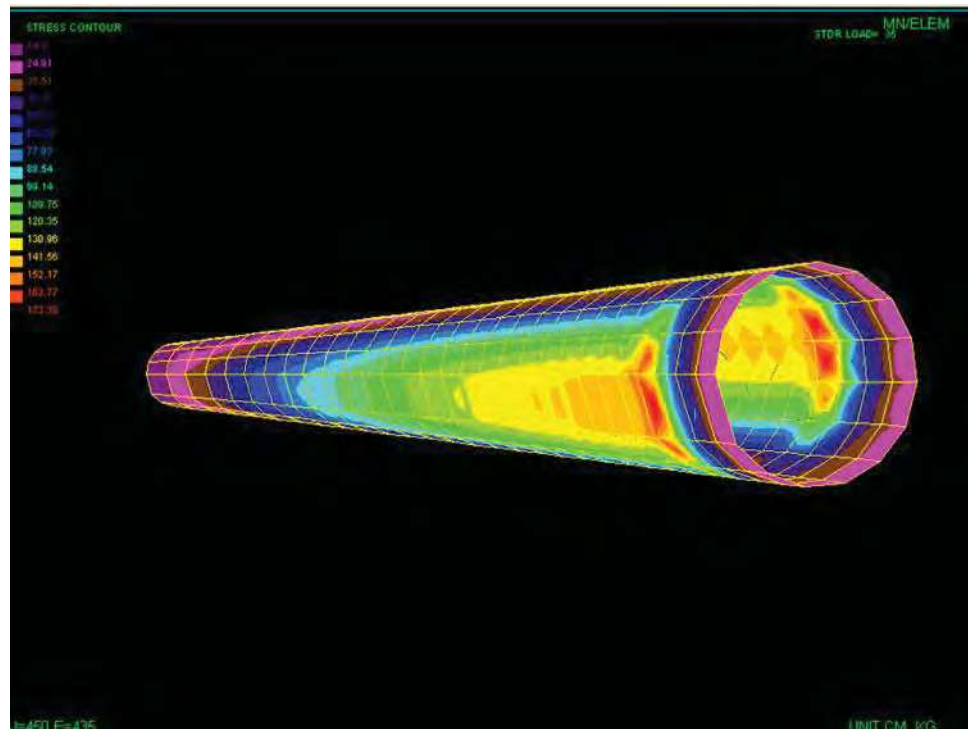


Fig. 4.14 Esfuerzos en el poste en perspectiva

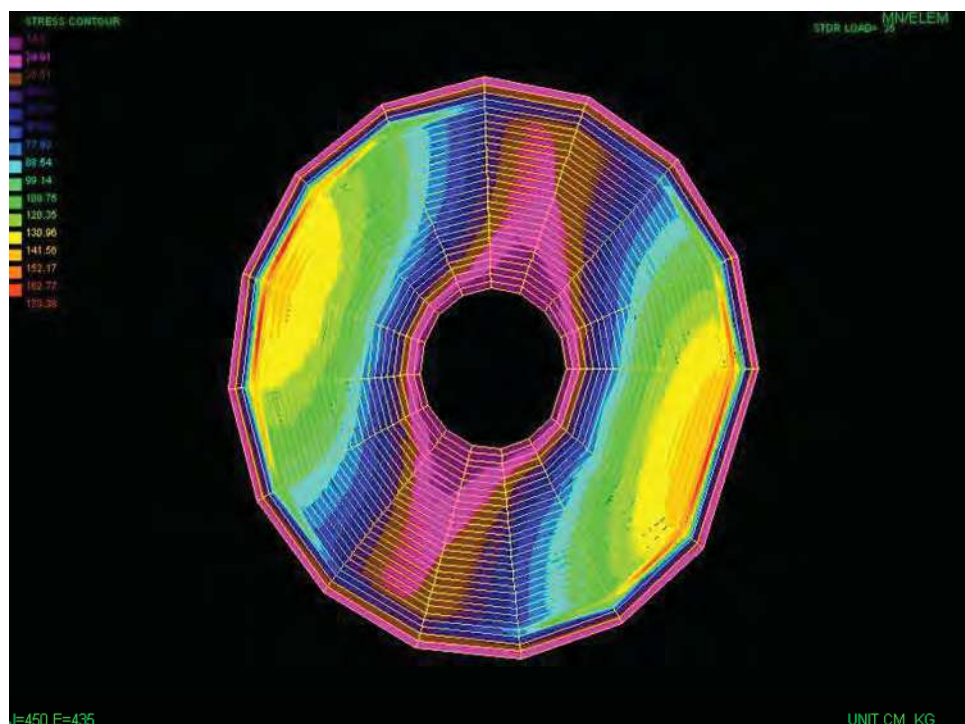


Fig. 4.15 Esfuerzos en el poste visto en planta

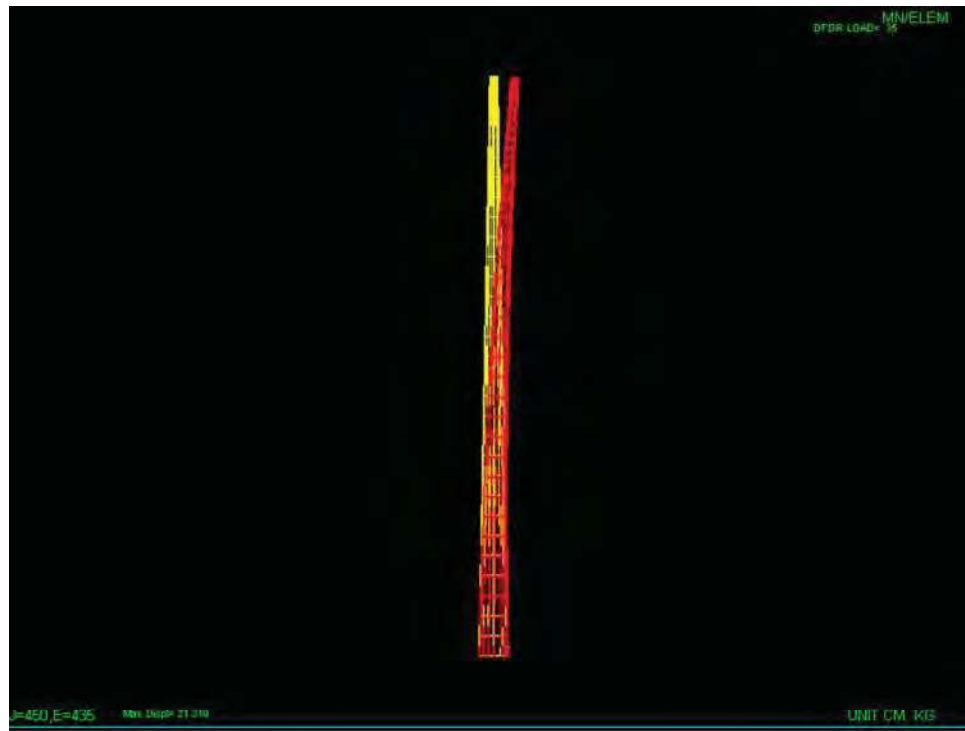
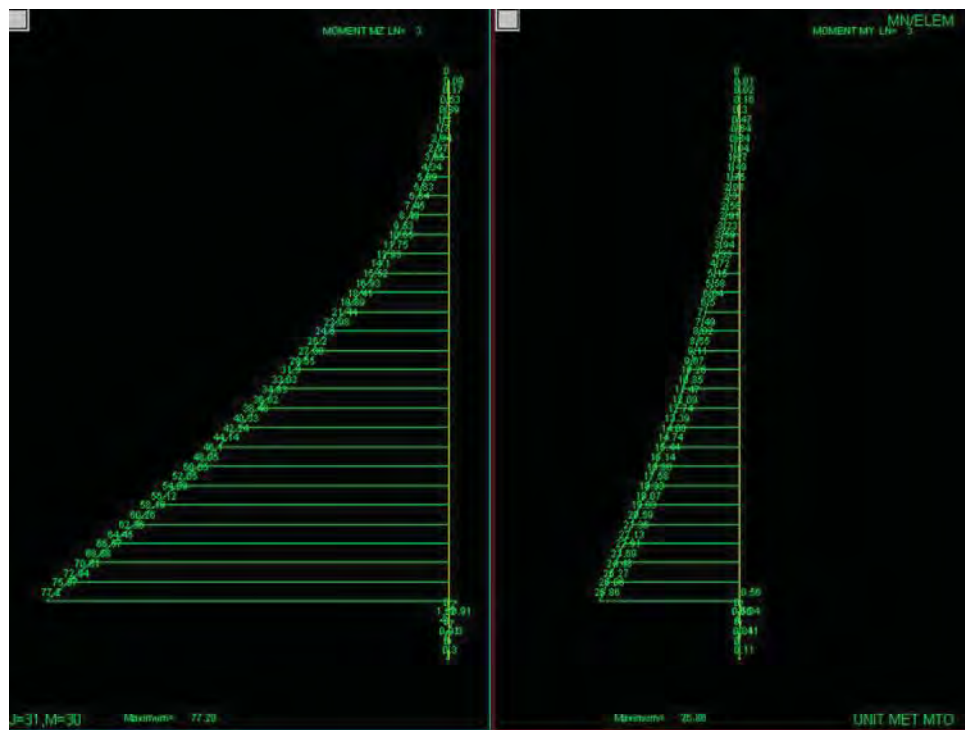


Fig. 4.16 Desplazamiento del poste

Fig. 4.17 Diagramas de momentos  $M_z$  y  $M_x$

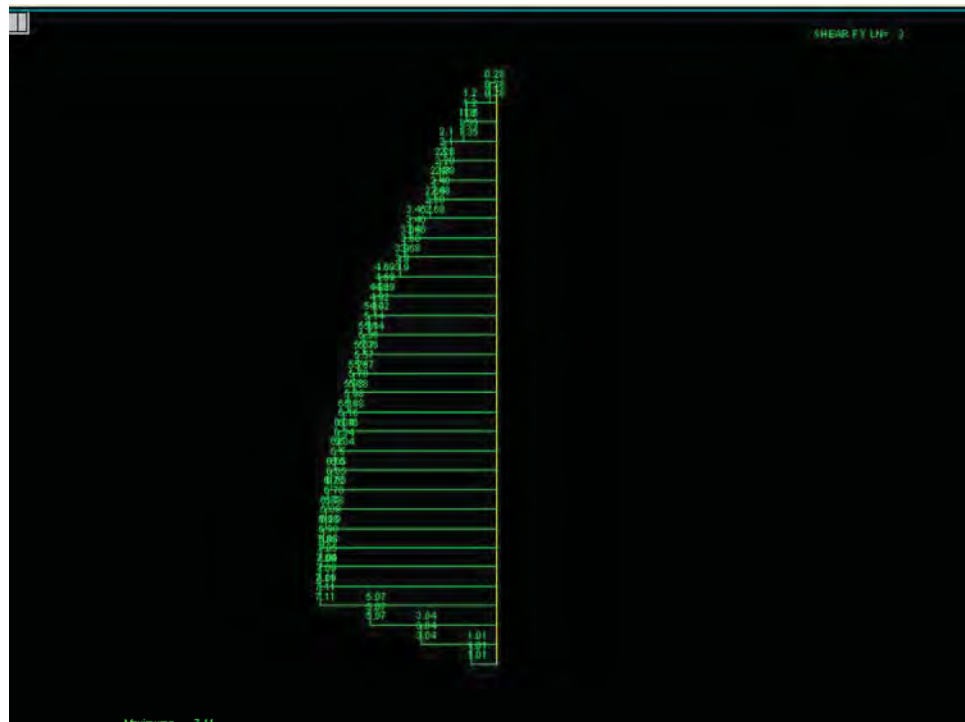


Fig. 4.18 Diagrama de Cortantes

## ELEMENTOS MECANICOS EN EL POSTE

SECCION	P (Ton)	Mz (Ton.m)	Mx (Ton.m)	V (Ton)
1.80	6.37	77.20	26.90	7.10
3.00	6.01	68.70	23.70	7.00
6.00	4.40	48.10	16.10	6.50
9.00	3.07	29.60	9.70	5.60
12.00	2.02	14.10	4.70	3.90
15.00	1.26	4.30	1.50	2.30

Tabla 4.22 Elementos mecánicos en el poste

Los elementos mecánicos de la tabla anterior se obtuvieron bajo la combinación de carga que resultó más desfavorable, que fue temperatura media sin viento + carga transversal por deflexión + sismo.

## Diseño estructural

### 5.1. CÁLCULO DE CAPACIDAD ÚLTIMA A FLEXIÓN Y CORTANTE

La capacidad última a flexocompresión se hará adoptando la teoría del bloque rectangular de esfuerzos desarrollados en el concreto (teoría de Whitney). Se seguirá el siguiente procedimiento:

- Se propondrá el armado del poste
- Se calculará la distancia del eje neutro de tal manera que la fuerza de compresión  $P_u$  sea igual a la fuerza  $P$  actuante
- Realizando una sumatoria de momentos en la sección se calcula el momento resistente. Se calcula la ecuación de interacción debiendo ser el resultado menor que 1, sino se propone otro armado del poste y se repite el proceso.

Se revisará la sección a 1.80 m de la base, la cual tiene los mayores elementos mecánicos de acuerdo al análisis anterior.

De acuerdo al procedimiento mencionado, se propone un armado con 20 varillas de 1" de diámetro, al cual corresponde un porcentaje de acero  $\rho = 0.039$ . Las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal recomiendan para miembros sujetos a flexocompresión valores entre 0.005 y 0.05. En este caso se tomará este armado, el cual está dentro de ese rango.

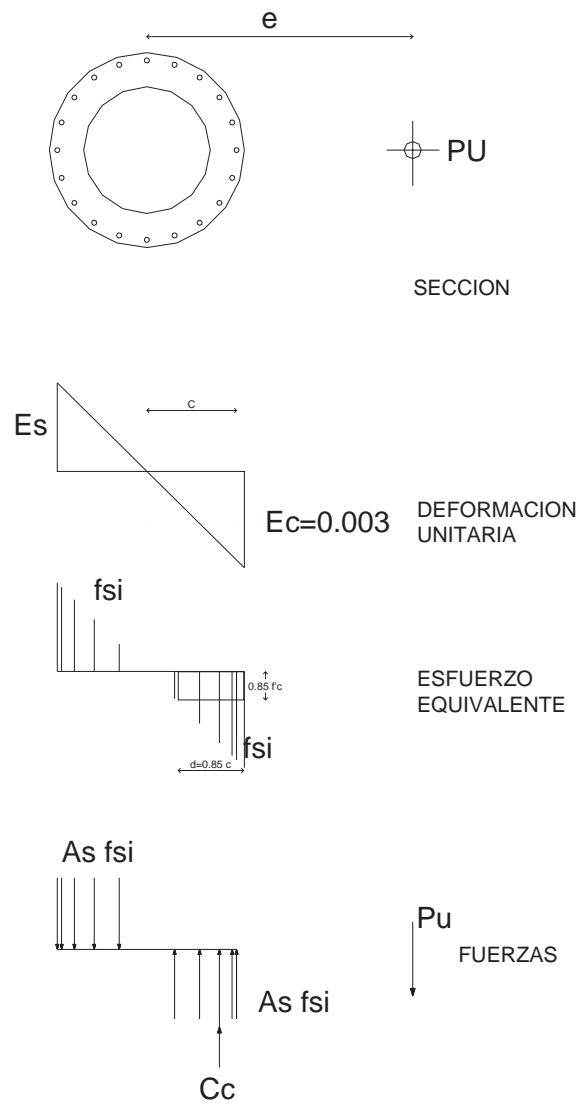
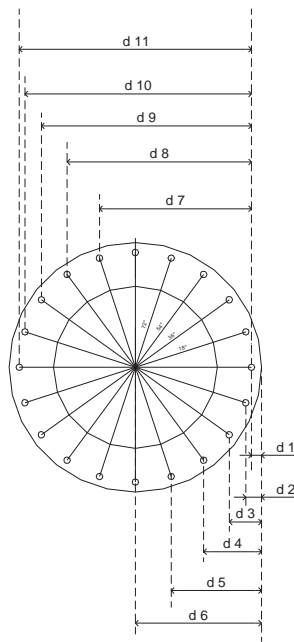


Fig. 5.1 Distribución de deformaciones y esfuerzos en la sección del poste





**Fig. 5.2 Distribución de varillas**

$$R = D/2 - 2\text{cm} - db/2 = 92.6/2 - 2 - 2.54/2 = 43.03 \text{ cm}$$

$$d1 = D/2 - R = 92.6/2 - 43.03 = 3.27 \text{ cm}$$

$$d2 = D/2 - R \sin 72^\circ = 92.6/2 - 43.03 \sin 72^\circ = 5.38 \text{ cm}$$

$$d3 = D/2 - R \sin 54^\circ = 92.6/2 - 43.03 \sin 54^\circ = 11.49 \text{ cm}$$

$$d4 = D/2 - R \sin 36^\circ = 92.6/2 - 43.03 \sin 36^\circ = 21.01 \text{ cm}$$

$$d5 = D/2 - R \sin 18^\circ = 92.6/2 - 43.03 \sin 18^\circ = 33.00 \text{ cm}$$

$$d6 = D/2 = 92.6/2 = 46.30 \text{ cm}$$

$$d7 = D/2 + R \sin 18^\circ = 92.6/2 + 43.03 \sin 18^\circ = 59.60 \text{ cm}$$

$$d8 = D/2 + R \sin 36^\circ = 92.6/2 + 43.03 \sin 36^\circ = 71.59 \text{ cm}$$

$$d9 = D/2 + R \sin 54^\circ = 92.6/2 + 43.03 \sin 54^\circ = 81.11 \text{ cm}$$

$$d10 = D/2 + R \sin 72^\circ = 92.6/2 + 43.03 \sin 72^\circ = 87.22 \text{ cm}$$

$$d11 = D/2 + R = 92.6/2 + 43.03 = 89.33 \text{ cm}$$

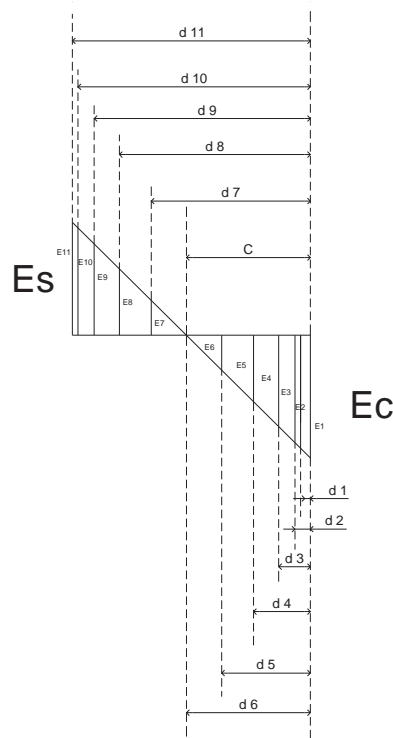


Fig. 5.3 Deformaciones en el acero

$$\frac{\xi_c}{c} = \frac{\xi_1}{d_1 - c} = \frac{\xi_2}{d_2 - c} = \frac{\xi_3}{d_3 - c} = \frac{\xi_4}{d_4 - c} = \frac{\xi_5}{d_5 - c} = \frac{\xi_6}{d_6 - c} = \frac{\xi_7}{d_7 - c} = \frac{\xi_8}{d_8 - c} = \frac{\xi_9}{d_9 - c} = \frac{\xi_{10}}{d_{10} - c} = \frac{\xi_{11}}{d_{11} - c}$$

$$\xi_1 = 0.003 \left( \frac{d_1}{c} - 1 \right); \xi_2 = 0.003 \left( \frac{d_2}{c} - 1 \right); \xi_3 = 0.003 \left( \frac{d_3}{c} - 1 \right); \xi_4 = 0.003 \left( \frac{d_4}{c} - 1 \right)$$

$$\xi_5 = 0.003 \left( \frac{d_5}{c} - 1 \right); \xi_6 = 0.003 \left( \frac{d_6}{c} - 1 \right); \xi_7 = 0.003 \left( \frac{d_7}{c} - 1 \right); \xi_8 = 0.003 \left( \frac{d_8}{c} - 1 \right)$$

$$\xi_9 = 0.003 \left( \frac{d_9}{c} - 1 \right); \xi_{10} = 0.003 \left( \frac{d_{10}}{c} - 1 \right); \xi_{11} = 0.003 \left( \frac{d_{11}}{c} - 1 \right)$$

$$\text{Si } \xi \leq \xi_y \quad f_s = \xi E_s$$

$$\text{Si } \xi > \xi_y \quad f_s = f_y$$

Si  $\xi$  es positivo será de tensión, si es negativo será de compresión.

Realizando varios cálculos se concluye que el eje neutro se encuentra a 25.013 cm, como se demuestra a continuación:

$$c = 25.013 \text{ cm} \quad a = 0.85 c = 21.26 \text{ cm}; \xi_c = 0.003 \quad \xi_y = f_y/E_s = 4200/2000000 = 0.0021$$

$$\xi_1 = 0.003 \left( \frac{3.27}{25.013} - 1 \right) = -0.0026 > \xi_y \therefore f_{s1} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\xi_2 = 0.003 \left( \frac{5.38}{25.013} - 1 \right) = -0.0024 > \xi_y \therefore f_{s2} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\xi_3 = 0.003 \left( \frac{11.49}{25.013} - 1 \right) = -0.0016 < \xi_y \therefore f_{s3} = 3244.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\xi_4 = 0.003 \left( \frac{21.00}{25.013} - 1 \right) = -0.00048 < \xi_y \therefore f_{s4} = 960.80 \text{ kg/cm}^2$$

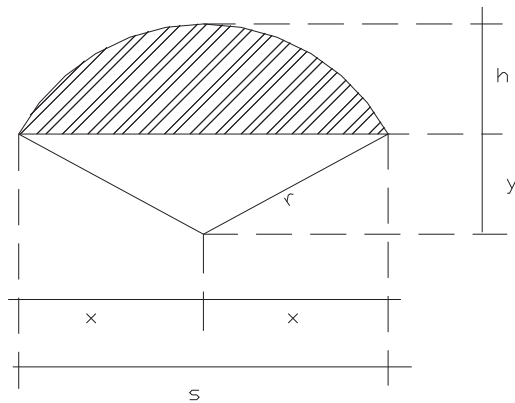
$$\xi_5 = 0.003 \left( \frac{33.00}{25.013} - 1 \right) = 0.00096 < \xi_y \therefore f_{s5} = 1916.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\xi_6 = 0.003 \left( \frac{46.30}{25.013} - 1 \right) = 0.0026 > \xi_y \therefore f_{s6} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s7} = f_{s8} = f_{s9} = f_{s10} = f_{s11} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de C y T

Fórmulas para calcular el área de un segmento circular :



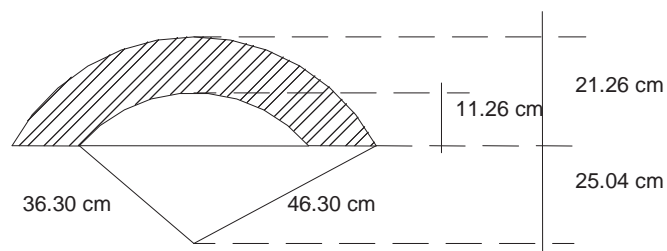
**Fig. 5.4 Área en un segmento circular**

$$A = \frac{h}{6s} (3h^2 + 4s^2)$$

$$s = 2x$$

$$h = a$$

$$x = \sqrt{r^2 - y^2}; y = r - h$$



**Fig. 5.5 Área de compresión en el concreto**

$$x_1 = \sqrt{46.30^2 - 25.04^2} = 38.95\text{cm}; s_1 = 2(38.95) = 77.89\text{cm}$$

$$A_1 = \frac{21.26}{6(77.89)} (3(21.26)^2 + 4(77.89)^2) = 1165.72\text{cm}^2$$

$$x_2 = \sqrt{36.30^2 - 25.04^2} = 26.28\text{cm}; s_2 = 2(26.28) = 52.56\text{cm}$$

$$A_2 = \frac{11.26}{6(52.56)} (3(11.26)^2 + 4(52.56)^2) = 408.20\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - A_2 = 1165.72 - 408.20 = 757.52\text{cm}^2$$

$$C_c = 0.85 f'_c A = 0.85(250)(757.52) = 160,973\text{kg}$$

Por el acero a compresión:

$$C_s = (3)(5.07)(4200) + (2)(5.07)(3244) + (2)(5.07)(960.80) - (7)(5.07)(0.85)(250) = 98,923.08\text{kg}$$

$$C = C_c + C_s = 160,973 + 98,923 = 259,896\text{kg}$$

$$T = (5.07)(1916.60)(2) + (5.07)(4200)(11) = 253,522\text{kg}$$

$$Pu = C - T = 259,896 - 253,522 = 6,374\text{kg}$$

$$P = 6,370\text{kg} \approx Pu = 6,374\text{kg} \therefore \text{correcto}$$

Cálculo del centroide del área a compresión:

$$\bar{y} = \frac{s^3}{12A}$$

$$\bar{y}_1 = \frac{77.89^3}{(12)(1165.72)} = 33.78\text{cm}$$

$$\bar{y}_2 = \frac{52.56^3}{(12)(408.20)} = 29.64\text{cm}$$

$$\bar{y} = \frac{A_1 \bar{y}_1 - A_2 \bar{y}_2}{A} = \frac{(1165.72)(33.78) - (408.20)(29.64)}{757.52} = 36.01\text{cm}$$

## CALCULO DEL MOMENTO ÚLTIMO RESISTENTE

$$\begin{aligned}
 Mu = & -(160973)(36.01) - (1)(5.07)(4200)(46.3 - 3.27) - (2)(5.07)(4200)(46.3 - 5.38) - \\
 & (2)(5.07)(3244)(46.3 - 11.49) - (2)(5.07)(961)(46.3 - 21) + (2)(5.07)(1917)(46.3 - 33) + \\
 & (2)(5.07)(4200)(46.3 - 46.3) + (2)(5.07)(4200)(46.3 - 59.6) + (2)(5.07)(4200)(46.3 - 71.6) + \\
 & (2)(5.07)(4200)(46.3 - 81.1) + (2)(5.07)(4200)(46.3 - 87.2) + (1)(5.07)(4200)(46.3 - 89.33)
 \end{aligned}$$

$$Mu = 15,368,442 \text{ kg.cm}$$

$$Mr = (0.8)(15,368,442) = 12,294,754 \text{ kg.cm}$$

Aplicando la ecuación:

$$\frac{M_{uz}}{M_r} + \frac{M_{ux}}{M_r} \leq 1.0$$

$$\frac{77.2}{122.9} + \frac{26.9}{122.9} = 0.85 \therefore \text{correcto}$$

Por lo tanto se acepta el armado propuesto de 20 varillas de 1" en disposición circular.

En el análisis sísmico, se utilizó un factor de ductilidad  $Q=2$ , el cual se revisará para saber si fue correcta esta suposición.

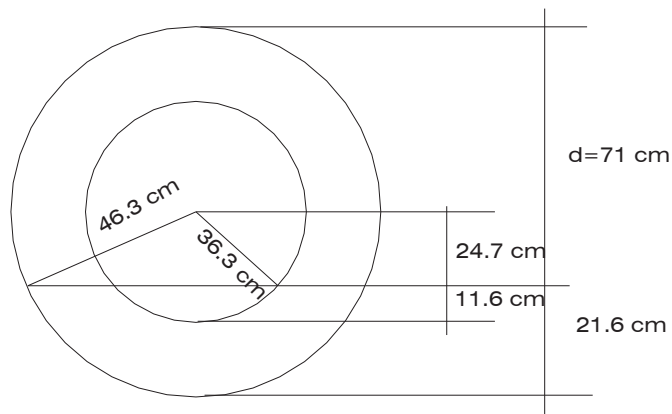
El momento resistente último de la sección de 122.9 Ton.m es equivalente a aplicar una carga en la punta del poste de:  $122.9/16 \text{ m} = 7.68 \text{ ton}$ . Aplicando esta carga en el poste modelado con anterioridad produce un desplazamiento en la punta de 41.7 cm, y la deformación máxima con la combinación de carga más desfavorable provoca un desplazamiento de 20 cm (Tabla 4.11). Calculando la relación entre desplazamientos resulta  $41.7 \text{ cm} / 20 \text{ cm} = 2.09$ , por lo que la suposición de  $Q = 2$  si fue correcta.

## CÁLCULO DEL CORTANTE RESISTENTE

Se calculará una  $d$  efectiva, de acuerdo a la disposición de las varillas. Una vez determinada, se encontrará el área de corte  $A_c$ .

$$\bar{d} = \frac{2d_6 + 2d_7 + 2d_8 + 2d_9 + 2d_{10} + d_{11}}{11}$$

$$\bar{d} = \frac{2(46.3) + 2(59.6) + 2(71.6) + 2(81.1) + 2(87.2) + 89.3}{11} = 71 \text{ cm}$$



**Fig. 5.6 Área de cortante resistente**

$$x_1 = \sqrt{36.3^2 - 24.7^2} = 26.6 \text{ cm}$$

$$S_1 = 2(126.6) = 53.2 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{11.6}{6(53.2)} [3(11.6)^2 + 4(53.2)^2] = 426.08 \text{ cm}^2$$

$$x_2 = \sqrt{46.3^2 - 24.7^2} = 39.16 \text{ cm}$$

$$S_2 = 2(39.16) = 78.32 \text{ cm}$$

$$A_2 = \frac{21.6}{6(78.32)} [3(21.6)^2 + 4(78.32)^2] = 1192.14 \text{ cm}^2$$

$$A_2 - A_1 = 1192.14 - 426.08 = 766.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{ce} = \pi 46.3^2 = 6,734.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{ci} = \pi 36.3^2 = 4139.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{ce} - A_{ci} = 2,594.95 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 2594.95 - 766.06 = 1828.89 \text{ cm}^2$$

$$Vc = 0.5 F_R A_c \sqrt{f^* c} = (0.5)(0.8)(1828.89)\sqrt{200} = 10,346 \text{ kg}$$

De el diagrama de cortante en esta sección se tiene un cortante de 7.10 Ton que es menor al cortante resistente de 10.3 Ton, por lo tanto cumple.

$$10,346 \text{ kg} > 7,100 \text{ kg} \therefore \text{Cumple}$$

Se colocará refuerzo mínimo por cortante con la siguiente separación:

Estribos del No. 2 @ 15 cm

A continuación se presenta la secuencia de cálculo para el diseño del poste en las secciones a 3 m, 6 m, 9 m, 12 m y 15 m.



**CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE DEL POSTE DE CONCRETO  
SECCION A 1.80 M DIAMETRO 0.926 M**

No. DE VARILLAS **20**  
 DIAMETRO VARILLAS (in) **1** 2.5400 cm 5.0670748 cm<sup>2</sup>  
 Angulo entre varillas 18  
 D **92.6**  
 R 43.03  
**CALCULO DE DISTANCIAS**  
 ρ = 0.0390533

d1 3.27  
 d2 5.376038104  
 d3 11.48799873  
 d4 21.00760059  
 d5 33.00299873  
 d6 46.3  
 d7 59.59700127  
 d8 71.59239941  
 d9 81.11200127  
 d10 87.2239619  
 d11 89.33

RESULTADO DE INTERACCION			
	si a<10 cm	si 10cm<a<D/2	si a > D/2
Pu	no aplica	6,373.82	no aplica
Mu	no aplica	15,368,441.50	no aplica

**CALCULO DE DEFORMACIONES, ESFUERZOS Y FUERZAS EN EL ACERO**

c = **25.013** cm a = 21.26105 cm

DEFORMACIONES		ESFUERZOS				FUERZAS		
		COMPRESION	fsi	TENSION	fsi	Fs (-)	Fs (+)	Fc
E1	-0.002607804	fs1 -0.0026078	-4200	0	0	-21281.71	0	1076.753
E2	-0.002355211	fs2 -0.00235521	-4200	0	0	-42563.43	0	2153.507
E3	-0.001622157	fs3 -0.00162216	-3244.313	0	0	-32878.36	0	2153.507
E4	-0.000480398	fs4 -0.0004804	-960.7962	0	0	-9736.853	0	2153.507
E5	0.000958302	fs5 0	0	0.000958302	1916.603062	0	19423.14	0
E6	0.002553112	fs6 0	0	0.002553112	4200	0	42563.43	0
E7	0.004147923	fs7 0	0	0.004147923	4200	0	42563.43	0
E8	0.005586623	fs8 0	0	0.005586623	4200	0	42563.43	0
E9	0.006728381	fs9 0	0	0.006728381	4200	0	42563.43	0
E10	0.007461435	fs10 0	0	0.007461435	4200	0	42563.43	0
E11	0.007714029	fs11 0	0	0.007714029	4200	0	21281.71	0
Suma						106460.35	253522	7537.274

**CALCULO DE FUERZA EN CONCRETO****CIRCULO EXTERIOR**

y1	25.03895	r1	46.3
x1	38.94535894		
s1	77.89071788		
A1	1165.718992		

**CIRCULO INTERIOR**

a2	11.26105	r2	36.3
x2	26.28195166		
s2	52.56390331		
A2	408.2002261		

Si a &lt; 10 cm

Ac	757.5187655	Ac	1165.718992
Cc	160972.7377	Cc	247715.2857
Por el acero a compresión			
Cs	98923.07735		

C=Cc+Cs	259895.815	C	346638.3631
T	253521.9975		

**CALCULO DE Pu**

<b>Pu = C-T</b>	6,373.82	<b>Pu</b>	93116.3656
-----------------	----------	-----------	------------

**CENTROIDE DEL AREA DE COMPRESION**

y1	33.78173895		
y2	29.648883		
y	36.0087897	y	35.669475

**CALCULO DE Mu**

CONCRETO	-5796433.458		-8835874.191
ACERO	-915752.1587	0	-915752.1587
	-1741864.116	0	-1741864.116
	-1144561.367	0	-1144561.367
	-246268.3712	0	-246268.3712
	0	258269.5454	0
	0	0	0
	0	-565965.9593	0
	0	-1076531.227	0
	0	-1481718.118	0
	0	-1741864.116	0
	0	-915752.1587	0

SUMA	-9,844,879.47	-5,523,562.03	-12,884,320.20
------	---------------	---------------	----------------

<b>Mu</b>	-15,368,441.50		-18,407,882.24
-----------	----------------	--	----------------

Si a &gt; D/2

**CIRCULO EXTERIOR**

y1	-25.03895	b	71.33895
x1	38.94535894		
s1	77.89071788		
A1	6035.01028		

**CIRCULO INTERIOR**

b2	61.33895		
x2	26.28195166		
s2	52.56390331		
A2	4344.763947		

Ac	904.7091993
Cc	192250.7048

C	291173.7822
---	-------------

Pu	37651.78472
----	-------------

**CENTROIDE AREA DE COMPRESION**

y1	6.525260578
y2	2.785578433
y	35.669475

	-6857481.71
	-915752.1587
	-1741864.116
	-1144561.367
	-246268.3712
0	258269.5454
0	0
0	-565965.9593
0	-1076531.227
0	-1481718.118
0	-1741864.116
0	-915752.1587

-10,905,927.72	-5,523,562.03
----------------	---------------

-16,429,489.76
----------------

**CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE DEL POSTE DE CONCRETO  
SECCION A 3.00 M DIAMETRO 0.876 M**

No. DE VARILLAS **20**  
DIAMETRO VARILLAS (in) **1**  
Angulo entre varillas **18**

2.5400 cm 5.067074791 cm<sup>2</sup>

D **87.6**

R 40.53

Ag = 2437.875899

As = 101.3414958

$\rho$  = 0.041569588

**CALCULO DE DISTANCIAS**

d1 3.27

d2 5.253679395

d3 11.01054122

d4 19.97706372

d5 31.27554122

d6 43.8

d7 56.32445878

d8 67.62293628

d9 76.58945878

d10 82.34632061

d11 84.33

RESULTADO DE INTERACCION			
	si a<10 cm	si 10cm<a<D/2	si a > D/2
Pu	no aplica	6,011.02	no aplica
Mu	no aplica	14,328,743.33	no aplica

**CALCULO DE DEFORMACIONES, ESFUERZOS Y FUERZAS EN EL ACERO**

c = **24.6643** cm

a = 20.964655 cm

DEFORMACIONES		ESFUERZOS				FUERZAS		
		COMPRESION	fsi	TENSION	fsi	Fs (-)	Fs (+)	Fc
E1	-0.002602259	fs1 -0.002602259	-4200	0	0	-21281.7141	0	1076.75339
E2	-0.002360978	fs2 -0.002360978	-4200	0	0	-42563.4282	0	2153.50679
E3	-0.001660752	fs3 -0.001660752	-3321.503253	0	0	-33660.6108	0	2153.50679
E4	-0.000570124	fs4 -0.000570124	-1140.247956	0	0	-11555.4433	0	2153.50679
E5	0.000804147	fs5 0	0	0.000804147	1608.294065	0	16298.6926	0
E6	0.002327538	fs6 0	0	0.002327538	4200	0	42563.4282	0
E7	0.003850929	fs7 0	0	0.003850929	4200	0	42563.4282	0
E8	0.0052252	fs8 0	0	0.0052252	4200	0	42563.4282	0
E9	0.006315828	fs9 0	0	0.006315828	4200	0	42563.4282	0
E10	0.007016054	fs10 0	0	0.007016054	4200	0	42563.4282	0
E11	0.007257336	fs11 0	0	0.007257336	4200	0	21281.7141	0
Suma						109061.197	250397.548	7537.27375

**CALCULO DE FUERZA EN CONCRETO****CIRCULO EXTERIOR**

y1	22.835345	r1	43.8
x1	37.37628953		
s1	74.75257905		
A1	1106.406789		

**CIRCULO INTERIOR**

a2	10.964655	r2	33.8
x2	24.91961113		
s2	49.83922225		
A2	377.5378857		

Si  $a < 10$  cm

Ac	728.8689036	Ac	1106.406789
Cc	154884.642	Cc	235111.4427
Por el acero a compresión			
Cs	101523.9228		

C=Cc+Cs	256408.5648	C	336635.3655
T	250397.548		

**CALCULO DE Pu**

<b>Pu = C-T</b>	6,011.02	<b>Pu</b>	86237.81751
-----------------	----------	-----------	-------------

**CENTROIDE DEL AREA DE COMPRESION**

y1	31.46172022		
y2	27.3257433		
y	33.6040643	y	33.3176725

**CALCULO DE Mu**

CONCRETO	-5204753.469		-7833366.05
ACERO	-862547.8734	0	-862547.8734
	-1640663.551	0	-1640663.551
	-1103713.211	0	-1103713.211
	-275284.5904	0	-275284.5904
	0	204132.304	0
	0	0	0
	0	-533083.9027	0
	0	-1013985.839	0
	0	-1395631.776	0
	0	-1640663.551	0
	0	-862547.8734	0

SUMA	-9,086,962.69	-5,241,780.64	-11,715,575.28
------	---------------	---------------	----------------

<b>Mu</b>	-14,328,743.33	-16,957,355.91
-----------	----------------	----------------

Si  $a > D/2$ **CIRCULO EXTERIOR**

y1	-22.835345	b	66.635345
x1	37.37628953		
s1	74.75257905		
A1	5299.830526		

**CIRCULO INTERIOR**

b2	56.635345		
x2	24.91961113		
s2	49.83922225		
A2	3704.248607		

Ac	842.2939806
Cc	178987.4709

C	280511.3936
---	-------------

Pu	30113.84568
----	-------------

**CENTROIDE AREA DE COMPRESION**

y1	6.568032823
y2	2.785046157
y	33.3176725

-5963445.936	
-862547.8734	0
-1640663.551	0
-1103713.211	0
-275284.5904	0
0	204132.304
0	0
0	-533083.9027
0	-1013985.839
0	-1395631.776
0	-1640663.551
0	-862547.8734

-9,845,655.16	-5,241,780.64
---------------	---------------

-15,087,435.80
----------------

**CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE DEL POSTE DE CONCRETO  
SECCION A 6.00 M DIAMETRO 0.75 M**

No. DE VARILLAS **20**  
DIAMETRO VARILLAS (in) **1**  
Angulo entre varillas **18**

2.5400 cm      5.067074791 cm<sup>2</sup>

D **75**  
R 34.23

Ag = 2042.035225

As = 101.3414958

$\rho$  = 0.049627692

**CALCULO DE DISTANCIAS**

d1 3.27  
d2 4.945335447  
d3 9.807348283  
d4 17.38011081  
d5 26.92234828  
d6 37.5  
d7 48.07765172  
d8 57.61988919  
d9 65.19265172  
d10 70.05466455  
d11 71.73

RESULTADO DE INTERACCION			
	si $a < 10$ cm	si $10 \text{ cm} < a < D/2$	si $a > D/2$
Pu	no aplica	4,414.57	no aplica
Mu	no aplica	11,677,793.05	no aplica

**CALCULO DE DEFORMACIONES, ESFUERZOS Y FUERZAS EN EL ACERO**

c = **23.187** cm

a = 19.70895 cm

**DEFORMACIONES**

**ESFUERZOS**

**FUERZAS**

		COMPRESION		TENSION					
		fsi		fsi		fsi	Fs (-)	Fs (+)	Fc
E1	-0.002576918	fs1	-0.002576918	-4200	0	0	-21281.7141	0	1076.75339
E2	-0.002360158	fs2	-0.002360158	-4200	0	0	-42563.4282	0	2153.50679
E3	-0.001731097	fs3	-0.001731097	-3462.194777	0	0	-35086.3998	0	2153.50679
E4	-0.000751312	fs4	-0.000751312	-1502.623673	0	0	-15227.8131	0	2153.50679
E5	0.00048329	fs5	0	0	0.00048329	966.579967	0	9795.46597	0
E6	0.001851857	fs6	0	0	0.001851857	3703.713288	0	37533.9845	0
E7	0.003220423	fs7	0	0	0.003220423	4200	0	42563.4282	0
E8	0.004455025	fs8	0	0	0.004455025	4200	0	42563.4282	0
E9	0.005434811	fs9	0	0	0.005434811	4200	0	42563.4282	0
E10	0.006063872	fs10	0	0	0.006063872	4200	0	42563.4282	0
E11	0.006280631	fs11	0	0	0.006280631	4200	0	21281.7141	0
Suma							114159.355	238864.878	7537.27375

**CALCULO DE FUERZA EN CONCRETO**

CIRCULO EXTERIOR				Si $a > D/2$ CIRCULO EXTERIOR			
y1	17.79105	r1	37.5	y1	-17.79105	b	55.29105
x1	33.01103664			x1	33.01103664		
s1	66.02207328			s1	66.02207328		
A1	925.462906			A1	3713.724142		
CIRCULO INTERIOR				CIRCULO INTERIOR			
a2	9.70895	r2	27.5	b2	45.29105		
x2	20.96970529			x2	20.96970529		
s2	41.93941058			s2	41.93941058		
A2	282.3694249			A2	2373.924813		
				Si $a < 10 \text{ cm}$			
Ac	643.0934811	Ac	925.462906	Ac	702.2358952		
Cc	136657.3647	Cc	196660.8675	Cc	149225.1277		
Por el acero a compresión							
Cs	106622.0814						
C=Cc+Cs	243279.4462	C	303282.949	C	255847.2092		
T	238864.8775						
<b>CALCULO DE Pu</b>							
Pu = C-T	4,414.57	Pu	64418.07143	Pu	16982.33164		
CENTROIDE DEL AREA DE COMPRESION				CENTROIDE AREA DE COMPRESION			
y1	25.91356788			y1	6.457681001		
y2	21.77048239			y2	2.589516972		
y	27.73271347	y	27.645525	y	27.645525		

**CALCULO DE Mu**

CONCRETO	-3789879.539		-5436792.93	-4125406.999	
ACERO	-728473.0744	0	-728473.0744	-728473.0744	0
	-1385638.129	0	-1385638.129	-1385638.129	0
	-971635.4485	0	-971635.4485	-971635.4485	0
	-306381.9116	0	-306381.9116	-306381.9116	0
	0	103613.0274	0	0	103613.0274
	0	0	0	0	0
	0	-450221.1199	0	0	-450221.1199
	0	-856371.4596	0	0	-856371.4596
	0	-1178694.194	0	0	-1178694.194
	0	-1385638.129	0	0	-1385638.129
	0	-728473.0744	0	0	-728473.0744
SUMA	-7,182,008.10	-4,495,784.95	-8,828,921.49	-7,517,535.56	-4,495,784.95
<b>Mu</b>	-11,677,793.05		-13,324,706.44		-12,013,320.51

**CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE DEL POSTE DE CONCRETO**  
**SECCION A 9.00 M DIAMETRO 0.626 M**

No. DE VARILLAS **16**  
 DIAMETRO VARILLAS (in) **6/8**  
 Angulo entre varillas 22.5

1.9050 cm

2.85022957 cm<sup>2</sup>D **62.6**

R 28.3475

Ag = 1652.477736

As = 45.60367312

 $\rho$  = 0.027597148**CALCULO DE DISTANCIAS**

d1 2.9525

d2 5.110324952

d3 11.25529052

d4 20.4518814

d5 31.3

d6 42.1481186

d7 51.34470948

d8 57.48967505

d9 59.6475

RESULTADO DE INTERACCION			
	si $a < 10$ cm	si $10\text{cm} < a < D/2$	si $a > D/2$
Pu	no aplica	3,075.87	no aplica
Mu	no aplica	5,255,227.88	no aplica

**CALCULO DE DEFORMACIONES, ESFUERZOS Y FUERZAS EN EL ACERO**c = **15.76** cm

a = 13.396 cm

DEFORMACIONES		ESFUERZOS				FUERZAS		
		COMPRESION	fsi	TENSION	fsi	Fs (-)	Fs (+)	Fc
E1	-0.002437976	fs1 -0.002437976	-4200	0	0	-11970.9642	0	605.673784
E2	-0.002027222	fs2 -0.002027222	-4054.444815	0	0	-23112.197	0	1211.34757
E3	-0.000857495	fs3 -0.000857495	-1714.990919	0	0	-9776.23566	0	1211.34757
E4	0.000893125	fs4 0	0	0.000893125	1786.249264	0	10182.4409	0
E5	0.002958122	fs5 0	0	0.002958122	4200	0	23941.9284	0
E6	0.005023119	fs6 0	0	0.005023119	4200	0	23941.9284	0
E7	0.006773739	fs7 0	0	0.006773739	4200	0	23941.9284	0
E8	0.007943466	fs8 0	0	0.007943466	4200	0	23941.9284	0
E9	0.00835422	fs9 0	0	0.00835422	4200	0	23941.9284	0

Suma 44859.3969 129892.083 3028.36892

**CALCULO DE FUERZA EN CONCRETO****CIRCULO EXTERIOR**

y1	17.904	r1	31.3
x1	25.67365934		
s1	51.34731868		
A1	481.9745065		

**CIRCULO INTERIOR**

a2	3.396	r2	21.3
x2	11.53849141		
s2	23.07698282		
A2	53.09487151		

Si a &lt; 10 cm

Ac	428.879635	Ac	481.9745065
Cc	91136.92244	Cc	102419.5826

Por el acero a compresión

Cs 41831.02794

C=Cc+Cs	132967.9504	C	144250.6106
T	129892.0829		

**CALCULO DE Pu**

<b>Pu = C-T</b>	3,075.87	<b>Pu</b>	14358.52769
-----------------	----------	-----------	-------------

**CENTROIDE DEL AREA DE COMPRESION**

y1	23.40712081		
y2	19.28871339		
y	23.91697554	y	24.602

**CALCULO DE Mu**

CONCRETO	-2179719.545		-2519726.572
ACERO	-339346.9075	0	-339346.9075
	-605300.9292	0	-605300.9292
	-195961.8036	0	-195961.8036

0	110460.327	0	0
0	0	0	0
0	-259724.8786	0	0
0	-479908.9989	0	0
0	-627031.3245	0	0
0	-678693.815	0	0
0	0	0	0
0	0	0	0

SUMA	-3,320,329.19	-1,934,898.69	-3,660,336.21
------	---------------	---------------	---------------

<b>Mu</b>	-5,255,227.88	-5,595,234.90	
-----------	---------------	---------------	--

Si a &gt; D/2

**CIRCULO EXTERIOR**

y1	-17.904	b	49.204
x1	25.67365934		
s1	51.34731868		
A1	2844.316892		

**CIRCULO INTERIOR**

b2	39.204		
x2	11.53849141		
s2	23.07698282		
A2	1908.655784		

Ac	716.8166278
Cc	152323.5334

C	194154.5614
---	-------------

Pu	64262.47847
----	-------------

**CENTROIDE AREA DE COMPRESION**

y1	3.966377844
y2	0.536572266
y	24.602

-3747463.569	
-339346.9075	0
-605300.9292	0
-195961.8036	0
0	110460.327
0	0
0	-259724.8786
0	-479908.9989
0	-627031.3245
0	-678693.815
0	0
0	0

-4,888,073.21	-1,934,898.69
---------------	---------------

-6,822,971.90
---------------



**CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE DEL POSTE DE CONCRETO  
SECCION A 12.00 M DIAMETRO 0.50 M**

No. DE VARILLAS **12**  
DIAMETRO VARILLAS (in) **6/8**  
Angulo entre varillas 30

1.9050 cm 2.85022957 cm<sup>2</sup>

D **50**  
R 22.0475

Ag = 1256.637061  
As = 34.20275484  
 $\rho$  = 0.027217688

**CALCULO DE DISTANCIAS**

d1 2.9525  
d2 5.90630491  
d3 13.97625  
d4 25  
d5 36.02375  
d6 44.09369509  
d7 47.0475

RESULTADO DE INTERACCION			
	si $a < 10$ cm	si $10 \text{ cm} < a < D/2$	si $a > D/2$
Pu	no aplica	2,020.08	no aplica
Mu	no aplica	3,147,186.50	no aplica

**CALCULO DE DEFORMACIONES, ESFUERZOS Y FUERZAS EN EL ACERO**

c = **13.518** cm

a = 11.4903 cm

DEFORMACIONES		ESFUERZOS				FUERZAS		
		COMPRESION	fsi	TENSION	fsi	Fs (-)	Fs (+)	Fc
E1	-0.002344763	fs1 -0.002344763	-4200	0	0	-11970.9642	0	605.673784
E2	-0.001689235	fs2 -0.001689235	-3378.470968	0	0	-19258.8357	0	1211.34757
E3	0.000101698	fs3 0	0	0.000101698	203.3954727	0	1159.44758	0
E4	0.002548158	fs4 0	0	0.002548158	4200	0	23941.9284	0
E5	0.004994618	fs5 0	0	0.004994618	4200	0	23941.9284	0
E6	0.006785552	fs6 0	0	0.006785552	4200	0	23941.9284	0
E7	0.007441079	fs7 0	0	0.007441079	4200	0	23941.9284	0

Suma 31229.7999 96927.1611 1817.02135

**CALCULO DE FUERZA EN CONCRETO****CIRCULO EXTERIOR**

y1	13.5097	r1	25
x1	21.03539888		
s1	42.07079775		
A1	340.3002116		

**CIRCULO INTERIOR**

a2	1.4903	r2	15
x2	6.518282436		
s2	13.03656487		
A2	13.07921036		

Si  $a < 10$  cm

Ac	327.2210012	Ac	340.3002116
Cc	69534.46276	Cc	72313.79496
Por el acero a compresión			
Cs	29412.77855		

C=Cc+Cs	98947.24131	C	101726.5735
T	96927.16113		

**CALCULO DE Pu**

<b>Pu = C-T</b>	2,020.08	<b>Pu</b>	4799.412377
-----------------	----------	-----------	-------------

**CENTROIDE DEL AREA DE COMPRESION**

y1	18.23470647		
y2	14.11649047		
y	18.39931391	y	19.25485

**CALCULO DE Mu**

CONCRETO	-1279386.408		-1392391.275
ACERO	-263929.8331	0	-263929.8331
	-367722.3368	0	-367722.3368
	0	12781.46028	0
	0	0	0
	0	-263929.8331	0
	0	-457139.8805	0
	0	-527859.6661	0
	0	0	0
	0	0	0
	0	0	0
	0	0	0

SUMA	-1,911,038.58	-1,236,147.92	-2,024,043.44
------	---------------	---------------	---------------

<b>Mu</b>	-3,147,186.50		-3,260,191.36
-----------	---------------	--	---------------

Si  $a > D/2$ **CIRCULO EXTERIOR**

y1	-13.5097	b	38.5097
x1	21.03539888		
s1	42.07079775		
A1	1758.823291		

**CIRCULO INTERIOR**

b2	28.5097		
x2	6.518282436		
s2	13.03656487		
A2	1136.539601		

Ac	634.3533709
Cc	134800.0913

C	164212.8699
---	-------------

Pu	67285.70873
----	-------------

**CENTROIDE AREA DE COMPRESION**

y1	3.528082952
y2	0.162451487
y	19.25485

-2595555.538	
-263929.8331	0
-367722.3368	0
0	12781.46028
0	0
0	-263929.8331
0	-457139.8805
0	-527859.6661
0	0
0	0
0	0
0	0

-3,227,207.71	-1,236,147.92
---------------	---------------

-4,463,355.63	
---------------	--

**CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE DEL POSTE DE CONCRETO  
SECCION A 15.00 M DIAMETRO 0.376 M**

No. DE VARILLAS **8**  
 DIAMETRO VARILLAS (in) **6/8**  
 Angulo entre varillas 45  
 D **37.6**  
 R 15.8475

1.9050 cm 2.85022957 cm<sup>2</sup>

Ag = 867.0795724  
 As = 22.80183656  
 ρ = 0.026297283

**CALCULO DE DISTANCIAS**

d1 2.9525  
 d2 7.594125285  
 d3 18.8  
 d4 30.00587471  
 d5 34.6475

RESULTADO DE INTERACCION			
	si a<10 cm	si 10cm<a<D/2	si a > D/2
Pu	1,256.23	no aplica	no aplica
Mu	1,647,531.76	no aplica	no aplica

**CALCULO DE DEFORMACIONES, ESFUERZOS Y FUERZAS EN EL ACERO**

c = **11.531** cm

a = 9.80135 cm

**DEFORMACIONES**

**ESFUERZOS**

**FUERZAS**

		COMPRESION		fsi		TENSION		fsi		Fs (-)	Fs (+)	Fc
E1	-0.002231853	fs1	-0.002231853	-4200	0			0	-11970.9642	0	605.673784	
E2	-0.00102425	fs2	-0.00102425	-2048.499548	0			0	-11677.388	0	1211.34757	
E3	0.001891163	fs3	0	0	0.001891163	3782.325904		0	21560.9943	0		
E4	0.004806576	fs4	0	0	0.004806576	4200		0	23941.9284	0		
E5	0.006014179	fs5	0	0	0.006014179	4200		0	23941.9284	0		

Suma 23648.3522 69444.851 1817.02135

**CALCULO DE FUERZA EN CONCRETO****CIRCULO EXTERIOR**

y1	8.99865	r1	18.8
x1	16.50649261		
s1	33.01298521		
A1	229.975316		

**CIRCULO INTERIOR**

a2	-0.19865	r2	8.8
x2			
s2			
A2			

Si  $a < 10$  cm

Ac		Ac	229.975316
Cc	0	Cc	48869.75464
Por el acero a compresión			
Cs	21831.33081		

C=Cc+Cs	21831.33081	C	70701.08545
T	69444.85104		

**CALCULO DE Pu**

Pu = C-T	-47,613.52	Pu	1256.23441
----------	------------	----	------------

**CENTROIDE DEL AREA DE COMPRESION**

y1	13.03742797		
y2			
y		y	13.899325

**CALCULO DE Mu**

CONCRETO	0		-679256.6024
ACERO	-189709.8551	0	-189709.8551
	-130855.3466	0	-130855.3466
	0	0	0
	0	-268290.2499	0
	0	-379419.7101	0
	0	0	0
	0	0	0
	0	0	0
	0	0	0
	0	0	0
	0	0	0
	0	0	0

SUMA	-647,709.96		-999,821.80
------	-------------	--	-------------

Mu	-647,709.96		-1,647,531.76
----	-------------	--	---------------

Si  $a > D/2$ **CIRCULO EXTERIOR**

y1	-8.99865	b	27.79865
x1	16.50649261		
s1	33.01298521		
A1	937.1650774		

**CIRCULO INTERIOR**

b2	17.79865		
x2			
s2			
A2			

Ac

Cc

C

Pu

**CENTROIDE AREA DE COMPRESION**

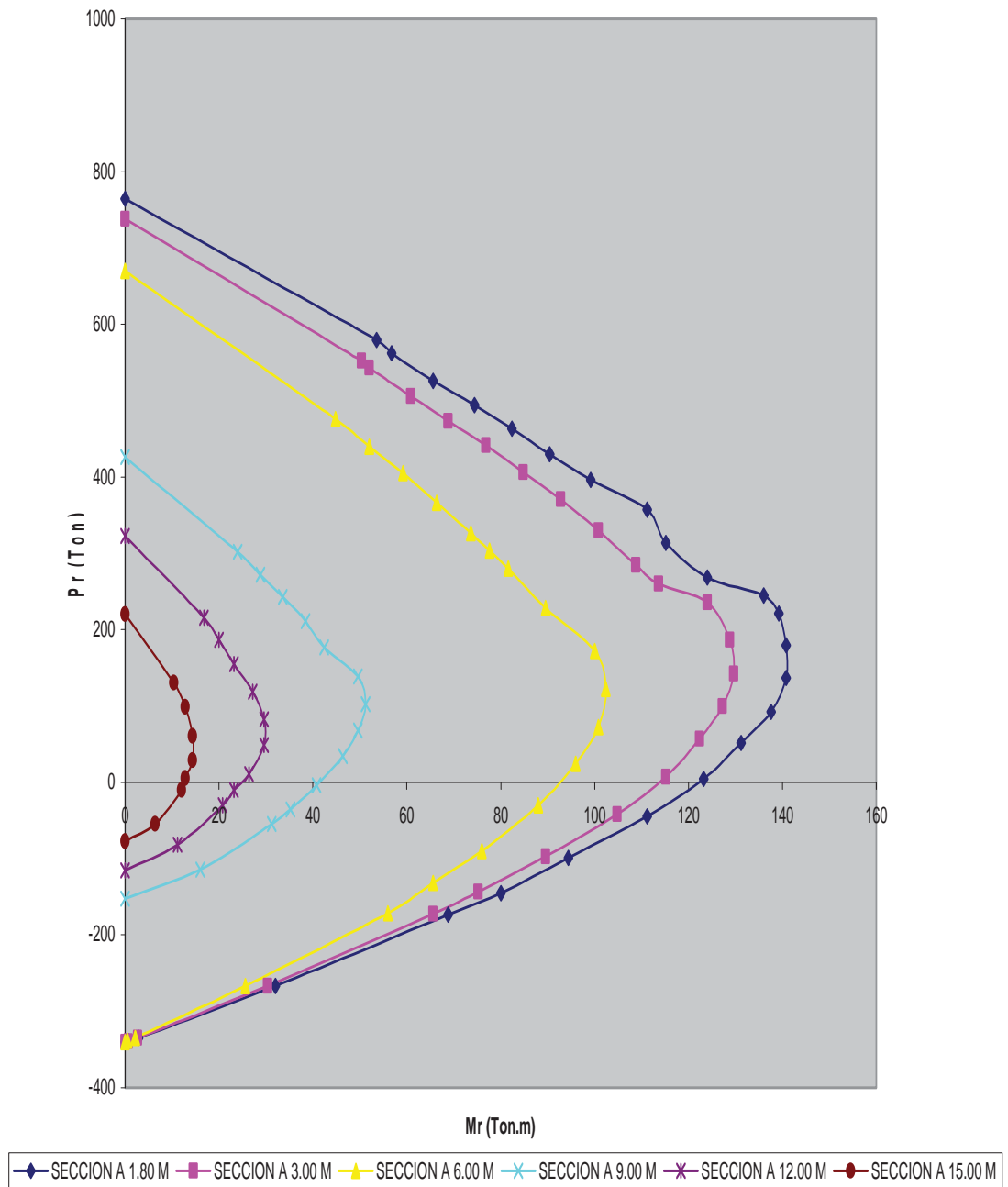
y1	3.199315348		
y2			
y		y	13.899325

0			
-189709.8551	0		
-130855.3466	0		
0	0		
0	-268290.2499		
0	-379419.7101		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		

-320,565.20	-647,709.96
-------------	-------------

-968,275.16

## DIAGRAMA DE INTERACCION POSTE DE CONCRETO DE 18 M

Fig. 5.7 Gráfica de interacción  $M_r$  vs  $P_r$

DIAGRAMAS DE INTERACCION POSTE DE CONCRETO DE 18 M CON 1.0 M DE DIAMETRO EN LA BASE																							
SECCION A 1.80 M				SECCION A 3.00 M				SECCION A 6.00 M				SECCION A 9.00 M				SECCION A 12.00 M				SECCION A 15.00 M			
Pr	Mr			Pr	Mr			Pr	Mr			Pr	Mr			Pr	Mr			Pr	Mr		
-340	0			-340	0			-340	0			-152.8	0			-115.2	0			-76.8	0		
-339.2	0.784			-339.2	0.72			-338.4	0.56			-114.4	16			-81.6	11.2			-54.4	6.4		
-334.4	2.88			-334.4	2.64			-334.4	2.16			-54.4	31.2			-30.4	20.8			-10.4	12		
-266.4	32			-266.4	30.4			-266.4	25.6			-35.2	35.2			-10.4	23.2			5.6	12.8		
-173.6	68.8			-172.8	65.6			-171.2	56			-4	40.8			11.2	26.4			28.8	14.4		
-145.6	80			-143.2	75.2			-132	65.6			34.4	46.4			48.8	29.6			60.8	14.4		
-99.2	94.4			-96.8	89.6			-89.6	76			68	49.6			82.4	29.6			98.4	12.8		
-44.8	111.2			-41.6	104.8			-30.4	88			102.4	51.2			118.4	27.2			130.4	10.4		
4.8	123.2			7.2	115.2			24	96			138.4	49.6			155.2	23.2			220	0		
51.2	131.2			56.8	122.4			72.8	100.8			176.8	42.4			186.4	20			0	0		
92	137.6			100	127.2			122.4	102.4			211.2	38.4			216	16.8			0	0		
136.8	140.8			142.4	129.6			172	100			243.2	33.6			322.4	0			0	0		
179.2	140.8			186.4	128.8			228	89.6			272	28.8			0	0			0	0		
220.8	139.2			236	124			280	81.6			301.6	24			0	0			0	0		
244.8	136			260	113.6			304	77.6			426.4	0			0	0			0	0		
268	124			284.8	108.8			326.4	73.6			0	0			0	0			0	0		
313.6	115.2			329.6	100.8			366.4	66.4			0	0			0	0			0	0		
356.8	111.2			370.4	92.8			404.8	59.2			0	0			0	0			0	0		
396	99.2			406.4	84.8			440	52			0	0			0	0			0	0		
429.6	90.4			441.6	76.8			476	44.8			0	0			0	0			0	0		
463.2	82.4			473.6	68.8			669.6	0			0	0			0	0			0	0		
494.4	74.4			505.6	60.8			0	0			0	0			0	0			0	0		
525.6	65.6			543.2	52			0	0			0	0			0	0			0	0		
561.6	56.8			552	50.4			0	0			0	0			0	0			0	0		
579.2	53.6			737.6	0			0	0			0	0			0	0			0	0		
764	0			0	0			0	0			0	0			0	0			0	0		

Tabla 5.1 Valores del diagrama de interacción

SECCION	ARMADO	Mr (Ton.m)	Muz (Ton.m)	Mux (Ton.m)	$\frac{Muz}{Mr} + \frac{Mux}{Mr}$
1.80	20 var 1"	122.96	77.20	26.90	0.85
3.00	20 var 1"	114.64	68.70	23.70	0.81
6.00	20 var 1"	93.44	48.10	16.10	0.69
9.00	16 var 3/4"	42.08	29.60	9.70	0.93
12.00	12 var 3/4"	25.20	14.10	4.70	0.75
15.00	8 var 3/4"	13.20	4.30	1.50	0.44

**Tabla 5.2 Resultados de la ecuación de interacción**

Como se puede observar en la tabla anterior, los resultados de aplicar la ecuación de interacción son menores que 1, por lo que se consideran correctos los armados propuestos.

Hasta aquí se diseñó el poste para las cargas de trabajo más las accidentales, otro aspecto a revisar son los elementos mecánicos producidos por las maniobras de transporte y montado del poste.

El momento máximo por estas cargas se calcula con la siguiente ecuación:

$$M_{\max} = 0.5W_p l_p^2 (0.296)^2 \quad \text{Ec. (5.1)}$$

Donde:

$W_p$  = Peso propio del poste por unidad de longitud (KN/m)

$L_p$  = Longitud del poste (m)

Revisando la sección superior del poste:

$$W_p = 2.83 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = (0.5)(2.83)(9)^2(0.296)^2 = 10 \text{ KN.m} = 1.02 \text{ Ton.m} < Mr = 13.20 \text{ Ton.m}$$

Revisando la sección inferior del poste

$$W_p = 6.54 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = (0.5)(6.54)(9)^2(0.296)^2 = 23.2 \text{ KN.m} = 2.4 \text{ Ton.m} < Mr = 42.08 \text{ Ton.m}$$

Por lo tanto cumple el diseño propuesto.

Para garantizar el anclaje de las varillas se calculará la longitud de desarrollo necesaria mediante la siguiente ecuación:

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y \quad \text{Ec. (5.2)}$$

Para las varillas de 1"

$$0.06 \frac{5.067(4200)}{\sqrt{250}} = 80.75 \text{ cm} \quad \text{Rige}$$

$$0.006(2.54)(4200) = 64 \text{ cm}$$

$$80.75 (1.33) = 107 \text{ cm}$$

Para las varillas de ¾"

$$0.06 \frac{2.85(4200)}{\sqrt{250}} = 45 \text{ cm}$$

$$0.006(1.905)(4200) = 48 \text{ cm} \quad \text{Rige}$$

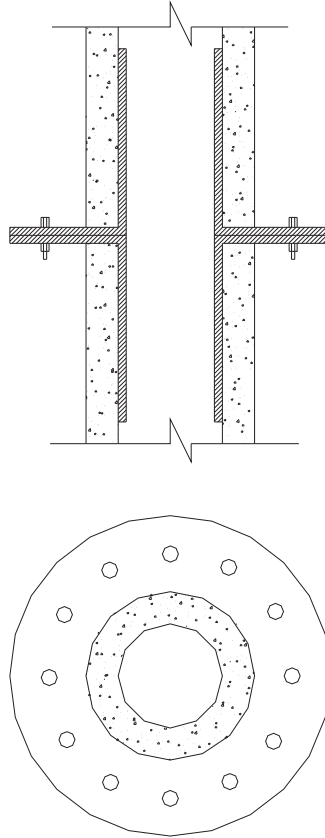
$$48 (1.33) = 64 \text{ cm}$$

Estas son las longitudes mínimas de anclaje de las varillas, en este caso se tomarán longitudes de anclaje mayores a 1.20 m en varillas de 1" y 1.0 m en varillas de ¾".



## 5.2. DISEÑO DE CONEXIÓN

Como se mencionó anteriormente una de las desventajas de los postes de concreto es su dificultad de montaje por su mayor peso, en comparación con los postes de madera o acero. Esto se resolverá dividiendo el poste en 2 módulos de 9 m cada uno, proponiendo una conexión como la que se muestra en la siguiente figura:



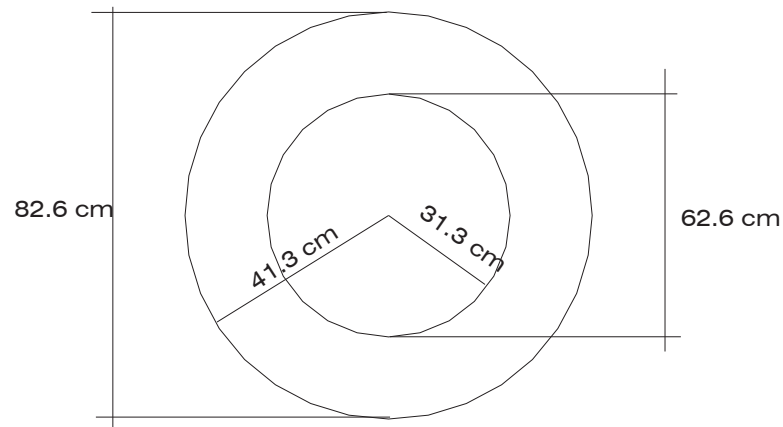
**Fig. 5.8 Conexión propuesta**

Los elementos mecánicos en la conexión son:

$$M = 29.6 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$V = 5.6 \text{ Ton}$$

$$N = 3.07 \text{ Ton}$$



**Fig. 5.9 Geometría de la conexión**

Cálculo de esfuerzos en la sección:

$$\sigma_n = \frac{N}{A} = \frac{3070}{\pi(41.3^2 - 31.3^2)} = 1.35 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M \cdot r}{I_z} = \frac{(29.6 \times 10^5) r}{\frac{\pi}{4}(41.3^4 - 31.3^4)} = 1.93 r$$

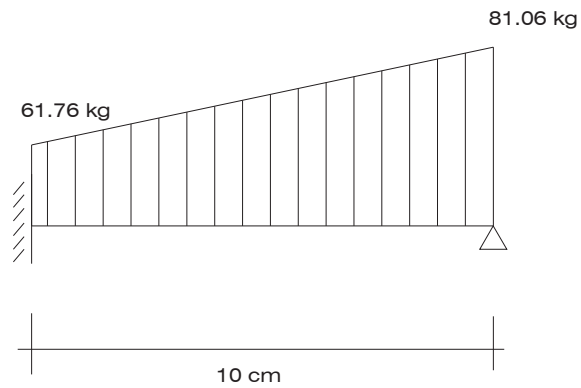
$$\sigma_{b2} = 1.35 + 1.93(41.3) = 81.06 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{b1} = 1.35 + 1.93(31.3) = 61.76 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

El esfuerzo permisible de aplastamiento del concreto por el acero es:

$$0.35 f'_c = 0.35(250) = 87.5 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$87.5 \text{ kg/cm}^2 > 81.06 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{Cumple}$$



**Fig. 5.10 Esfuerzos en la placa**

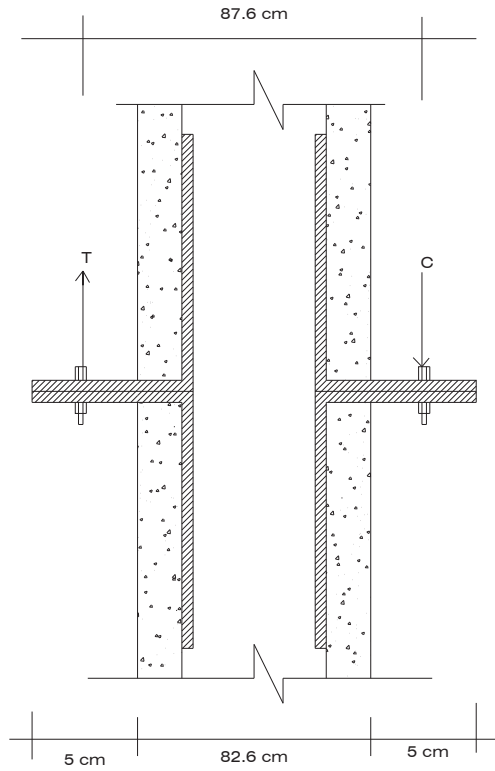
$$M = \frac{w_1 l^2}{8} + \frac{w_2 l^2}{15} = \frac{61.76(10)^2}{8} + \frac{19.3(10)^2}{15} = 900 \text{ kg.cm}$$

$$V = \frac{5w_1 l}{8} + 0.8 \left( \frac{w_2 l}{2} \right) = 463.2 \text{ kg}$$

Espesor de la placa:

$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = \sqrt{\frac{6(900)}{0.6(2530)}} = 1.89 \text{ cm}$$

Acción de los tornillos sobre la placa de conexión:



**Fig. 5.11 Fuerzas en los tornillos**

$$T = C = \frac{M}{d} = \frac{2,960,000}{87.6} = 33,790 \text{ kg}$$

Proponiendo 12 tornillos

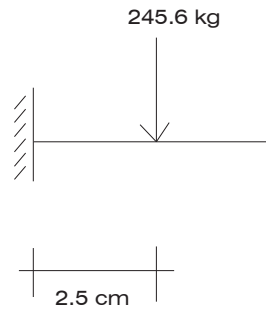
$$\text{Fuerza en tornillo} = 33,790 / 6 = 5,632 \text{ kg}$$

Separación entre tornillos:

$$\text{Perímetro} = \pi (87.6) = 275.20 \text{ cm}$$

$$\text{Separación} = 275.20 / 12 = 22.93 \text{ cm}$$

$$\text{Fuerza en la placa / cm} = 5632 \text{ kg} / 22.93 \text{ cm} = 245.6 \text{ kg}$$



**Fig. 5.12 Fuerza en la placa**

$$M = (245.6)(2.5) = 614 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$V = 245.6 \text{ kg}$$

$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = \sqrt{\frac{6(614)}{0.6(2530)}} = 1.56 \text{ cm}$$

Rige el espesor de 1.89 cm

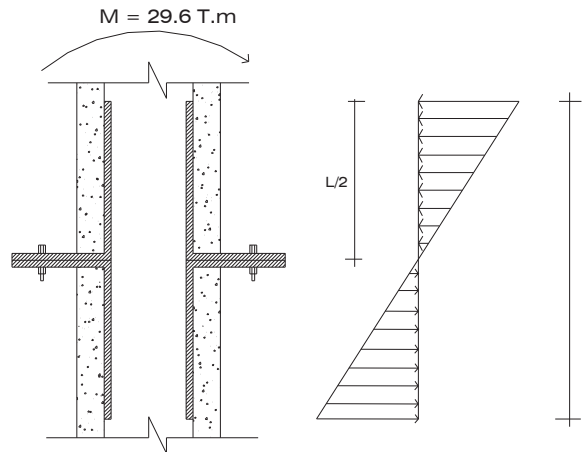
SE USARÁN 2 PLACAS DE 3/8" DE ESPESOR ACERO A 36

Cortante resistente:

$$V_r = (0.4)(2530)(1)(1.905) = 1928 \text{ kg}$$

$$V_r = 1928 \text{ kg} > V = 463.2 \text{ kg} \quad \text{Por lo tanto, cumple.}$$

Revisión de la placa en el interior del poste:



**Fig. 5.13 Esfuerzos en el interior del poste**

Esfuerzo permisible  $f_{bc} = 0.35 f'_c = 0.35(250) = 87.5 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{M}{f_{bc}} = \frac{29.6 \times 10^5}{87.5} = 33828.57 \text{ cm}^3 \quad (1)$$

$$S = \frac{I_x}{y_{\max}} = \frac{\frac{62.6L^3}{12}}{\frac{L}{2}} = 10.43L^2 \quad (2)$$

Igualando (1) y (2)

$$L = \sqrt{\frac{33828.57}{10.43}} = 56.95 \text{ cm}$$

Se considerará  $L = 60 \text{ cm}$ ;  $L/2 = 30 \text{ cm}$

Diseño de tornillo A325

$T = 5632 \text{ kg}$

$$A_{\text{req}} = \frac{5632 \text{ kg}}{3090 \text{ kg/cm}^2} = 1.82 \text{ cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4(1.82)}{\pi}} = 1.52cm$$

Se usará tornillo de  $\frac{3}{4}$ " de diámetro.

Cortante:

$$V = \frac{5600kg}{12tor} = 467kg / tor$$

$$V_r = (1480kg / cm^2)(2.85cm^2) = 4218kg$$

$$V_r = 4218kg > V = 467kg \therefore Cumple$$

Aplastamiento

$$A_r = (4896kg / cm^2)(1.905cm)(0.95cm) = 8861kg$$

$$8861kg > 4218kg \therefore Cumple$$

Se usarán 12 Tornillos A325 de  $\frac{3}{4}$ " de diámetro.

### 5.3. CIMENTACIÓN DEL POSTE

La función de la cimentación del poste es distribuir la carga total sobre un área suficiente del suelo para mantener la presión dentro de los límites permisibles para el tipo de suelo encontrado.

Un diseño adecuado evitará que el poste se salga del suelo, lo que puede suceder en terrenos arenosos o que tienen un nivel freático muy alto.

Algún movimiento del poste en la tierra no afecta la continuidad del servicio pero si afecta la apariencia de la línea e involucra la inconveniencia de enderezar y volver a compactar el suelo alrededor del poste.

La resistencia lateral se producirá por oposición de presiones de suelo sobre la parte enterrada del poste, como se ilustra en la siguiente figura.

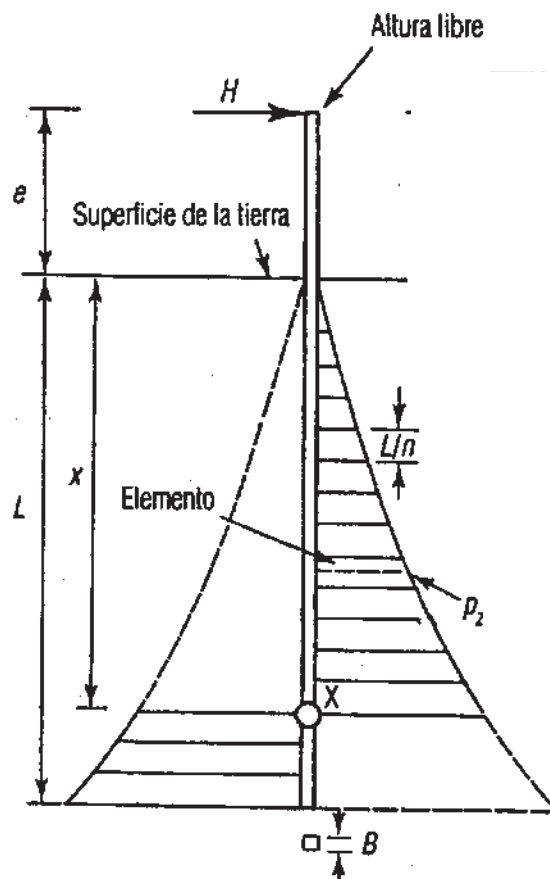


Fig. 5.14 Presiones del suelo



De acuerdo a la teoría de Rankine la presión horizontal en un elemento de suelo es directamente proporcional a la presión vertical es decir:

$$p_h = K_o \gamma z \quad \text{Ec. (5.3)}$$

La constante de proporcionalidad  $K_o$  se denomina coeficiente de presión de tierra en reposo. Si se lleva a la falla al elemento de suelo aumentando la presión horizontal hasta llegar a un valor  $K_p \gamma z$ , el valor de  $K_p$  recibe el nombre de coeficiente de presión pasiva de tierras. Se tiene un coeficiente de presión pasiva friccionante y un coeficiente de presión pasiva cohesivo.

Se empleará el método de Brinch Hansen para calcular la profundidad de empotramiento del poste. El método es aplicable a suelos cohesivo-friccionantes.

La resistencia a la rotación se determina de la siguiente forma:

- 1) Se propone una longitud de empotramiento
- 2) La resistencia pasiva se obtiene con:

$$P_z = P_{oz} K_{qz} + c K_{cz} \quad \text{Ec. (5.4)}$$

Donde:

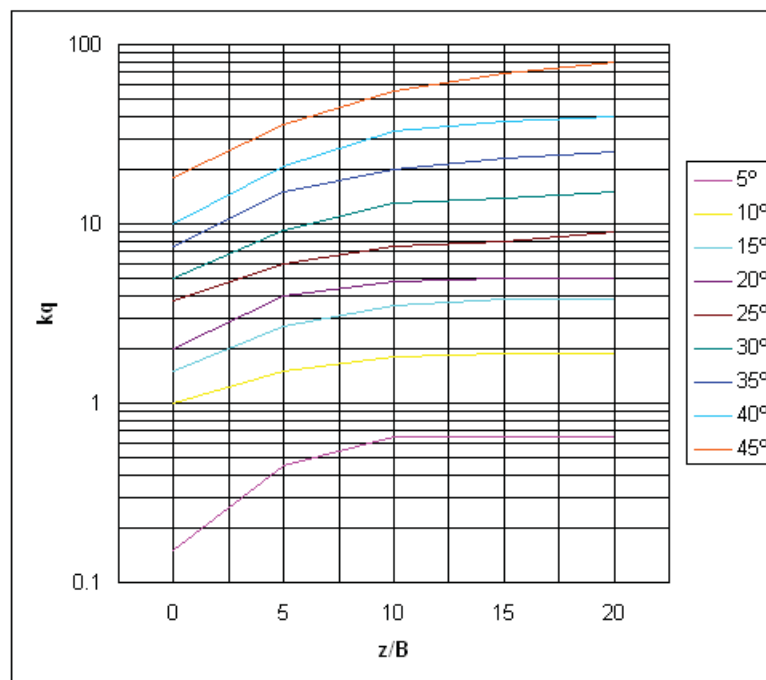
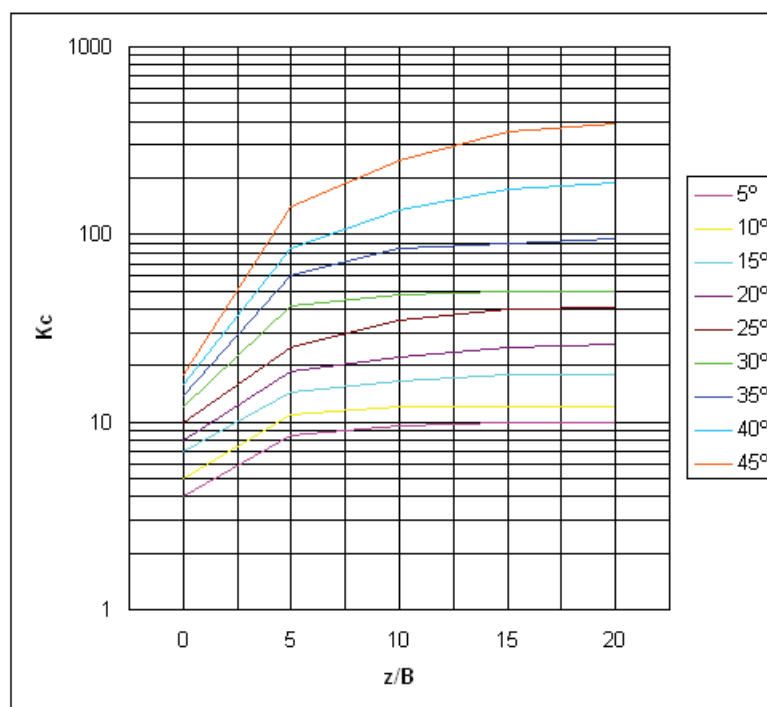
$P_{oz}$  = presión efectiva de sobrecarga a una profundidad  $z$

$c$  = cohesión del suelo

$K_{qz}$  = coeficiente de resistencia pasiva para la componente de fricción del suelo a una profundidad  $z$

$K_{cz}$  = coeficiente de resistencia pasiva para la componente de cohesión del suelo a una profundidad  $z$ .

Los coeficientes  $K_{qz}$  de fricción y  $K_{cz}$  de cohesión se obtienen de las siguientes gráficas, que están en función del ángulo de fricción interna del suelo y de la relación profundidad/ancho del poste.

Fig. 5.15 Gráfica  $z/B$  vs  $K_q$ Fig. 5.16 Gráfica  $z/B$  vs  $K_c$

- 3) Se obtienen los momentos de resistencia del suelo, utilizando los diagramas de resistencia pasiva y proponiendo un punto de fijación con la siguiente ecuación:

$$\sum M = \sum_{z=0}^{z=x} P_z \frac{L}{n} (e + z) B - \sum_{z=x}^{z=L} P_z \frac{L}{n} (e + z) B \quad \text{Ec. (5.5)}$$

- 4) Se realizan dos cálculos del paso anterior y por interpolación se encuentra el punto de fijación.
- 5) Se obtienen los momentos de resistencia del suelo a partir del punto de fijación obtenido anteriormente.
- 6) El momento resistente del suelo debe ser mayor o igual al momento actuante del poste.

A continuación se presenta el cálculo del momento resistente del suelo cohesivo-friccionante con las siguientes características:

$c = 5 \text{ Ton/m}^2$

$\phi = 30^\circ$

$\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3$

$e = 16 \text{ m}$  (altura de la superficie del suelo a la punta del poste)

$L = 2 \text{ m}$  (longitud de empotramiento)

$B =$  ancho del poste (variable)

$K_{qz}$  y  $K_{cz} =$  coeficientes de presión (se obtienen de gráficas)

## CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE DEL SUELO

## CARACTERISTICAS DEL SUELO

$$c = 3 \text{ T/m}^2$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$$

$$e = 16 \text{ m}$$

$$L = 2 \text{ m}$$

PARA Z = 1.1

Z	B	Z/B	Kq	Poz	c	Kc	Pz	L/n	e+Z	M
0.50	0.98	0.51	6.00	0.85	5.00	12.00	65.10	0.50	16.50	526.33
1.00	0.96	1.04	6.50	1.70	5.00	15.00	86.05	0.50	17.00	700.71
1.50	0.94	1.60	7.00	2.55	5.00	18.00	107.85	0.50	17.50	-885.18
2.00	0.92	2.18	7.50	3.40	5.00	20.00	125.50	0.50	18.00	-1,034.62

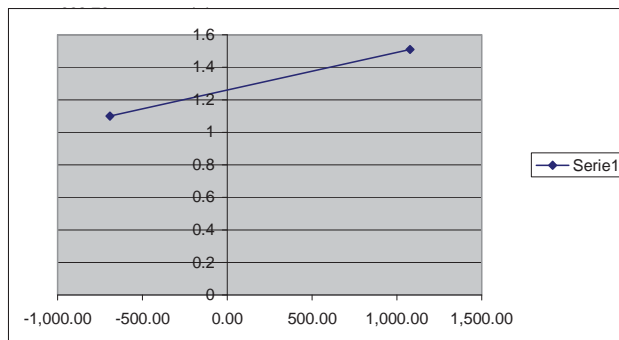
Sumatoria -692.76

PARA Z = 1.51

Z	B	Z/B	Kq	Poz	c	Kc	Pz	L/n	e+Z	M
0.50	0.98	0.51	6.00	0.85	5.00	12.00	65.10	0.50	16.50	526.33
1.00	0.96	1.04	6.50	1.70	5.00	15.00	86.05	0.50	17.00	700.71
1.50	0.94	1.60	7.00	2.55	5.00	18.00	107.85	0.50	17.50	885.18
2.00	0.92	2.18	7.50	3.40	5.00	20.00	125.50	0.50	18.00	-1,034.62

Sumatoria 1,077.60

INTERPOLANDO



Zf = 1.26

Z	B	Z/B	Kq	Poz	c	Kc	Pz	L/n	Zf-Z	M
0.50	0.98	0.51	6.00	0.85	5.00	12.00	65.10	0.50	0.76	24.24
1.00	0.96	1.04	6.50	1.70	5.00	15.00	86.05	0.50	0.26	10.72
1.50	0.94	1.60	7.00	2.55	5.00	18.00	107.85	0.50	0.24	12.14
2.00	0.92	2.18	7.50	3.40	5.00	20.00	125.50	0.50	0.74	42.53

Sumatoria 89.63

MOMENTO ACTUANTE : 77.20 Ton .m &lt; MOMENTO RESISTENTE DEL SUELO: 89.63 Ton.m

POR LO TANTO CUMPLE ESTE SUELO

En la práctica, antes de construir una línea de transmisión de energía eléctrica, se realizan sondeos y estudios de mecánica de suelos. Con los resultados de dichos estudios, se diseñan las cimentaciones de las estructuras. En este caso se diseñaría la profundidad de empotramiento con el método descrito anteriormente, cuidando siempre la altura permisible de los cables, es decir si la profundidad de empotramiento aumenta, los claros adyacentes al poste deben disminuir. Otra opción, en el caso de suelos que no permitan una profundidad de empotramiento aproximada a 2 m, es utilizar retenidas, las cuales ayudan a disminuir los elementos mecánicos en el poste. Las retenidas deberán diseñarse de acuerdo a la tensión a la que estarán sometidas.

## Método de prueba experimental

### 6.1. MÉTODO DE PRUEBA

El método de prueba que se propone es el que cumple con la especificación CFE J6200-03 el cual es una prueba de flexión estática y prueba de ruptura. Los aparatos y equipos a utilizar son:

- a) Dinamómetro : capacidad 10000 kg
- b) Diferencial (tirfor) : capacidad de 10000 kg
- c) Patines con ruedas embaladas
- d) Mesa de prueba

#### PREPARACIÓN

El poste de concreto para su prueba de flexión y prueba de ruptura, se coloca en posición horizontal empotrado con cuñas de madera dentro de las mordazas de la mesa de prueba, para fijar rígidamente la longitud de empotramiento que debe ser de 2.0 m, el poste se debe apoyar en patines embalados, repartidos éstos de tal manera que el poste no presente deformaciones. Las posiciones de los apoyos garantizarán que la carga aplicada al poste actúe en la dirección indicada.

#### PRUEBA DE FLEXIÓN ESTÁTICA

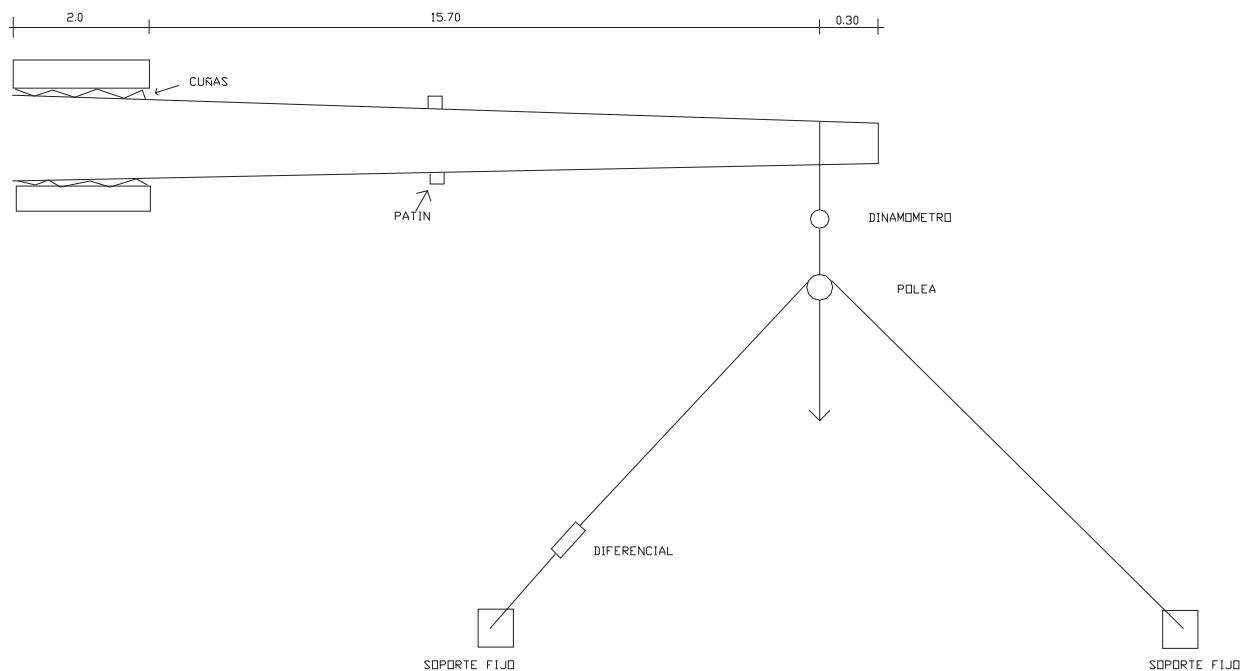
Se seguirá el siguiente procedimiento:

- a) Aplicar la carga a 30 cm de la punta del poste en sentido horizontal y en dirección normal al eje longitudinal del mismo; la medición de la deformación se hace a partir del eje longitudinal del poste con relación a un punto fijo determinado anteriormente.
- b) Aplicar una carga igual al 25% de la carga de ruptura anotando la deformación producida; se descarga lentamente anotando la deformación permanente.
- c) Repetir los incisos a) y b) anteriores, aumentando la carga en incrementos del 25% de la carga de ruptura hasta llegar al 75%, donde después se descarga y en un lapso de 5 minutos se anotará la deformación permanente.

Se considera satisfactoria la prueba si la deformación permanente una vez aplicada la carga al 75% de la carga de ruptura es menor o igual al 10% de la deformación máxima.

## PRUEBA DE RUPTURA

Se efectúa inmediatamente después de la prueba de flexión estática. La carga se aplica lentamente en el mismo punto de prueba de flexión estática hasta llegar a su valor nominal anotando la deformación correspondiente, inmediatamente después se continúa hasta la ruptura.



**Fig. 6.1** Mesa de pruebas para postes de concreto

## Análisis de costos

Uno de los objetivos que se plantearon al inicio de la presente fue el de revisar los costos económicos del poste de madera y el del poste tipo Morelos, para compararlos con el costo del poste que se analizó.

El costo de adquisición de un poste de madera es de \$28,000.00

El costo de adquisición de un poste tipo Morelos es de \$40,000.00

El poste tipo Morelos es una estructura metálica esbelta, que se monta sobre una cimentación de concreto.

A continuación se presenta el análisis del costo del poste de concreto de 18 m.

COSTOS DE FABRICACION				
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE
FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO F'C=250 KG/CM2	3.70	M3	1,700.00	6,290.00
HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO $F_y = 4200$ KG/CM2	0.98	TON	10,500.00	10,290.00
HABILITADO Y COLOCACION DE CONEXIÓN DE ACERO	1.00	PZA	3,000.00	3,000.00
CIMBRA METALICA	0.02	PZA	40,000.00	800.00
			<b>TOTAL</b>	<b>\$ 20,380.00</b>

**Tabla 7.1 Análisis de costo del poste de concreto**

De lo anterior se concluye que la fabricación del poste de concreto representa una ventaja económica frente al poste de madera y al tipo Morelos.

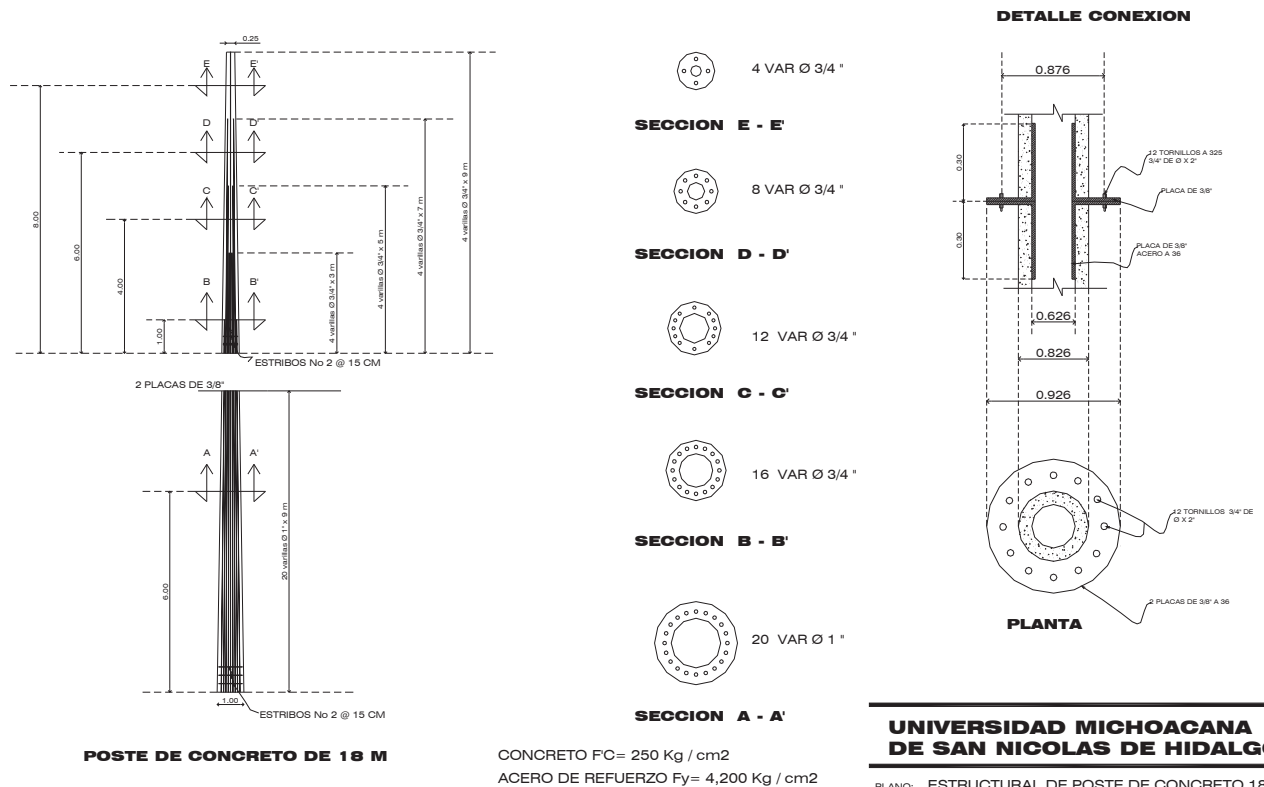


Fig. 7.2 Plano estructural del poste



---

## Conclusiones

Se realizó el análisis y diseño de un poste de concreto reforzado de 18 m de altura para utilizarse en la transmisión de energía eléctrica a 115 Kv, obteniéndose resultados satisfactorios de acuerdo al modelo matemático de elemento finito.

En nuestro país, es común el uso de torres de acero y postes de madera para la construcción de líneas de transmisión de energía eléctrica, por lo que si se utilizara este tipo de postes de concreto se obtendría un ahorro económico importante, así como la ventaja ecológica que representa el restringir el uso de los postes de madera.

El concepto de dividir el poste en módulos, mejora las condiciones para el transporte y manejo de los postes.

El uso de este tipo de poste disminuye el área de afectación y de derecho de vía en comparación con las torres de acero, disminuyendo también la contaminación visual en áreas urbanas.

Para continuar este proyecto es necesario fabricar el poste para realizar las pruebas necesarias que corroboren los resultados obtenidos en el modelo matemático.

## Apéndice

### INDICE DE TABLAS

Número		Página
3.1	Párametros aproximados para estructuras normalizadas	12
3.2	Cable de aluminio con refuerzo de acero	17
3.3	Tensiones del cable conductor	27
3.4	Tensiones en cable de guarda	28
3.5	Valores de K para diferentes tipos de suelos	34
3.6	Combinaciones y factores de carga	35
3.7	Combinaciones de carga para aplicarse al poste	36
4.1	Clase de estructura según su tamaño	41
4.2	Categoría del terreno según su rugosidad	41
4.3	Factor de topografía local, Ft	42
4.4	Factor de tamaño Fc	42
4.5	Coficientes $\alpha$ y $\delta$	43
4.6	Relación de la altitud con la presión barométrica	43
4.7	Factores adimensionales	46
4.8	Fuerzas por viento máximo, poste de 0.80 m de base	53
4.9	Fuerzas por viento medio, poste de 0.80 m de base	53
4.10	Fuerzas por viento reducido, poste de 0.80 m de base	54
4.11	Fuerzas por viento máximo, poste de 1.00 m de base	55
4.12	Fuerzas por viento medio, poste de 1.00 m de base	55
4.13	Fuerzas por viento reducido, poste de 1.00 m de base	56
4.14	Fuerzas por viento máximo, poste de 1.20 m de base	57

Número		Página
4.15	Fuerzas por viento medio, poste de 1.20 m de base	57
4.16	Fuerzas por viento reducido, poste de 1.20 m de base	58
4.17	Parámetros para calcular el espectro de diseño	60
4.18	Fuerzas sísmicas, poste de 0.80 m de base	64
4.19	Fuerzas sísmicas, poste de 1.00 m de base	64
4.20	Fuerzas sísmicas, poste de 1.20 m de base	65
4.21	Esfuerzos y desplazamientos máximos obtenidos	66
4.22	Elementos mecánicos en el poste	70
5.1	Valores del diagrama de interacción	94
5.2	Resultados de la ecuación de interacción	95
7.1	Análisis del costo del poste de concreto	111

#### INDICE DE FIGURAS

Número		Página
3.1	Arbol de cargas	8
3.2	Trayectoria del cable entre apoyos a un mismo nivel	8
3.3	Trayectoria del cable entre apoyos a distinto nivel	9
3.4	Falla en conductor	10
3.5	Diagrama de cuerpo libre del cable	11
3.6	Poste Morelos	12
3.7	Estructura tipo H con postes de concreto	13
3.8	Torre de acero	13
3.9	Poste de madera	14
3.10	Poste de acero	14
3.11	Alturas de diseño del poste	15
3.12	Flecha disponible	15
3.13	Configuración del cable ACSR	17

Número		Página
3.14	Datos generales del proyecto	18
3.15	Propiedades del cable	19
3.16	Geometría del proyecto	20
3.17	Condiciones de carga	21
3.18	Visualización de resultados	23
3.19	Reporte de resultados cable conductor	24
3.20	Reporte de resultados cable de guarda	25
3.21	Trazo de línea con desniveles topográficos	26
3.22	Trazo de línea en planta	26
4.1	Esfuerzos en el elemento	31
4.2	Generación de modelo por elementos finitos	33
4.3	Asignación de propiedades a los elementos	33
4.4	Apoyos elásticos en el poste	34
4.5	Cargas sobre el poste	36
4.6	Formación de vórtices en cuerpos cilíndricos	39
4.7	Velocidad gradiente en diferentes tipos de terreno	40
4.8	Gráfica del factor B	47
4.9	Gráfica de fuerzas por viento en poste de 0.80 m de base	54
4.10	Gráfica de fuerzas por viento en poste de 1.00 m de base	56
4.11	Gráfica de fuerzas por viento en poste de 1.20 m de base	58
4.12	Gráfica de fuerzas sísmicas en poste	65
4.13	Esfuerzos en el poste	67
4.14	Esfuerzos en el poste en perspectiva	68
4.15	Esfuerzos en el poste visto en planta	68
4.16	Desplazamiento del poste	69
4.17	Diagramas de momentos $M_z$ y $M_x$	69
4.18	Diagrama de cortantes	70
5.1	Distribución de deformaciones y esfuerzos en el poste	72

Número		Página
5.2	Distribución de varillas	73
5.3	Deformaciones en el acero	74
5.4	Area en un segmento circular	76
5.5	Area de compresión en el concreto	76
5.6	Area de cortante resistente	79
5.7	Gráfica de interacción $M_r$ vs $P_r$	93
5.8	Conexión propuesta	97
5.9	Geometría de la conexión	98
5.10	Esfuerzos en la placa	99
5.11	Fuerzas en los tornillos	100
5.12	Fuerza en la placa	101
5.13	Esfuerzos en el interior del poste	102
5.14	Presiones del suelo	104
5.15	Gráfica $Z/B$ vs $K_q$	106
5.16	Gráfica $Z/B$ vs $K_c$	106
6.1	Mesa de pruebas para postes de concreto	110
7.2	Plano estructural del poste	112

---

## Bibliografía

1. Líneas de transporte de energía. Luis María Checa. Ed. Alfaomega.
2. Curso de Flechas y Tensiones. Gerencia de Distribución. CFE
3. Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo. CFE. Instituto de Investigaciones Eléctricas.
4. Manual de diseño de obras civiles. Diseño por viento. CFE. Instituto de Investigaciones Eléctricas.
5. Elemento Finito en Ingeniería. Tirupathi Chandrupatla. Prentice Hall
6. Guide for de Design and Use of Concrete Poles. Concrete Pole Task Committee of the Structural Division of the American Society of Civil Engineers.
7. Análisis y Diseño de Estructuras. James Ambrose. Ed. Limusa
8. Manual de Construcción en Acero. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero.
9. Diseño de Estructuras Metálicas. Héctor Soto Rodríguez. Ed. Especial
10. Postes de Concreto Reforzado. Especificación CFE J6200-03
11. Mecánica de suelos. Tomo 2 Juárez Badillo, Rico Rodríguez. Ed. Limusa