

3145

FACULTAD DE INGENIERIA

DESCARTE

- Tanque Elevado de Almacenamiento con Estructura Metálica Integral de Sección Variable.

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a:

CRUZ ALEJANDRO CRUZ HERNANDEZ



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas

Tesis Digitales

Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A mi madre Sra. Ana Hernández Vda. de Cruz
quien con su abnegación me alentó hasta
lograr este anhelo.

A la memoria de mi padre,
Sr. Plácido Cruz Espino

A mi hermana Elsa, con gratitud y cariño.

A mis hermanos:
Lydia, Francisco, Zita, Benigno,
Plácido, Consuelo y Hermilo.

A mis maestros.

Con agradecimiento al Ing. León Botaya Ara
por su valiosa orientación que me per-
mitió elaborar este trabajo.

A mis amigos.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA.
Dirección.
Núm. 73-
Exp. núm. 73/214.2/-1.

Al Pasante señor CRUZ ALEJANDRO CRUZ HERNANDEZ,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el señor profesor Ingeniero León Botaya Ara para que lo desarrolle como tésis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

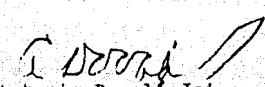
"TANQUE ELEVADO DE ALMACENAMIENTO CON ESTRUCTURA METALICA INTEGRAL DE SECCION VARIABLE".

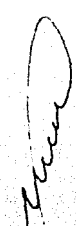
- 1) Localización y finalidad.
- 2) Características de la superestructura.
- 3) Estudio dinámico de la estructura sujeta a fuerzas horizontales.
- 4) Diseño del tanque.
- 5) Diseño de la torre cilíndrica de soporte tomando en cuenta la variación lineal de las secciones transversales.
- 6) Propiedades y características del terreno.
- 7) Diseño de la cimentación.
- 8) Costo aproximado de la obra.
- 9) Bibliografía y conclusiones.

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo -- de seis meses como requisito indispensable; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los -- ejemplares de la tésis el título del trabajo realizado.

Atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F., a 22 de Julio de 1964.
EL DIRECTOR


Ing. Antonio Dovalí Jaime.


ADJ/MCO/mvb.

"TANQUE ELEVADO DE ALMACENAMIENTO"

INTRODUCCION.

Para almacenar diferentes líquidos es necesario -- seleccionar y construir tanques que reúnan los requisitos -- indispensables para cada caso.

Esta selección se deberá hacer con la clasificación resultante de las características de cada tanque, la -- clasificación está sujeta a la opinión y conocimientos que -- cada persona tenga sobre la materia, y no se pretende sea -- la última.

Se pueden clasificar los tanques atendiendo a:

1).- Lugar en que se encuentran:

a).- Tanques al nivel del terreno.

b).- Tanques enterrados.

c).- Tanques elevados.

2).- Material de que están contruidos:

a).- Acero. Entre los que se encuentran pequeños tanques de lámina galvanizada ya sea lisa o corrugada.

b).- Concreto.

c).- Madera.

d).- Aluminio.

e).- Combinados.

3).- A su forma y posición:

a).- Cilíndricos. (Verticales, horizontales y quizá inclinados)

b).- Esféricos.

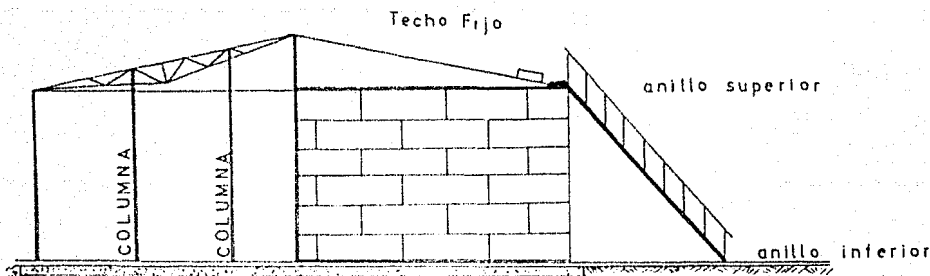
c).- Cónicos.

d).- Formas combinadas, usando las ya existentes -- o con curvas elípticas, parabólicas, etc.

Los tanques a nivel del terreno son muy usados en la industria, sobre todo almacenamiento de combustibles y agua debido a los grandes volúmenes requeridos.

Los tanques enterrados son usados en la industria aunque su construcción está restringida a materiales pétreos (concreto, ladrillo, etc.) debido a la humedad del terreno la cual corroe a tanques metálicos. Estos tanques son -- usados cuando la producción es muy grande o para aprovechar el espacio sobre ellos.

Los tanques a nivel (metálicos) construídos sobre cimientos de concreto reforzado y terreno previamente compactado. Formados por anillos de lámina, con las juntas verticales soldadas y desplazadas entre sí.

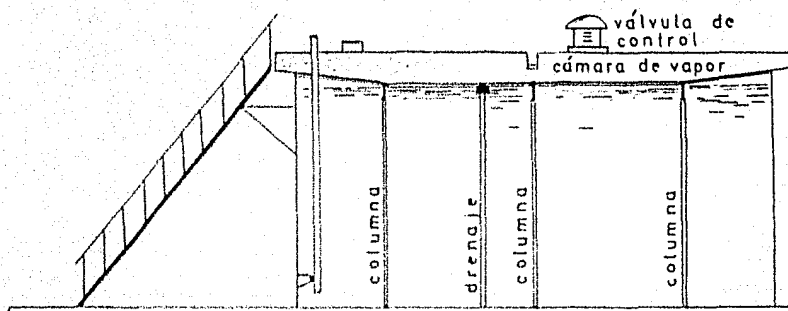


Se distinguen tres partes: tapa de forma cónica, casco y fondo; unidos éstos por dos anillos superior e inferior, los cuales le dan rigidez.

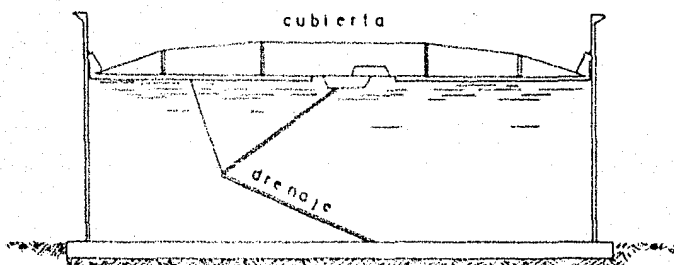
El fondo construído de lámina y juntas soldadas, la tapa o techo está descansando en barras radialmente colocadas y soportadas por columnas. Tienen la desventaja de perder volumen por evaporación del líquido. Se debe dejar un volumen libre para compensar en las horas de máxima temperatura.

Los siguientes tipos de tanque son más eficientes al evitar pérdidas por evaporación.

Tanque con cámara de vapor. Este tipo de tanque cuenta con una cámara de vacío la cual se expande al aumentar la presión debido a la evaporación, como en el caso anterior lo demás es semejante.

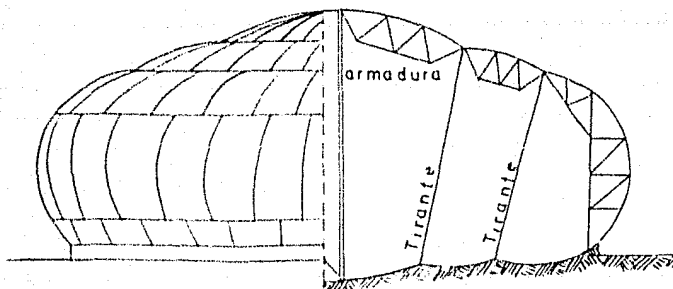


TANQUE CON CUBIERTA FLOTANTE.

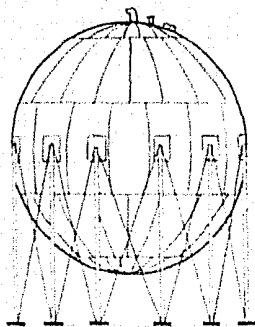


La tapa flotante sube o baja según aumente o disminuya el volumen.

TANQUE ESFEROIDAL.



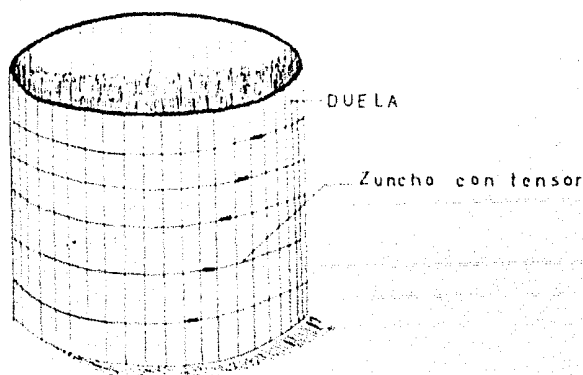
TANQUE ESFERICO.



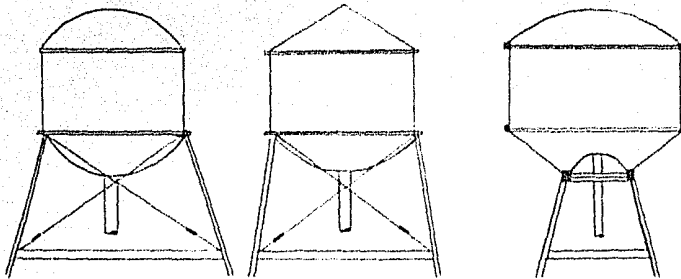
Los tanques esféricos y los esferoidales han dado buenos resultados para almacenar productos muy volátiles ya que los esfuerzos producidos por las altas presiones son distribuidos más uniformemente en las paredes del mismo. Además en la cimentación de un tanque esférico no se requiere gran volumen, por ser solo zapatas o bloques de concreto en forma aislada.

Tanques de madera. Estos tanques ya muy poco usados aunque para productos muy corrosivos dan muy buen resultado por ejemplo petróleo crudo.

No son tan satisfactorios para almacenar aceites -- como para el agua, ya que la expansión de la madera bajo la influencia de humedad los hace prácticamente impermeables.



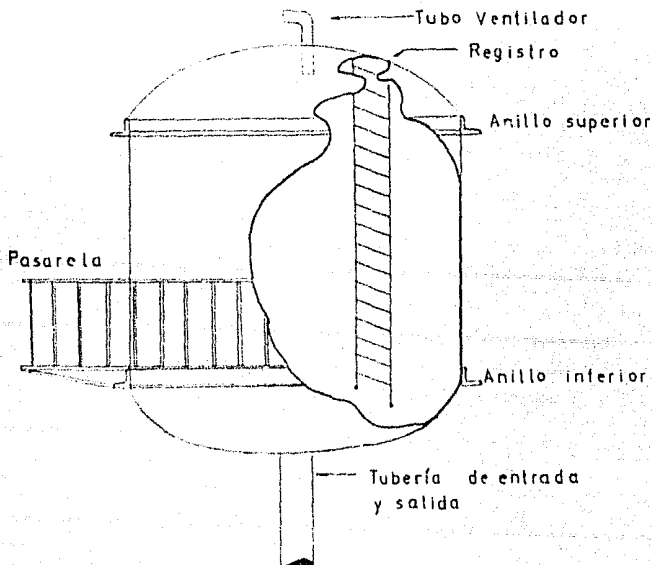
Los tanques elevados, muy empleados para almacenar agua destinada al abastecimiento de una población cuando se requiere cierta presión en las tuberías y no habiendo lugares altos aprovechables.



ACCESORIOS.

Se deben prever en un tanque los accesorios siguientes: escalera interior en el tanque y exterior en la torre, pasarela con barandal, registro de limpieza con dimensiones mínimas para que pase un hombre, tuberías de entrada y salida, tubo ventilador correctamente colocado para evitar la entrada de cuerpos extraños y medidor de niveles.

En tanques industriales se colocan válvulas de seguridad, mecanismos para evitar explosiones, tubos balanza para desfogar aceite libre de agua y sedimentos, manómetros y desagües en los techos que no tienen forma cónica



I- LOCALIZACION Y FINALIDAD.

En la Ciudad de México, D. F. se proyectan actualmente fraccionamientos para casas habitación en gran escala; como resultado de un estudio de la dotación de agua potable para la población existente y la futura, se requiere un almacenamiento de 500 metros cúbicos; y para dar la debida presión a la red de agua potable se proyectó un tanque con una altura total de 42 m. desde el nivel del terreno hasta la parte superior del mismo.

Siendo el motivo principal de esta tesis el aspecto estructural no es posible entrar en detalle en el tema de abastecimiento de agua.

II- CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

El tanque consiste en una esfera metálica con capacidad de 500 metros cúbicos, la cual está soportada por una estructura o torre metálica integral de forma tubular con secciones variables. Tanto la estructura como el tanque deberán tener unidas todas sus partes con soldadura.

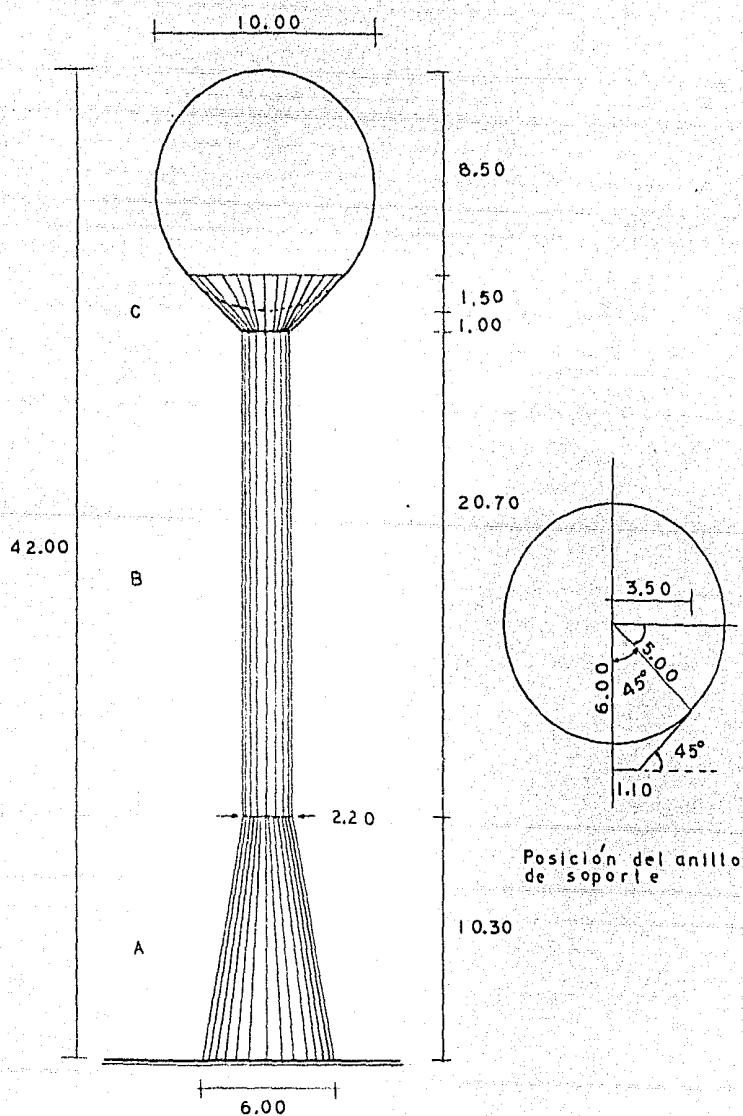
En la torre se pueden distinguir y separar para su estudio tres partes, y partiendo desde el nivel del terreno son:

- a).- Parte troncocónica inferior.
- b).- Parte cilíndrica.
- c).- Parte troncocónica superior invertida.

Esta última parte trabaja como "anillo de soporte", por lo tanto con ese nombre se le designará al hacer su estudio. Las generatrices de esta parte serán tangentes a la esfera en los puntos de la circunferencia de contacto o directriz mayor de la pieza.

En la parte (a) pueden ir alojadas la maquinaria y bombas necesarias para elevar el agua, así como las tuberías de entrada y salida irán dentro de la parte cilíndrica.

DIMENSIONES PROPUESTAS PARA EL TANQUE



III- DISEÑO DEL TANQUE.

Se sabe por resistencia de materiales, que el esfuerzo en las paredes de una esfera sujeta a una presión interna está dada por la expresión siguiente:

$$\sigma = \frac{pr}{2t} \quad \text{Siendo } \sigma: \text{Esfuerzo en la pared. } \frac{\text{K}}{\text{cm}^2}$$

p: Presión constante. "

t: Espesor de la pared. cm.

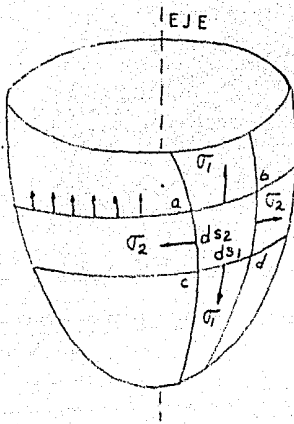
r: Radio de la esfera. "

En este caso, el esfuerzo (σ) será igual en todas direcciones debido a que la presión es constante; y por lo tanto el espesor de la pared de la esfera tendrá un valor constante.

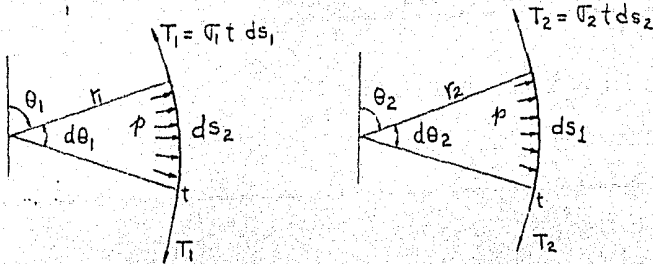
No sucede lo mismo con recipientes destinados al almacenamiento de líquidos ya que la presión aumenta en forma lineal con respecto a la profundidad. Los esfuerzos y espesores también variarán en un tanque, además de que (σ) tendrá distinto valor según la dirección que se tome.

Una placa curva cualquiera, en la cual el espesor es pequeño comparado con los radios de curvatura o demás dimensiones, y sujeta a esfuerzos de tensión, sin tomar en cuenta esfuerzos por flexión; se dice que está sometida a esfuerzos de membrana.

Para obtener una expresión general se considerará un recipiente cuya superficie es una "superficie de revolución" y sujeta a una presión interna, no necesariamente uniforme pero sí distribuida simétricamente con respecto al eje de revolución. Si el espesor de la pared es pequeño en comparación con los radios de curvatura y no hay cambios o curvas discontinuas, los esfuerzos pueden ser calculados con suficiente aproximación, despreciando la flexión en la pared del recipiente. Considerando que los esfuerzos son distribuidos uniformemente en el espesor de la pared, sus magnitudes pueden ser fácilmente calculadas por las ecuaciones de estática.



- σ_1 : Esfuerzo en dirección meridional.
 σ_2 : Esfuerzo en dirección al paralelo.
 t : Espesor uniforme del recipiente.
 ds_1 : Arco diferencial.
 ds_2 : Arco diferencial.
 p : Presión interior.
 r_1 : Radio de curvatura.
 r_2 : Radio de curvatura.



T_1 : Fuerzas de tensión en los elementos (ab) y (cd)

T_2 : Fuerzas de tensión en los elementos (ac) y (bd)

$$ds_1 = r_2 d\theta_2 \quad ds_2 = r_1 d\theta_1$$

Las fuerzas T_1 y T_2 tienen componentes normales al

elemento abcd. y como $\text{sen } d\theta_1 = d\theta_1$ y $\text{sen } d\theta_2 = d\theta_2$

$$d\theta_1 = \frac{ds_2}{r_1} \quad d\theta_2 = \frac{ds_1}{r_2}$$

$$T_1 d\theta_1 = \sigma_1 t ds_1 \frac{ds_2}{r_1}$$

$$T_2 d\theta_2 = \sigma_2 t ds_2 \frac{ds_1}{r_2}$$

Equilibrio estático: $T_1 d\theta_1 + T_2 d\theta_2 = p dA = p ds_1 ds_2$

$$\frac{\sigma_1}{r_1} t ds_1 ds_2 + \frac{\sigma_2}{r_2} t ds_1 ds_2 = p ds_1 ds_2$$

$$\frac{\sigma_1}{r_1} t + \frac{\sigma_2}{r_2} t = p \quad \frac{\sigma_1}{r_1} + \frac{\sigma_2}{r_2} = \frac{p}{t} \quad \text{---- (III-1)}$$

Expresión semejante a la de una membrana plana y deformada por la aplicación de una presión uniforme y cuyos radios de curvatura son iguales, en el caso anterior, las curvaturas no son producidas por la presión, sino que ya existen.

Se necesita otra condición para contar con dos ecuaciones ya que existen dos incógnitas

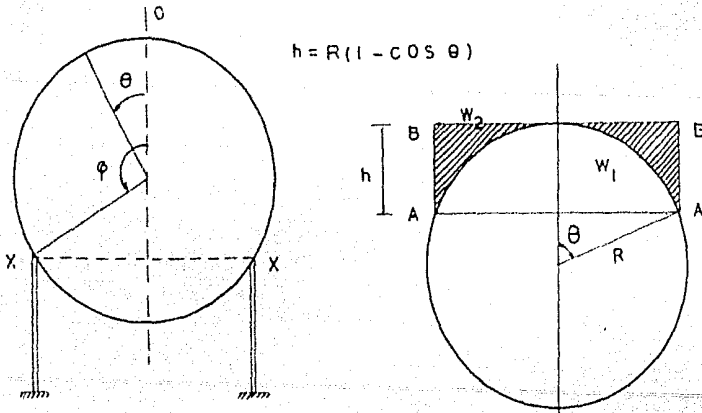
$$\pi r_1^2 p = 2\pi r_1 \sigma_1 \sin\theta \quad \sigma_1 = \frac{\pi r_1^2 p}{2\pi r_1 \sin\theta} = \frac{r_1 p}{2 \sin\theta}$$

$\pi r_1^2 p$ ---- Fuerza producida por la presión.

$2\pi r_1 \sigma_1 \sin\theta$ -- Fuerza resistente en la pared del recipiente, y paralela a la fuerza de presión.

Esta condición varía de acuerdo con las condiciones de soporte del recipiente y del lugar donde se busque el valor de σ_1 a lo largo de un meridiano.

Sea un tanque esférico con un anillo de soporte, lleno de agua totalmente cuyo peso específico es γ .



Se determinará σ_1 y σ_2 en un punto arriba del anillo de soporte, en A-A :

$$\pi R^2 \sin^2\theta p = \pi R^2 \sin\theta \gamma h \text{ --- Fuerza de presión equivalente al peso del cilindro de líquido AB compuesto por los pesos } W_1 + W_2$$

Puesto que la fuerza de presión se considera hacia arriba, parte será contrarrestada por W_1 , que es el peso de agua gravitando arriba de A-A, la parte sombreada W_2 será la fuerza resistida por σ_1 , que será de tensión en toda la circunferencia A-A.

$$2 \pi R \sin \theta t \sigma_1 \sin \theta = W_2$$

$$t 2 \pi R \sin^2 \theta \sigma_1 =$$

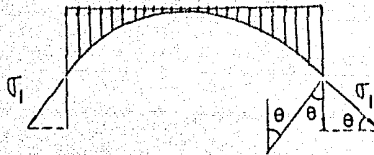
$$\pi \left[\left(R^3 \sin^2 \theta - R^3 + \frac{R^3}{3} \right) - \left(R^3 \sin^2 \theta \cos \theta - R^3 \cos \theta + \frac{R^3 \cos^3 \theta}{3} \right) \right]$$

$$\sigma_1 = \frac{\gamma R^2}{t} \left[\frac{(1 + 2 \cos^3 \theta - 2 \cos^2 \theta - \cos^2 \theta)}{6 \sin^2 \theta} \right]$$

$$\sigma_1 = \frac{\gamma R^2}{6t} \left(1 - \frac{1 - 2 \cos^2 \theta}{1 + \cos \theta} \right)$$

Aplicando la expresión (III-1) se determinará

$$\sigma_2 = \frac{pR}{t} - \sigma_1$$



$$\sigma_2 = \frac{R \gamma}{t} (R - R \cos \theta) - \frac{R^2 \gamma}{6t} \left(1 - \frac{2 \cos^2 \theta}{1 + \cos \theta} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{R^2 \gamma}{6t} \left(5 - 6 \cos \theta + \frac{2 \cos^2 \theta}{1 + \cos \theta} \right)$$

Se pueden también expresar en la forma siguiente:

$$\sigma_1 = \frac{\gamma R^2}{6t} \left[\frac{(1 - \cos \theta)(1 + 2 \cos \theta)}{1 + \cos \theta} \right] \text{--- (III-2)}$$

$$\sigma_2 = \frac{\gamma R^2}{6t} \left[\tan^2 \frac{\theta}{2} (5 + 4 \cos \theta) \right] \text{--- (III-3)}$$

En la expresión (III-2) un signo (-) significa compresión.

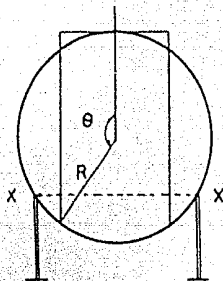
Revisando primeramente σ_1 , se observa que el esfuerzo aumenta y es de tensión al ir desde el nivel del líquido hacia abajo, hasta el centro del tanque; pasando de $\theta > 90^\circ$ parte del volumen W_2 cae dentro del tanque, de- creciendo su valor y con ello el esfuerzo meridional.

A una distancia bajo el centro del tanque, W_2 vale cero ya que el cilindro AA-BB cae dentro de la esfera y por lo tanto σ_1 cambia a compresión.

Por otro lado σ_2 siempre es tensión y se incrementa al cambiar de signo σ_1 .

El esfuerzo en un tanque es usualmente determinado por el máximo esfuerzo σ_2 y este máximo se encuentra justamente arriba del anillo de soporte.

Usando $e > 90^\circ$ para la región abajo del anillo de soporte la condición es la siguiente:



$$\text{Volumen del cilindro} = \pi R^2 \sin^2 \theta (R + R \cos \theta)$$

$$\text{Volumen del casquete} = \pi \left(\frac{2}{3} R^3 - R^3 \cos \theta + R^3 \cos^3 \theta \right)$$

Como $\theta > 90^\circ$ su coseno es negativo.

$$t 2 \pi R \sin^2 \theta \sigma_1 = \pi R^2 \sin^2 \theta (R - R \cos \theta) + \pi \left(\frac{2}{3} R^3 R \cos \theta - R^3 \cos^3 \theta \right)$$

σ_1 será tensión ya que soporta todo el peso de agua en la circunferencia de radio $R \sin \theta$.

Haciendo operaciones se llega a:

$$\sigma_1' = \frac{\pi R^2}{6t} \left(\frac{5 - 3 \cos^2 \theta + 2 \cos^3 \theta}{\sin^2 \theta} \right)$$

$$\sigma_1' = \frac{\pi R^2}{6t} \left(5 + \frac{2 \cos^2 \theta}{1 - \cos \theta} \right)$$

Aplicando nuevamente la expresión (III-1)

$$\sigma'_2 = \frac{pR}{t} - \sigma'_1$$

$p = \gamma(R + R \cos \theta)$ pero cambiando el signo a $\cos \theta$

$$\sigma'_2 = \frac{R \gamma (R - R \cos \theta)}{t} - \frac{\gamma R^2}{6t} \left(5 + \frac{2 \cos^2 \theta}{1 - \cos \theta} \right)$$

$$\sigma'_2 = \frac{\gamma R^2}{6t} \left(1 - \cos \theta - \frac{2 \cos^2 \theta}{1 - \cos \theta} \right)$$

Las expresiones anteriores se pueden escribir en la siguiente forma:

$$\sigma'_1 = \frac{\gamma R^2}{6t} \left[\frac{5 (1 - \cos \theta) + 2 \cos^2 \theta}{1 - \cos \theta} \right] \text{---- (III-4)}$$

$$\sigma'_2 = \frac{\gamma R^2}{6t} \left[3 - 4 \cos \theta - \frac{1}{\sin^2 \theta/2} \right] \text{---- (III-5)}$$

Haciendo comparaciones entre σ_1 y σ_2 o sea analizando los cocientes σ_2/σ_1 en las regiones arriba y abajo del anillo de soporte y para varios ángulos desde $\theta = 0^\circ$ se llega a la conclusión de que arriba rige para el diseño σ_2 y abajo σ_1 aunque en ocasiones en esta región $\sigma_2 > \sigma_1$

ANÁLISIS DEL ANILLO DE SOPORTE.

$$T_2 = \frac{\gamma R^2}{6t} \left[\tan^2 \theta/2 (5 + 4 \cos \theta) \right] tds$$

$$T'_2 = \frac{\gamma R^2}{6t} \left[3 - 4 \cos \theta - \frac{1}{\sin^2 \theta/2} \right] tds$$

Fuerzas por unidad de arco (de circunferencia en sentido meridional) arriba y abajo del soporte.

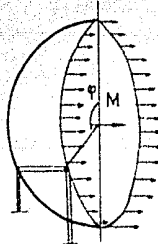
$$ds = R d\theta$$

$$\begin{aligned} \text{La suma arriba} &= 2 \int_0^{\phi} \frac{\gamma R^2}{6} \left[\tan^2 \frac{\theta}{2} (5 + 4 \cos \theta) \right] R d\theta \\ &= \frac{1}{3} \gamma R^3 (3\phi - 4 \sin \phi + 2 \tan \frac{\phi}{2}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{La suma abajo} &= 2 \int_{\phi}^{\pi} \frac{\gamma R^2}{6} \left[3 - 4 \cos \theta - \frac{1}{\sin^2 \frac{\theta}{2}} \right] R d\theta \\ &= \frac{1}{3} \gamma R^3 (3\pi - 3\phi + 4 \sin \phi - 2 \cot \frac{\phi}{2}) \end{aligned}$$

M = Fuerza total en sentido longitudinal

$$M = \frac{1}{3} \gamma R^3 (3\pi - 4 \cot \phi) \quad \text{---- (III-6)}$$



Las fuerzas meridionales en la región del anillo - de soporte por unidad de arco de circunferencia en sentido longitudinal son:

$$T_1 = \frac{R^2 \gamma}{6} \left[\frac{(1 - \cos \phi) (1 + 2 \cos \phi)}{1 + \cos \phi} \right]$$

$$T'_1 = \frac{R^2 \gamma}{6} \left[\frac{5 (1 - \cos \phi) + 2 \cos^2 \phi}{1 - \cos \phi} \right]$$

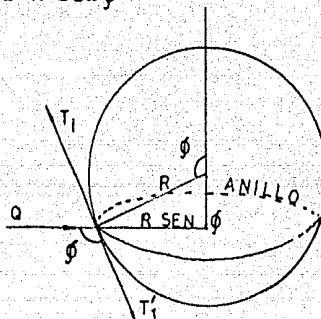
T_1 con signo positivo significa una fuerza hacia abajo. Puesto que son de sentido contrario la suma total será, --
 $T_1 - T'_1$

$$T_1 - T'_1 = \frac{2}{3} R^2 \gamma \left(\frac{1}{\sin^2 \phi} \right)$$

La componente horizontal será:

$$\frac{2}{3} R^2 \frac{\cos \phi}{\sin^2 \phi} \quad \therefore \quad Q = \frac{2}{3} R^2 \frac{\cos \phi}{\sin^2 \phi} 2 R \sin \phi$$

$$Q = \frac{1}{3} R^3 (4 \cot \phi) \text{----(III-7)}$$



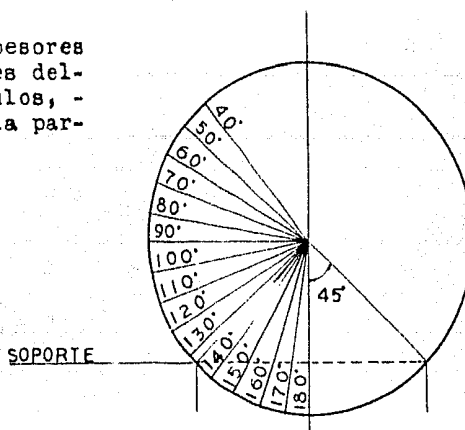
Un signo (-) indica compresión en el anillo. La fuerza total resistida por la sección meridional total del tanque es:

$$M + Q = \frac{1}{3} R^3 \left[(3\pi - 4 \cot \phi) + 4 \cot \phi \right] = \frac{1}{3} R^3 \pi$$

Para valores de $\phi = 0^\circ$ y $\phi = \pi$ M y Q valen infinito. -
En otras palabras, si la esfera estuviera suspendida de la parte superior por medio de un cable o soportada por una columna en la parte inferior, (si su contacto se reduce a un punto) la suma de los esfuerzos es teóricamente infinita y los esfuerzos en el anillo también.

ANÁLISIS NUMÉRICO.

Para determinar los espesores se analizarán posiciones del anillo a distintos ángulos, desde 40° hasta 180° en la parte inferior.



ESPESORES NECESARIOS ARRIBA DEL SOPORTE .

θ°	$\frac{R^2 f}{6 \times 1265}$	$\cos \theta$	$\tan^2 \frac{\theta}{2}$	$1 - \cos \theta$	$1 + \cos \theta$
40°	0.033	0.765	0.133	0.235	1.765
50°	"	0.640	0.215	0.360	1.640
60°	"	0.500	0.333	0.500	1.500
70°	"	0.341	0.490	0.659	1.341
80°	"	0.174	0.710	0.826	1.174
90°	"	0.000	1.000	1.000	1.000
100°	"	-0.174	1.420	1.174	0.826
110°	"	-0.341	2.050	1.341	0.659
120°	"	-0.500	3.000	1.500	0.500
130°	"	-0.640	4.650	1.640	0.360
135°	"	-0.707	5.800	1.707	0.293

$1 + 2 \cos \theta$	$5 + 4 \cos \theta$	$t_1 \text{ cm.}$	$t_2 \text{ cm.}$
2.530	8.060	0.0112	0.0353
2.280	7.560	0.0166	0.0536
2.000	7.000	0.0220	0.0770
1.682	6.360	0.0272	0.1030
1.348	5.690	0.0313	0.1330
1.000	5.000	0.0330	0.1650
0.652	4.310	0.0492	0.2020
0.318	3.640	0.0215	0.2460
0.000	3.000	0.0000	0.2970
-0.280	2.440	0.0422	0.3740
-0.414	2.160	0.0795	0.4150

Resultados obtenidos mediante la aplicación de las ecuaciones siguientes:

$$t_1 = \frac{R^2 f}{6f} \left[\frac{(1 - \cos \theta) (1 + 2 \cos \theta)}{1 + \cos \theta} \right]$$

$$t_2 = \frac{R^2 f}{6f} \left[\tan^2 \frac{\theta}{2} (5 + 4 \cos \theta) \right]$$

Como resultado de dividir la fuerza entre el esfuerzo -- permisible (f).

ESPESORES NECESARIOS ABAJO DEL SOPORTE

θ	$\frac{R^2 f}{6 \times 1265}$	$(1 - \cos \theta)$	$5(1 - \cos \theta)$	$2 \cos^2 \theta$
135°	0.033	1.707	8.55	1.00
140°	"	1.766	8.85	1.17
150°	"	1.866	9.35	1.50
160°	"	1.940	9.70	1.77
170°	"	1.985	9.90	1.94
180°	"	2.000	10.00	2.00

$4 \cos \theta$	$\text{Sen}^2 \frac{\theta}{2}$	$\frac{1}{\text{sen}^2 \frac{\theta}{2}}$	$t'_1 \text{ cm.}$	$t'_2 \text{ cm.}$
-2.83	0.850	1.18	0.184	0.153
-3.06	0.880	1.14	0.187	0.162
-3.45	0.930	1.08	0.192	0.177
-3.75	0.970	1.02	0.195	0.189
-3.94	0.990	1.01	0.197	0.195
-4.00	1.000	1.00	0.198	0.198

En forma semejante a la anterior se obtuvieron estos resultados al aplicar las fórmulas.

$$t'_1 = \frac{R^2 f}{6f} \left[\frac{5(1 - \cos \theta) + 2 \cos^2 \theta}{1 - \cos \theta} \right]$$

$$t'_2 = \frac{R^2 f}{6f} \left[3 - 4 \cos \theta - \frac{1}{\text{sen}^2 \frac{\theta}{2}} \right]$$

El valor máximo obtenido es de 0.415 cm. correspondiente a la parte superior y requerido por el esfuerzo longitudinal σ_2 .

El espesor mínimo de placa por especificación es no menor de 5 mm. para placas soldadas. Eficiencia de junta 85%, tolerancia por corrosión $0.166 t \geq 1.6 \text{ mm.}$ siendo t el espesor calculado.

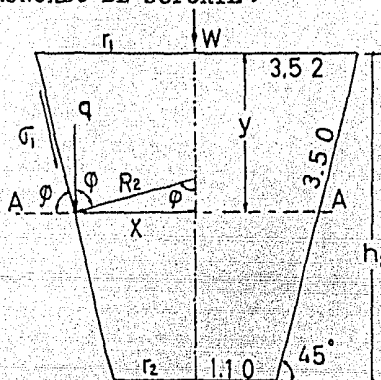
Tomando en consideración lo anterior y haciendo operaciones se concluye un espesor de lámina de $5/16''$ -- uniforme en todo el tanque.

ANÁLISIS Y DISEÑO DEL CONO TRUNCADO DE SOPORTE.

Sea el punto de coordenadas (x, y) en la pared del cono truncado. Se requiere determinar σ_1 y σ_2

q : peso propio. k/m^2

W : peso de la esfera completamente llena de agua.



El peso propio arriba del nivel A-A será

$$Q = \frac{\pi (r_1^2 - x^2)}{\sin \phi} q$$

Haciendo el equilibrio estático.

$$t \sigma_1 \times 2\pi \sin \phi = Q + W = \frac{\pi (r_1^2 - x^2)}{\sin \phi} q + W$$

$$\sigma_1 = \frac{1}{t} \left[\frac{(r_1^2 - x^2)}{2x \sin^2 \phi} q + \frac{W}{2\pi x \sin \phi} \right]$$

Esfuerzo meridional.

Empleando la ecuación (III-1) anteriormente expuesta:

$$\frac{\sigma_1}{R_1} + \frac{\sigma_2}{R_2} = \frac{p}{t} \quad \text{pero} \quad R_1 = \infty \quad \text{y,} \quad \frac{1}{R_1} = 0 \quad \therefore$$

$$\sigma_2 = \frac{p R_2}{t} \quad R_2 = \frac{x}{\sin \phi} \quad x = r_2 + (h_2 - y) \cot \phi$$

$p = q \cos \phi$ Presión normal.

$$\sigma_2 = \frac{r_2 + (h_2 - y) \cot \phi}{\sin \phi} \cdot \frac{q \cos \phi}{t}$$

$$\sigma_2 = \frac{q}{t} \left[\frac{r_2 + (h_2 - y) \cot \phi}{\tan \phi} \right]$$

Interesa conocer σ_1 y σ_2 para $x = r_1$ $y = 0$
 $x = r_2$ $y = h_2$
 y algún punto intermedio, para diseñar la pieza.

Sea $x = r_1 = 350$ cm. $y = 0$ $\phi = 45^\circ$ $q = 62$ k/m².

$$t_1 = \frac{1}{\sigma_{perm.}} \left[\frac{W}{2\pi r_1 \sin \phi} \right] = \frac{519400}{6.283 \times 1265 \times 350 \times 0.707} =$$

$$t_1 = 0.264 \text{ cm.}$$

$$t_2 = \frac{q}{\sigma_{perm.}} (r_2 + h_2) = \frac{0.0062}{1265} (110 + 248) =$$

$$t_2 = 0.00175 \text{ cm.}$$

$x = r_2 = 110$ cm. $y = h_2 = 248$ cm.

$$t_1 = \frac{1}{1265} \left[\frac{124000 - 12100}{2 \times 110 \times 0.49} \times 0.0062 + \frac{519400}{6.283 \times 110 \times 0.707} \right] =$$

$$t_1 = 0.85 \text{ cm.}$$

$$t_2 = \frac{q}{1265} \frac{r_2}{\tan \phi} = \frac{0.0062 \times 110}{1265} = 0.00054 \text{ cm.}$$

De acuerdo con estos resultados se puede escoger el valor 0.85 cm. Para cumplir con lo referente a la eficiencia de junta para soldadura a tope y tolerancia por corrosión, se tiene:

$$t' = \frac{0.85 + 0.166}{0.85} = 1.17 \text{ cm.} \quad \therefore \text{PL } 1\frac{1}{2}$$

Este resultado se revisará de acuerdo con las - condiciones externas como efecto sísmico, viento, etc.

FUERZA DE EXPANSION EN EL ANILLO DE SOPORTE

Se vió anteriormente que la fuerza total en una sección meridional de la esfera es:

$$M + Q = \pi R^3 = \pi \times 1.000 \times 125 = 394 \text{ ton.}$$

La resistencia total del tanque en una sección meridional de acuerdo con el espesor de diseño (5/16" uni - forme)

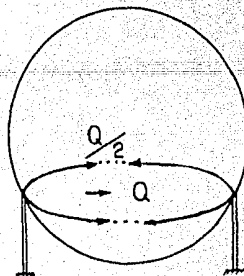
$$2 \pi R t \times 1265 = 2 \pi \times 500 \times 0.79 \times 1.265 = \\ = 3141.60 \text{ ton.} > 394 \text{ ton.}$$

Siendo la resistencia muy superior a los esfuerzos producidos.

Considerando "Q" solamente de las fuerzas existentes en la sección meridional del tanque, y que es lo que influye directamente en expansión del anillo de soporte, produciendo esfuerzos de tensión.

$$Q = \frac{1}{3} \pi R^3 (4 \cot \phi)$$

$$\frac{Q}{2} = \frac{2}{3} \pi R^3 \cot \phi$$



Observando esta expresión y considerando un ángulo $\phi = 90^\circ$ $\cot \phi = 0$ $Q/2 = 0$

Concluyendo con esto, que para tanques con anillo de soporte con diámetro igual al de la esfera, los esfuerzos son nulos y no es necesario refuerzo alguno. Esto es muy provechoso para tanques a nivel del terreno ya que basta colocar columnas en la periferia para soportarlos.

$$\frac{Q}{2} = \frac{2}{3} 1000 \times 125 \times 1 = 83300 \text{ Kg.}$$

$$\text{Area necesaria } A = \frac{83300}{1265} = 66 \text{ cm.}^2$$

Con dos ángulos en caja de 5x5x5/8" es suficiente para reforzar la parte troncocónica en la región correspondiente al anillo de soporte.

Será necesario revisar la parte inferior del cono truncado para ver si es necesario reforzarlo.

La fuerza meridional por unidad de arco de circunferencia horizontal en la parte inferior se descompone en sus proyecciones.

$$q = 91.5 \text{ Kg/m}^2 \text{ peso propio.}$$

$$T_1 = \left[\frac{r_1^2 - x^2}{2x \sin^2 \phi} q + \frac{W}{2\pi x \sin \phi} \right]$$

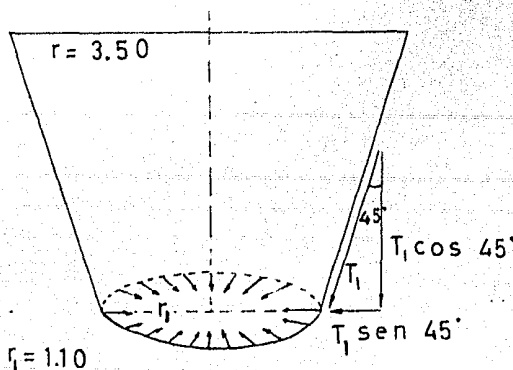
$$T_1 = \left[\frac{124000 - 12100}{2 \times 110 \times 0.49} \times 0.00915 + \frac{519400}{6.283 \times 110 \times 0.707} \right] =$$

$$= 9.48 + 1060 = 1069.48 \text{ Kg.}$$

$$T_1 \sin 45^\circ = 1069.48 \times 0.707 = 755 \text{ Kg.}$$

$$\text{La fuerza total será } 2r_1 \times 755 = 2 \times 110 \times 755 = 166000 \text{ Kg.}$$

La tensión sufrida en un anillo de refuerzo será de 83000 Kg. que será el mismo de la parte superior, o sea - dos ángulos en caja de 5x5x5/8"



IV- ESTUDIO DINAMICO DE LA ESTRUCTURA SUJETA A FUERZAS HORIZONTALES.

Temblores.- Un temblor de tierra es una vibración de la corteza terrestre provocada principalmente por deslizamientos o fallas de dicha corteza terrestre, o acomodamientos de las masas rocosas del subsuelo.

Las características de los temblores cambian de acuerdo con las distintas intensidades del movimiento de la superficie terrestre, variando éstas desde el movimiento imperceptible que sólo puede ser registrado por aparatos muy sensibles, hasta el más violento estremecimiento que puede causar grandes catástrofes. La frecuencia de los temblores es extraordinaria y los puntos en que han tenido lugar comprenden al mundo entero y si bien es cierto que un temblor terrestre es un fenómeno rarísimo en algunos sitios, apenas sentidos de tiempo en tiempo; en otros lugares es frecuente.

De acuerdo con las causas que dan origen a los temblores, estos pueden ser de los siguientes tipos:

TEMBLORES TECTONICOS.- Son los provocados por deslizamiento o rotura de las masas rocosas cerca de la superficie y sus efectos se hacen sentir en zonas más amplias que las de origen volcánico.

TEMBLORES VOLCANICOS.- Estos se presentan en zonas próximas a los volcanes en actividad y son llamados también temblores locales ya que son vibraciones debidas a presiones de gases confinados dentro del cono de la estructura del volcán, que provocan fracturas a los mantos rocosos adyacentes, generalmente no se transmiten a grandes distancias.

Los temblores de origen tectónico se desarrollan en una zona del subsuelo relativamente reducida llamada hipocentro ó foco sísmico.

Al originarse un temblor en el hipocentro éste produce vibraciones que se transmiten en forma de movimientos ondulatorios muy variados que se van absorbiendo gradualmente al ir atravesando medios de distinta homogeneidad, razón por la cual va disminuyendo de intensidad conforme se aleja del foco sísmico, hasta llegar al epicentro ó epifoco que es el punto situado sobre la superficie terrestre más cercano del foco.

No hay forma de localizar el verdadero epicentro pero excepto para temblores muy intensos está dado aproximadamente por el llamado epicentro instrumental que es localizado por medio de los registros iniciales del sísmógrafo.

Estos registros están basados en el punto donde el deslizamiento empezó, en lugar del centro del área deslizada.

Un sismo es un fenómeno que disipa gran cantidad de energía por lo que depende de que cantidad disipa y del tipo de estructura terrestre para que se dejen sentir sus efectos vibratorios sobre las superestructuras ya que hay subsuelos en que su estructura es suficientemente plástica como para poder vencer las tensiones y compresiones que se presentan, en ese caso no habrá acomodamientos de importancia, pero puede suceder que la estructura del subsuelo sea rígida y entonces debido a un movimiento de deslizamiento produzca una vibración rápida y violenta.

Lo anterior se ha comprobado experimentalmente y se ha visto que las estructuras de tipo común sufren mayores daños al actuar un sismo si su cimentación está sobre terrenos blandos y húmedos.

Si la cimentación está sobre terreno firme y seco, la estructura en sí sufre menores daños.

Esto se explica porque en el primer caso, tanto la aceleración como la amplitud del movimiento sísmico se incrementan al propagarse las ondas más fácilmente en un medio menos resistente.

En el segundo caso las ondas de propagación sísmica encuentran más resistencia al movimiento.

Además el material no consolidado puede fracturarse y ser desplazado más fácilmente.

TIPOS DE ONDA PRODUCIDAS POR LOS TEMBLORES.

- 1.- Longitudinales ó primarias.
- 2.- Transversales ó secundarias.

Las ondas longitudinales son semejantes a las ondas de transmisión del sonido en el aire. Reciben el nombre de primarias porque son las primeras que son percibidas o registradas en los sismógrafos y acelerógrafos, y sus velocidades a través de las distintas partículas que constituyen la corteza terrestre son:

Material	Velocidad m/seg.
Arena -----	200 a 2000
Rellenos artificiales -----	300 a 600
Tierras de alubión -----	500 a 2000
Arcilla -----	1000 a 2800
Tierras salinas -----	4600 a 5000

Piedras areniscas -----	1400 a 4300
Calizas -----	1700 a 6400
Granito -----	4000 a 5700
Cuarzo -----	6100

El período fluctúa entre $T = 0.5$ seg. a $T = 5$ seg.

Las ondas transversales ó secundarias se transmiten más lentamente que las ondas longitudinales. Son semejantes a las ondas de luz, porque la dirección del movimiento es normal a la dirección de propagación. Estas ondas son más peligrosas que las primeras debido a que transmiten más energía. Existen otras ondas de menos importancia -- (Raleigh y Love).

Un sismógrafo registra las vibraciones descomponiéndolas en dos direcciones, horizontales y perpendiculares entre sí; y en una dirección vertical.

El tiempo de llegada de las diferentes ondas nos sirve para encontrar la distancia del epicentro ya que la diferencia de tiempo en llegar de las ondas, está en función lineal de la distancia de la estación al epicentro. Sin embargo cuando éste está muy cerca de la estación, las ondas llegan casi simultáneamente y no pueden separarse al hacer el registro. Pero aun así el tiempo de llegada es muy útil pues al compararlo con otros tiempos de llegada de otras estaciones se puede localizar el epifoco.

La medición y registro de los sismos se hace por medio de estaciones sismográficas y con ayuda de los informes de varias de ellas se puede tener un registro completo de los sismos, sus orígenes y las zonas afectadas.

Posteriormente con todos estos datos puede hacerse un compendio y gráficas con los sismos ocurridos en una misma zona y extrapolando puede llegarse a tener una idea de las frecuencias o intensidad de los sismos para una zona en particular y podemos suponer la frecuencia con la que sucederán los de alto grado de intensidad que son los que desde el punto de vista del Ingeniero Civil sirven para orientar y diseñar una estructura.

Estas suposiciones están sujetas a error puesto que la ocurrencia de los sismos es hasta la fecha un fenómeno impredecible.

Además de estudiar los efectos de los sismos en las estructuras, se estudian en la actualidad, los sismos para conocer la estructura interna terrestre, para esto los Sismólogos trazan las curvas de aspecto irregular llamadas isosistas que son aquellas que unen puntos en los cuales la intensidad de los efectos del sismo registrado es la misma.

La intensidad de los sismos puede medirse por los efectos causados por la sacudida, ó también por las aceleraciones máximas que son pertenecientes a un punto de la superficie terrestre. Se han hecho ciertas clasificaciones de los sismos atendiendo no a la intensidad medida directamente en el momento que ocurre, sino a sus efectos sobre construcciones y personas, para poder conocer sus características y elaborar programas de defensa contra este fenómeno de la naturaleza en una forma científica.

Para medir la intensidad de los sismos se han desarrollado varias escalas; a continuación se da la relación de la más usual.

ESCALA DE MERCALLI (modificada)

Grado.	Efectos producidos en el hombre y otros objetos .
--------	---

I.- Percibido sólo por instrumentos sensibles.

II.- Sentido por pocas personas en reposo especialmente en los pisos altos, los objetos que están suspendidos pueden oscilar.

III.- Sentido notablemente en el interior, pero no siempre reconocido como un temblor, como cuando los autos parados se balancean ligeramente, la vibración producida es sentida como la que se origina al paso de un camión pesado.

IV.- Sentido en el interior por muchos, en el exterior es sentido por pocos, en la noche algunos despiertan, las vajillas, puertas y ventanas sufren desórdenes, los autos se balancean notablemente.

V.- Sentido por casi toda la gente, algunas fracturas de vajillas, ventanas y enlucidos.

VI.- Sentido por todos, muchos se asustan y corren fuera de sus habitaciones; caída del enlucido y de chimeneas, pequeños daños.

VII.- Todos corren fuera de sus habitaciones, daños a los edificios, variando estos daños de acuerdo con la calidad de la construcción, percibidos por los conductores de autos en movimiento.

VIII.- Los muros de las paredes son proyectados fuera de las estructuras, derrumbe de monumentos y chimeneas, hay expulsión de lodo y arena en pequeñas cantidades, se interrumpe el tránsito de autos.

IX.- Los edificios son movidos fuera de sus cimientos agrietados y con inclinaciones; el terreno se agrieta, hay rotura de las cañerías subterráneas.

X.- Casi todas las estructuras de albañilería y entramados son destruidas; terreno agrietado, cañerías rotas.

XI.- Pocas estructuras quedan en pie, puentes destruidos, desprendimiento de tierras.

XII.- Desastre total; las ondulaciones son vistas en la superficie del terreno, los objetos son arrojados al aire.

Estas escalas no son adecuadas para dar información ingenieril de las fuerzas que deben usarse en diseños sísmicos; su objeto es facilitar la comparación entre diferentes lugares durante el mismo temblor, cuando no se dispone de registros instrumentales adecuados.

Sólo en caso determinado se presenta un tren de onda de un mismo período y que corresponde con uno de los períodos naturales de vibración de la estructura, entonces se produciría el fenómeno de resonancia; es decir la amplitud de las ondas de vibración crece grandemente. Si ésta continúa se produce la falla irremisible de la estructura.

En general sería raro y casi nunca se presenta este fenómeno de resonancia, esto se explica porque los períodos, aceleraciones y amplitudes de las ondas varían constantemente.

Siendo esto lo que hace que las estructuras en el caso más desfavorable sufran el fenómeno de resonancia sólo durante unas cuantas vibraciones; sin que las amplitudes de vibración se incrementen demasiado.

Las variaciones y defectos de la estructura, la falta de elasticidad de los materiales, el amortiguamiento propio del edificio y la disipación de energía en el suelo, contribuyen a hacer menos probable la aparición del fenómeno de resonancia.

DISEÑO SISMICO ESTATICO.

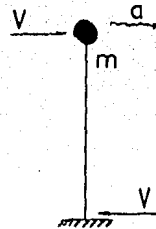
El diseño sísmico estático se basa en la consideración de una distribución lineal (variación en magnitud) de la aceleración, con su valor máximo en la parte superior de una estructura.

La aceleración en cada nivel originará fuerzas horizontales cuya suma en la base de un edificio será la fuerza cortante total.

Considérese la siguiente estructura:

Por efecto de un sismo la masa tendrá cierta aceleración al oscilar, lo cual implica una fuerza. $V = m a$

$$\text{si } V = \frac{W}{g} a = \frac{a}{g} W$$



Se ve que la fuerza horizontal es proporcional al peso de la estructura a/g veces. Si al cociente a/g se le designa por "C", éste llamado coeficiente sísmico, se tendrá que la fuerza cortante en la base será $V = C W$. Este coeficiente sísmico se ha determinado experimentalmente para muchos tipos de estructura midiendo aceleraciones y dividiendo entre "g".

Tres son las condiciones para la elección de un coeficiente sísmico:

I.- Según la naturaleza del terreno, considerando se la zona de alta y baja compresibilidad del terreno.

II.- Clasificación de los edificios tomando en cuenta su destino.

III.- Considerando las características estructurales.

Los valores anteriores se encuentran tabulados en el Reglamento de Construcciones y Servicios Urbanos en el Distrito Federal.

Como se dijo anteriormente la aceleración varía en forma lineal con respecto a los niveles de una estructura correspondiendo el máximo valor al último nivel.

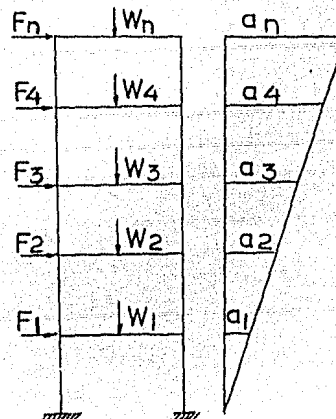
Se sabe que $V = C W$

Siendo

$$V = F_1 + F_2 + \dots + F_n = \sum F_i$$

$$W = W_1 + W_2 + \dots + W_n = \sum W_i$$

$$V = C \sum W_i$$



Por semejanza de triángulos

$$\begin{array}{lll}
 F_n = \frac{W_n}{g} a_n & a_4 = \frac{h_4}{h_n} a_n & F_n = \frac{W_n}{g} a_n \\
 F_4 = \frac{W_4}{g} a_4 & a_3 = \frac{h_3}{h_n} a_n & F_4 = \frac{W_4}{g} a_n \frac{h_4}{h_n} \\
 F_3 = \frac{W_3}{g} a_3 & a_2 = \frac{h_2}{h_n} a_n & F_3 = \frac{W_3}{g} a_n \frac{h_3}{h_n} \\
 F_2 = \frac{W_2}{g} a_2 & a_1 = \frac{h_1}{h_n} a_n & F_2 = \frac{W_2}{g} a_n \frac{h_2}{h_n} \\
 F_1 = \frac{W_1}{g} a_1 & a_i = \frac{h_i}{h_n} a_n & F_1 = \frac{W_1}{g} a_n \frac{h_1}{h_n} \\
 \hline
 F_i = \frac{W_i}{g} a_i & & F_i = \frac{W_i}{g} a_n \frac{h_i}{h_n}
 \end{array}$$

$$V = \frac{a_n}{g h_n} (W_1 h_1 + W_2 h_2 + W_3 h_3 + W_4 h_4 + W_i h_i + \dots + W_n h_n)$$

$$V = \frac{a_n}{g} h_n \sum W_i h_i \therefore \frac{a_n}{g} = \frac{V h_n}{\sum W_i h_i} \text{ ----- (IV-1)}$$

Se tiene que la fuerza horizontal en un nivel "i" es:

$$F_i = W_i h_i \frac{a_n}{g h_n}$$

Sustituyendo el valor (IV-1)

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} C \sum W_i \text{ ----- (IV-2)}$$

Con esta expresión será fácil determinar la fuerza cortante en cualquier nivel.

Antes de hacer un estudio dinámico de la estructura, es necesario conocer ante todo la rigidez de la misma, de la cual se parte para conocer la forma de vibrar, pero es necesario contar con dimensiones preliminares las que se corregirán si es necesario al hacer el diseño definitivo.

Por medio de un análisis estático se hace una revisión de las dimensiones supuestas, considerando 0.10 como porcentaje del peso del tanque lleno aplicado como fuerza horizontal en el centro de gravedad del tanque.

Espesores supuestos:

Parte.

- a. ----- 1"
- b. ----- 3/4"
- c. ----- 5/8"

Con estas dimensiones de lámina se pueden determinar las fuerzas verticales sobre cada nivel de la estructura debidas al peso propio y al tanque lleno. Con estos valores se podrá determinar la expresión (IV-2) y se tendrán las fuerzas horizontales (cortante) que producirán momentos flexionantes en las distintas secciones de la estructura.

Peso volumétrico del acero 7850 Kg/m^3

Placa

- 1" ----- 200 Kg/m^2
- 3/4" ----- 150 "
- 5/8" ----- 124 "

Peso de las secciones:

$$W_c = \pi (R + r) L \times 124 = 6300 \text{ Kg.}$$

Peso de las secciones unitarias de la parte (b)

$$W_u = 2 \pi r \times 1 \times 150 = 1040 \text{ Kg.}$$

Peso de las secciones truncadas de la parte (a)

$$W = \gamma \frac{\pi}{\sin \beta} (r_1 + r_2) \times 1 = 640 (r_1 + r_2)$$

Sustituyendo los radios 1 y 2 se tendrá:

$$W_J = 640 \times 1.30 (1.34 + 1.10) = 2040 \text{ Kg.}$$

$$W_I = 640 \times 1.00 (1.34 + 1.43) = 1770 "$$

$$W_H = 640 \times 1.00 (1.71 + 1.43) = 2000 "$$

$$W_G = 640 \times 1.00 (1.89 + 1.71) = 2300 "$$

$$W_F = 640 \times 1.00 (2.08 + 1.89) = 2530 "$$

$$W_E = 640 \times 1.00 (2.26 + 2.08) = 2770 "$$

$$W_D = 640 \times 1.00 (2.45 + 2.26) = 3020 "$$

$$W_C = 640 \times 1.00 (2.64 + 2.45) = 3250 "$$

$$W_B = 640 \times 1.00 (2.81 + 2.64) = 3500 "$$

$$W_A = 640 \times 1.00 (3.00 + 2.81) = 3720 "$$

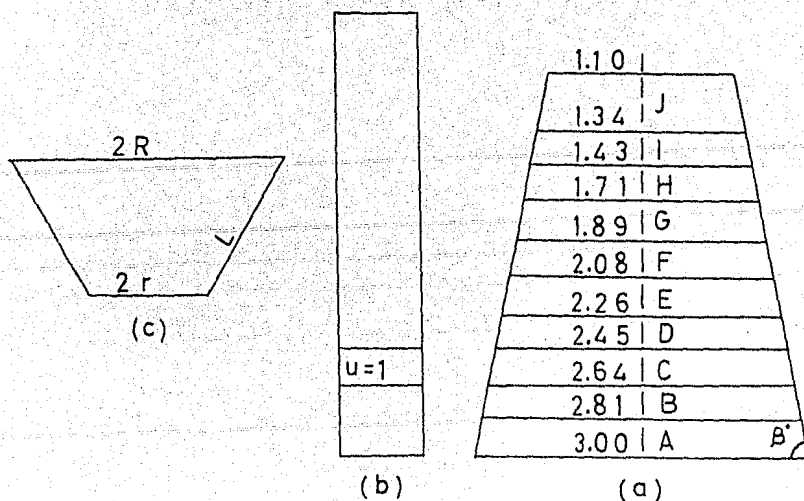
Se consideró anteriormente 0.10W ya que generalmente es - el valor de "C" para tanques elevados. Ya con estos valo - res es fácil la aplicación de la expresión (IV-2) en la cual:

F_1 : Fuerza horizontal en el nivel i.

W_1 : Peso de cada nivel i.

h_1 : Altura de cada nivel i desde el nivel del terreno.

C : Coeficiente sísmico.



h_1	W_1 ton	$W_1 h_1$	F_1
33.48	519.40	17300.00	55.200
31.00	6.30	195.00	0.622
30.00	1.04	31.20	0.099
29.00	1.04	30.20	0.096
28.00	1.04	29.10	0.093
27.00	1.04	28.00	0.089
26.00	1.04	27.00	0.086
25.00	1.04	26.00	0.083
24.00	1.04	25.00	0.080
23.00	1.04	24.00	0.077
22.00	1.04	23.00	0.073
21.00	1.04	21.80	0.070
20.00	1.04	20.80	0.066
19.00	1.04	19.70	0.063
18.00	1.04	18.70	0.060
17.00	1.04	17.70	0.056
16.00	1.04	16.70	0.054
15.00	1.04	15.60	0.050
14.00	1.04	14.60	0.047
13.00	1.04	13.50	0.043
12.00	1.04	12.50	0.040
11.00	1.04	11.50	0.036
10.30	0.73	7.52	0.024
9.00	2.04	18.40	0.059
8.00	1.77	14.10	0.045
7.00	2.00	14.00	0.044
6.00	2.30	13.80	0.044
5.00	2.53	12.70	0.041
4.00	2.77	11.10	0.035
3.00	3.02	9.08	0.029
2.00	3.25	6.50	0.021
1.00	3.50	3.50	0.011
0.00	3.72	0.00	0.000

 Σ

574.13

18032.30 ton-m

MOMENTO FLEXIONANTE Y FUERZA NORMAL EN SECCION TRANSVERSAL

N + 0.00		N + 10.30		N + 31.00	
M	N	M	N	M	N
1840.00	519.40	1280.00	519.40	137.00	519.40
19.30	6.30	12.90	6.30	0.00	6.30
2.98	1.04	1.95	1.04	137.00	525.70
2.78	1.04	1.79	1.04	ton.-m.	ton.
2.60	1.04	1.65	1.04		
2.40	1.04	1.48	1.04		
2.24	1.04	1.35	1.04		
2.07	1.04	1.22	1.04		
1.92	1.04	1.10	1.04		
1.77	1.04	0.98	1.04		

1.60	1.04	0.86	1.04
1.47	1.04	0.75	1.04
1.32	1.04	0.64	1.04
1.19	1.04	0.55	1.04
1.08	1.04	0.46	1.04
0.95	1.04	0.38	1.04
0.87	1.04	0.31	1.04
0.75	1.04	0.23	1.04
0.66	1.04	0.17	1.04
0.56	1.04	0.12	1.04
0.48	1.04	0.07	1.04
0.42	1.04	0.03	1.04
0.25	0.73	0.00	0.73
0.53	2.04	1308.99	547.23
0.36	1.77	ton.-m.	ton.
0.31	2.00		
0.26	2.30		
0.20	2.53		
0.14	2.77		
0.09	3.02		
0.04	3.25		
0.01	3.50		
0.00	3.72		
1891.60	574.13		
ton.-m.	ton.		

$$F_1 = 0.10 \frac{574.13}{18032.30} W_1 h_1 = 0.00319 W_1 h_1$$

Se revisarán las secciones en los niveles 0, 10.30 y 31 metros que son las más críticas, cuyos elementos mecánicos son conocidos empleándose para ello las conocidas expresiones para esfuerzos de flexo compresión.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

En donde:

$$f_a = \frac{P}{A}, \quad f_b = \frac{M}{S}$$

$$F_a = 1195 - 0.0341 \left(\frac{l}{r} \right)^2 \quad F_b = 1265 \text{ Kg/c}^2$$

$$2 \left(\frac{l}{r} \right) : \text{Relación de esbeltez (cantiliver)}$$

S: Módulo de sección.

A: Area de la sección.

$$\text{Nivel} + 0.00$$

$$P = 574.13 \text{ ton.}$$

$$M = 1891.60 \text{ ton.-m.}$$

$$t = 1" = 2.54 \text{ cm.}$$

$$A = 0.785 (360000 - 354000) = 4700 \text{ cm}^2$$

$$I = 213000000 \text{ cm}^4$$

$$S = 713000 \text{ cm}^3$$

$$r = \frac{213 \times 10}{4700} = 212 \text{ cm.}$$

$$\frac{21}{r} = \frac{2 \times 3348}{212} = 31.50 \quad F_a = 1161.20 \text{ Kg/c}^2$$

$$F_b = 1265 \text{ Kg/c}^2 \quad F_a = \frac{574130}{4700} = 122 \text{ Kg/c}^2$$

$$f_b = \frac{189160000}{713000} = 265 \text{ Kg/c}^2$$

$$\frac{122}{1161.2} + \frac{265}{1265} = 0.104 + 0.210 = 0.314 < 1$$

Lo cual demuestra que está sobrada la sección, suponiendo que las demás lo están, se eligen espesores de lámina más delgados y se revisan. Quedando: N + 0.00 con 3/4", --- N + 10.30 con 5/8", N + 31.00 con 1/2"; cuya revisión da los siguientes resultados.

$$\text{Nivel} + 0.00$$

$$\frac{146}{1155} + \frac{352}{1265} = 0.126 + 0.278 = 0.404 < 1$$

$$\text{Nivel} + 10.30 \text{ con lámina de } 5/8"$$

$$\frac{464}{1092} + \frac{217}{1265} = 0.425 + 0.172 = 0.597 < 1$$

Nivel + 31.00 con lámina de $1/2''$

$P = 525.70$ ton.

$M = 137$ ton.-m.

$A = 865$ cm.²

$I = 5300000$ cm.⁴

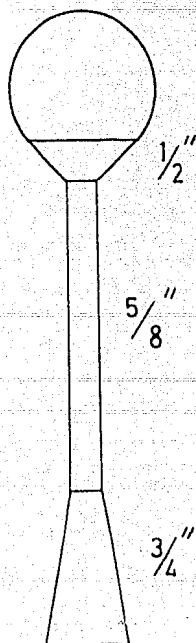
$S = 48200$ cm.³

Esta sección no se puede considerar como la base de una columna, ya que su altura es muy corta, por lo tanto se revisará el esfuerzo con la fórmula de la escuadría.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

$$\sigma = \frac{525700}{865} + \frac{13700000}{48200} = 610 + 285 = 895 \text{ Kg/c}^2 < 1265 \text{ Kg/c}^2$$

Quedando los espesores de lámina en la forma siguiente.



EFFECTOS DINAMICOS POR SISMO.

Se entiende por sistema vibratorio a un conjunto de elementos que ya sea por interacción o por sollicitación de agentes ajenos a él, es capaz de desarrollar movimientos oscilatorios ó periódicos. Los elementos integrantes de los sistemas vibratorios mecánicos son:

- 1.- Las masas ó elementos inertes.
- 2.- Los elementos restitutivos.
- 3.- Los elementos amortiguadores.

El movimiento de carácter oscilatorio ó recíproco que un cuerpo efectúa en la vecindad de su posición de equilibrio, recibe el nombre de vibración.

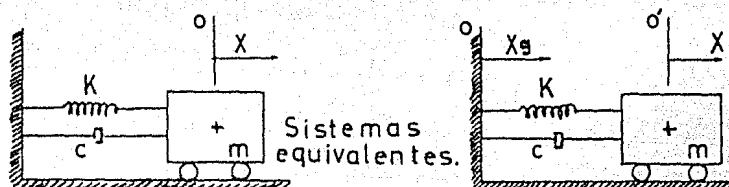
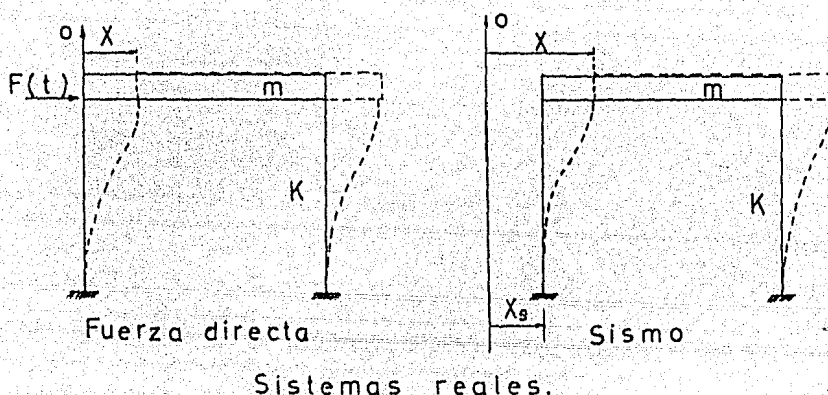
En virtud de que una vibración no puede producirse bajo la acción de fuerzas constantes, las fuerzas (agentes externos) que producen la vibración son siempre de carácter fluctuante, en general este tipo de fuerza variable recibe el nombre de fuerza excitadora y su presencia en las estructuras produce efectos nocivos a la estabilidad de la misma.

Si la vibración de una estructura elástica se efectúa en ausencia de cualquier fuerza externa, pero en presencia de fuerzas de tipo de fricción se dice que el movimiento es una vibración libre y amortiguada. Un movimiento libre sin amortiguar queda simplemente definido por las propiedades elásticas; las fuerzas inerciales del sistema y las condiciones iniciales del movimiento.

Si una fuerza externa imprime o mantiene un movimiento a una estructura, el movimiento resultante recibe el nombre de vibración forzada; y cuando son despreciados los efectos de la fricción, el movimiento recibe el nombre de vibración sin amortiguamiento.

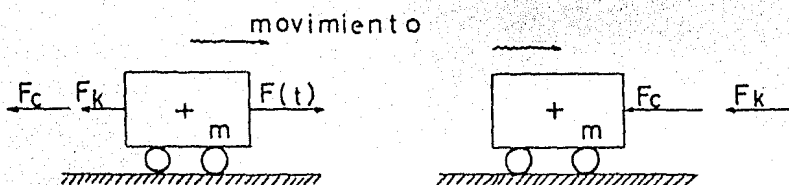
Una fuerza de excitación $F(t)$ es una fuerza externa que produce el movimiento del sistema directamente, o bien por el efecto que produce un desplazamiento sísmico X_g de la base dado por la función $X_g = X_0 \sin \omega t$.

Pese a la frecuente ocurrencia de movimientos periódicos en las estructuras, el fenómeno no puede clasificarse de simple, por el contrario, su complejidad obliga al establecimiento de un conjunto de hipótesis simplificadoras con el objeto de lograr modelos físico matemáticos que permitan hacer lo accesible. Sean los sistemas equivalentes de una estructura de un grado de libertad bajo la acción de una fuerza externa, y un movimiento sísmico.



C : Constante de amortiguamiento.
 K : Rigidez del marco equivalente a la constante de resorte.

DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE.



1.- Las masas que se consideren pertenecerán siempre a partículas ó puntos materiales y en ellas actuarán fuerzas efectivas y de inercia exclusivamente.

Al respecto y tomando en cuenta que el problema abordado pertenece a la Dinámica clásica, es obvio que se aceptan las leyes del movimiento o de Newton, como son:

a).- Una partícula material no es capaz por sí, de alterar el estado de movimiento en que se encuentra.

b).- La derivada con respecto al tiempo, de la cantidad de movimiento de una partícula es igual a la fuerza que la produce.

$$\frac{d}{dt}(\overline{mv}) = \overline{F} \quad m: \text{cte.} \quad \therefore \quad m \frac{d\overline{v}}{dt} = \overline{F} \quad \text{y} \quad \overline{F} = m\overline{a}$$

c).- A toda acción corresponde una reacción, -- que en conjunto integran un sistema de fuerzas en equilibrio.

$$\overline{F} + (-m\ddot{\overline{X}}) = 0$$

La fuerza efectiva de una partícula y la fuerza de inercia que le corresponden, están en equilibrio -- (principio de D'Alambert) equivalente a la segunda ley de Newton. Su uso proporciona un método alternativo para la solución de problemas de la partícula a través de métodos estáticos, añadiendo en el diagrama del cuerpo libre en cuestión la fuerza de inercia $-m\ddot{\overline{a}}$ opuesta a la dirección de la aceleración del punto.

2.- Elemento restitutivo. Es una fuerza F_k que tiende a restaurar a la estructura a su posición de equilibrio estático y siempre se considera dirigida hacia él.

Si la fuerza de restitución es producida por un resorte como en el sistema equivalente se tiene:

$$F_k = -KX \quad \text{para fuerza exterior.}$$

$$F_k = -K(X - X_g) \quad \text{para movimiento sísmico.}$$

Siendo $X_r = (X - X_g)$ desplazamiento relativo.

3.- Elemento amortiguador. Es una fuerza F_c que obra siempre de tal modo que se opone al movimiento del sistema y es representativa de la disipación de energía.

Este efecto recibe el nombre de amortiguamiento viscoso y es representado en un sistema por medio de un émbolo que es forzado en su movimiento dentro de un medio viscoso. En casos para los cuales el amortiguamiento no es de naturaleza viscosa, el concepto de amortiguamiento puede aún ser utilizado definiendo una fricción viscosa equivalente. Se define como una fuerza proporcional a la velocidad de un cuerpo dentro de un medio viscoso.

$$F_c = - C \dot{X} \quad \text{para fuerza exterior .}$$

$$F_c = - C (\dot{X} - \dot{X}_g) \quad \text{para movimiento sísmico .}$$

Solamente se considerarán fuerzas de amortiguamiento viscoso por lo que deberá tenerse presente que las soluciones obtenidas sólo son aproximadas para algunos tipos de sistemas mecánicos.

GRADO DE LIBERTAD.— Se entiende por número de grados de libertad del sistema vibratorio, el número de datos que es necesario fijar para definir una configuración cualquiera del mismo.

Cuando sólo se permiten desplazamientos en una dirección, el número de grados de libertad es igual al número de masas de la estructura.

En el caso de la estructura del tanque se considerará como un sistema de un grado de libertad ya que la mayor masa es debida al peso del tanque y al líquido y es mayor que la masa de la torre.

El análisis se referirá a un sistema de un grado de libertad.

ECUACION DIFERENCIAL DEL PROBLEMA VIBRATORIO GENERAL.— Sea un sistema que consiste de una fuerza de restitución lineal, una fuerza de amortiguamiento viscoso y una fuerza de excitación (perfectamente definida).

Para el primer caso .

$$F_k = - KX$$

$$F_c = - C \dot{X}$$

$$F(t) = F_0 \text{ sen } \omega t$$

Sustituyendo estas expresiones en la ecuación del movimiento

$$m\ddot{X} = \sum F = F_k + F_c + F(t)$$

$$m\ddot{X} = - KX - C\dot{X} + F_0 \text{ sen } \omega t$$

$$m\ddot{X} + KX + C\dot{X} = F_0 \text{ sen } \omega t$$

Dividiendo por m.

$$\ddot{X} + \frac{K}{m}X + \frac{C}{m}\dot{X} = \frac{F_0}{m} \text{ sen } \omega t$$

$$\text{Si } p^2 = \frac{K}{m} \quad \text{y} \quad 2n = \frac{C}{m}$$

$$\ddot{X} + 2n\dot{X} + p^2 X = \frac{F_0}{m} \text{ sen } \omega t \quad \text{----- (IV-3)}$$

Ecuación general que corresponde a un oscilador de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso.

Segundo caso.

Movimiento sísmico.

$$F_k = -K (X - X_g)$$

$$F_c = -C (\dot{X} - \dot{X}_g)$$

Sustituyendo en la ecuación del movimiento.

$$m\ddot{X} = -K (X - X_g) - C (\dot{X} - \dot{X}_g) \quad \text{con desplazamientos relativos.}$$

$$X = X_g + X_r \quad \text{desplazamiento absoluto o dinámico}$$

$$m (\ddot{X}_g + \ddot{X}_r) = -K (X_g + X_r - X_g) - C (\dot{X}_g + \dot{X}_r - \dot{X}_g)$$

$$\text{análogamente } p^2 = \frac{K}{m} \quad \text{y} \quad 2n = \frac{C}{m}$$

$$\ddot{X}_r + 2n\dot{X}_r + p^2 X_r = -\ddot{X}_g \quad \text{----- (IV-4)}$$

$$\text{Si se tiene que } \ddot{X}_g = -\ddot{X}_0 \text{ sen } \omega t$$

$$\ddot{X}_0 = \frac{F_0}{m} \quad \text{y} \quad \ddot{X}_g = -\frac{F_0}{m} \text{ sen } \omega t$$

Sustituyendo en (IV-4) queda

$$\ddot{X}_r + 2n\dot{X}_r + p^2 X_r = \frac{F_0}{m} \text{ sen } \omega t$$

Lo que se demuestra que la ecuación que describe el movimiento de una estructura de un grado de libertad con movimiento en la base, es la misma para el caso de la estructura bajo la acción de una fuerza externa, siendo F_0 la fuerza máxima en la base de la estructura debida a la aceleración de dicha base.

VIBRACIONES LIBRES SIN AMORTIGUAR DE UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD.- Los siguientes casos se determinarán de la expresión general de acuerdo con las condiciones de cada uno.

En este caso

$$F(t) = F_0 \sin \omega t = 0$$

$$F_c = 0$$

$$\text{Quedando la ecuación general } \ddot{X} + p^2 X = 0 \text{ --- (IV-5)}$$

Es aparente que X debe ser una función tal que su segunda derivada con respecto al tiempo, sea proporcional y de signo contrario a la función misma. Las funciones elementales de variable real que poseen esta propiedad específica, son las funciones seno y coseno.

Suponiendo que

$$X = A \cos pt + B \sin pt \text{ ----- (IV-6)}$$

sea la solución de la ecuación diferencial. Derivando dos veces se debe comprobar:

$$\frac{dX}{dt} = \dot{X} = -Ap \sin pt + Bp \cos pt$$

$$\frac{d^2X}{dt^2} = \ddot{X} = -Ap^2 \cos pt - Bp^2 \sin pt$$

$$\ddot{X} = -p^2 (A \cos pt + B \sin pt) = -p^2 X$$

$$-p^2 X + p^2 X = 0$$

Por lo tanto la ecuación (IV-6) representa la solución buscada. El hecho matemático de tomar la solución supuesta como una suma de funciones seno y coseno se debe a que en una ecuación diferencial de segundo orden, requiere de dos integraciones para su solución general y en consecuencia requiere de dos constantes de integración A y B , y se justifica por la razón física de que la forma más general de movimiento puede iniciarse con un desplazamiento y una velocidad arbitrarios dados, lo que requiere para su descripción de dos componentes de integración.

Si para $t = 0$ $X = X_0$ y $\dot{X} = \dot{X}_0$

$$A = X_0 \quad B = \frac{\dot{X}_0}{p}$$

$$X = X_0 \cos pt + \frac{\dot{X}_0}{p} \sin pt \quad \text{----- (IV-6')}$$

Para cualquier caso el movimiento es periódico y se repite después de un intervalo de tiempo T .

Puesto que $2\pi = pT$, $p = 2\pi f$, $T = \frac{2\pi}{p}$ y $p^2 = \frac{K}{m}$

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K}{m}}} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} \quad f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m}}$$

T : Período, seg.

f : Frecuencia, ciclos/seg.

p : Frecuencia circular, seg^{-1}

VIBRACIONES LIBRES AMORTIGUADAS DE UN GRADO DE LIBERTAD.-

En la expresión general $F(t) = F_0 \sin \omega t = 0$

Queda por lo tanto: $\ddot{X} + 2n\dot{X} + p^2X = 0$ --- (IV-7)

La forma diferencial de esta ecuación implica que la función $X = X(t)$ sea tal que tenga por funciones derivadas otras del mismo aspecto; sea entonces la solución de tanteo:

$$u = Ce^{\lambda t}$$

En donde C y λ son constantes, sustituyendo en (IV-7) se obtiene la ecuación auxiliar.

$$\lambda^2 + 2n\lambda + p^2 = 0 \quad \text{----- (IV-8)}$$

quedando $\lambda = -n \pm i \sqrt{p^2 - n^2}$

Para $i = \sqrt{-1}$ permiten establecer como solución general de la misma ecuación diferencial, a una función - cuya forma depende esencialmente de los valores relativos de p y n .

En efecto si $p < n$ los números $-n \pm i \sqrt{p^2 - n^2}$ resultan reales y distintos y por ende la solución general del caso es:

$$X = C_1 e^{-\alpha_1 t} + C_2 e^{-\alpha_2 t} \quad \text{----- (IV-9)}$$

Función no periódica y por tal razón el sistema no oscila, esto es si suponemos que el movimiento comienza cuando su partícula masa ha tenido un desalojamiento inicial, ésta tenderá a adoptar su posición de equilibrio durante un intervalo de tiempo no finito.

La situación descrita depende evidentemente del valor del factor de amortiguamiento y por ello decimos que el sistema está sobreamortiguado.

Además para $n = p$ la ecuación auxiliar tiene dos raíces reales e iguales y por tal razón

$$X = C_1 e^{-nt} + C_2 t e^{-nt} \quad \text{----- (IV-10)}$$

es la solución general integrada por una función no periódica, estando todavía el sistema sobreamortiguado.

Dada esta situación singular, definimos como factor de amortiguamiento crítico a:

$$n_{cr} = p$$

Tomando en cuenta el valor crítico de la constante de amortiguamiento resulta:

$$C_{cr} = 2 m n_{cr} \quad \text{ya que} \quad 2 n = \frac{C}{m} \quad p = \sqrt{\frac{K}{m}}$$

$$C_{cr} = 2 m \sqrt{\frac{K}{m}} = 2 \sqrt{m K}$$

Este valor del parámetro C_{cr} nos sirve como base para medir el amortiguamiento de un sistema simple a través de la relación:

$$\zeta = \frac{C}{C_{cr}} = \frac{C}{2 \sqrt{m K}}$$

Denominada relación de amortiguamiento ó coeficiente de amortiguamiento.

Estudiando ahora el comportamiento de la ecuación (IV-10) para $n < p$, en tales condiciones la ecuación tiene dos raíces compleja conjugadas $-n \pm i\sqrt{p^2 - n^2}$ teniendo como solución general en el campo real a:

$$X = e^{-nt} (A \cos \sqrt{p^2 - n^2} t + B \sin \sqrt{p^2 - n^2} t) \quad \text{---(IV-11)}$$

La expresión entre paréntesis tiene una forma semejante a la solución (IV-6) de la ecuación diferencial (IV-5) y representa un movimiento periódico de frecuencia circular y período igual a:

$$P_1 = \frac{2\pi}{\sqrt{p^2 - n^2}} \quad \text{..... seg.}^{-1}$$

$$T = \frac{2\pi}{P_1} = \frac{2\pi}{\sqrt{p^2 - n^2}} \quad \text{..... seg.}$$

$$f = \frac{\sqrt{p^2 - n^2}}{2\pi} \quad \text{..... ciclos/seg.}$$

Comparando las soluciones para los casos de las vibraciones libres con y sin amortiguamiento, se observa que el efecto de amortiguamiento es aumentar el período de vibración y disminuir las magnitudes de los máximos sucesivos de la vibración en virtud de que las amplitudes decrecen exponencialmente con el tiempo.

Análogamente para $t = 0$ $X = X_0$ y $\dot{X} = \dot{X}_0$

$$A = X_0 \quad B = \frac{\dot{X}_0 + n X_0}{\sqrt{p^2 - n^2}}$$

La expresión se puede escribir como sigue:

$$X = e^{-nt} \left[X_0 \cos \sqrt{p^2 - n^2} t + \frac{\dot{X}_0 + n X_0}{\sqrt{p^2 - n^2}} \sin \sqrt{p^2 - n^2} t \right] \quad \text{---- (IV-12)}$$

Ecuación que es diferente solo por los valores e^{-nt} y n introducidos.

VIBRACIONES FORZADAS SIN AMORTIGUAMIENTO DE UN GRADO DE LIBERTAD.

Para este caso: $F_c = -C\dot{X} = 0$

Quedando la ecuación siguiente:

$$\ddot{X} + p^2 X = \frac{F_0}{m} \sin \omega t \quad \text{----- (IV-13)}$$

La solución de esta ecuación diferencial es:

$$X = A \cos pt + B \sin pt + \frac{X_0 p^2}{p^2 - \omega^2} \sin \omega t \quad \text{--- (IV-14)}$$

Los dos primeros términos de esta solución reciben el nombre de parte libre y corresponden a vibraciones con período natural T y frecuencia circular p , el tercer término de la ecuación recibe el nombre de parte forzada ya que representa una vibración que tiene la misma frecuencia de una fuerza externa variable, ó bien la frecuencia de movimiento del terreno en un movimiento sísmico.

Las constantes A y B se determinan de acuerdo con las condiciones iniciales del problema. Por ejemplo suponiendo que la estructura se encuentra en reposo, es decir que el desplazamiento y la velocidad absolutos de la masa en el instante inicial son nulos.

$$t = 0 \quad X = 0 \quad \dot{X} = 0$$

$$A = 0 \quad B = - \frac{X_0 p \omega}{p^2 - \omega^2}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (IV-14)

Por lo tanto el desplazamiento dinámico de la estructura está dada por:

$$X = - \frac{X_0 p \omega}{p^2 - \omega^2} \sin pt + \frac{X_0 p^2}{p^2 - \omega^2} \sin \omega t$$

$$X = X_0 \frac{\sin \omega t - \left(\frac{\omega}{p}\right) \sin pt}{1 - \left(\frac{\omega}{p}\right)^2} \quad \text{----- (IV-15)}$$

En la cual X_0 es la amplitud máxima de vibración de la fuerza excitadora o también se puede definir como el desplazamiento producido por la fuerza externa aplicada estáticamente.

Conociendo el desplazamiento dinámico en cualquier tiempo t , la fuerza dinámica es fácilmente calculada por:

$$V = KX = KX_0 \frac{\omega \sin \omega t - \frac{\omega}{p} \sin pt}{1 - \left(\frac{\omega}{p}\right)^2} \text{ ---- (IV-16)}$$

Para el caso de un movimiento sísmico en la base de la estructura, el desplazamiento relativo será:

$$X_r = X - X_g$$

$$X_g = X_0 \sin \omega t$$

$$X_r = X_0 \frac{\omega \sin \omega t - \left(\frac{\omega}{p}\right) \sin pt}{1 - \left(\frac{\omega}{p}\right)^2} - X_0 \sin \omega t$$

$$X_r = X_0 \frac{\left(\frac{\omega}{p}\right)^2 \sin pt - \left(\frac{\omega}{p}\right) \sin \omega t}{1 - \left(\frac{\omega}{p}\right)^2} \text{ ---- (IV-17)}$$

y la fuerza cortante será:

$$V = KX_0 \frac{\left(\frac{\omega}{p}\right)^2 \sin pt - \left(\frac{\omega}{p}\right) \sin \omega t}{1 - \left(\frac{\omega}{p}\right)^2} \text{ ---- (IV-18)}$$

RESONANCIA.— Recibe el nombre de resonancia la condición en que la frecuencia de la excitación que provoca las oscilaciones del sistema, coincide con la frecuencia propia del sismo; si esto sucede, los desplazamientos serán infinitos o cuando menos en la cercanía de la resonancia aumentarán considerablemente provocando la falla de la estructura. Dando a X la forma siguiente:

$$X = X_0 \left[\sin \omega t - \left(\frac{\omega}{p}\right) \sin pt \right] \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{p}\right)^2} \text{ ---- (IV-19)}$$

$$\text{Si } \omega = p \quad \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{p}\right)^2} = \infty$$

siendo el quebrado el llamado factor de magnificación.

Estos tres casos han sido desarrollados y su empleo es fácil para determinar la fuerza ejercida por agentes excitadores bien definidos en cuanto a su vibración y tales casos se presentan al determinar efectos de vibración producidos por maquinaria, o como en el caso de una fuerza variable producida por el fenómeno de Kármán al someter una estructura a corrientes de viento, ya que la frecuencia es conocida, o sea que son excitaciones senoidales regulares.

VIBRACIONES FORZADAS CON AMORTIGUAMIENTO, DE UN GRADO DE LIBERTAD.- Suponiendo que la excitación se deba a un movimiento sísmico de la base de la estructura y siendo este caso de vibración el que más interesa, su estudio será enfocado para relacionar las características propias de la estructura con datos de sismos observados, resultando con ello expresiones de aplicación práctica. El caso para vibraciones producidas por maquinaria no se tratará.

De la ecuación (IV-4)

$$\ddot{x}_r + 2n \dot{x}_r + p^2 x_r = -\ddot{x}_g(t) \quad \text{y usando valores de -}$$

desplazamiento, velocidad y aceleraciones relativos.

Los lineamientos seguidos para resolver las ecuaciones diferenciales de los casos anteriores no se seguirán para este caso ya que se trata de excitaciones irregulares debidas a distintas causas como son: características propias de cada sismo, falta de homogeneidad del terreno - transmisor, pocas estaciones de registro sísmico, lejanía del foco sísmico, etc.

La solución de la ecuación diferencial del movimiento fué obtenida empleando un método debido a Duhamel, y para los parámetros en consideración puede escribirse en la siguiente forma:

$$x_r = -\frac{1}{\frac{2\pi}{T} \sqrt{1-n^2}} \int_0^{t'} \ddot{x}_g(t) e^{-\frac{2\pi}{T} n(t'-t)} \sin \frac{2\pi}{T} \sqrt{1-n^2} (t'-t) dt \quad \text{----- (IV-20)}$$

Desplazamiento relativo de la masa respecto a su base para las condiciones iniciales de desplazamiento y velocidad relativa nulos. Para pequeña magnitud de amortiguamiento presente en estructuras, generalmente ($n = 0.2$)

$$x_r = -\frac{T}{2\pi} \int_0^{t'} \ddot{x}_g(t) e^{-\frac{2\pi}{T}n(t'-t)} \operatorname{sen} \frac{2\pi}{T}(t'-t) dt \quad \text{---(IV-21)}$$

Derivando con respecto al tiempo se obtendrá $\dot{x}_r$ y $\ddot{x}_r$ y haciendo nuevamente la aproximación usual para pequeñas cantidades de amortiguamiento:

$$\dot{x}_r = - \int_0^{t'} \ddot{x}_g(t) e^{-\frac{2\pi}{T}n(t'-t)} \operatorname{sen} \frac{2\pi}{T}(t'-t) dt$$

$$\ddot{x}_r = -\frac{2\pi}{T} \int_0^{t'} \ddot{x}_g(t) e^{-\frac{2\pi}{T}n(t'-t)} \operatorname{sen} \frac{2\pi}{T}(t'-t) dt \quad \text{---(IV-22)}$$

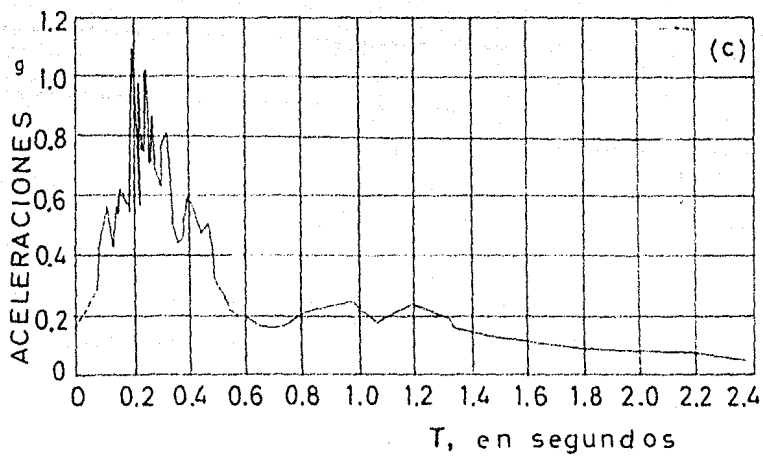
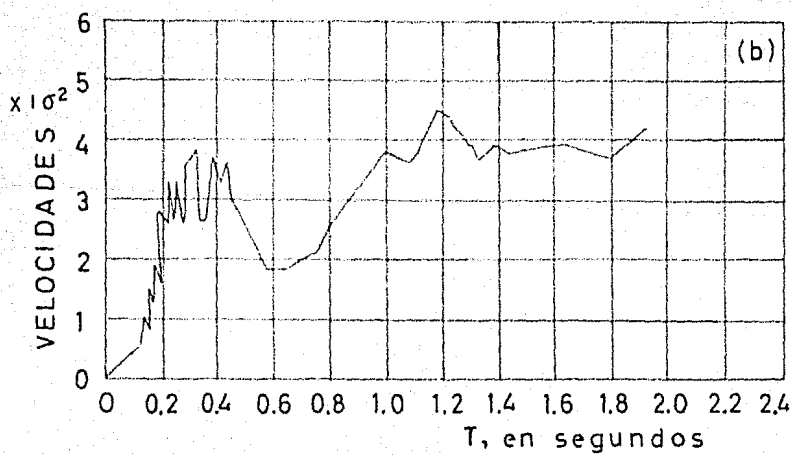
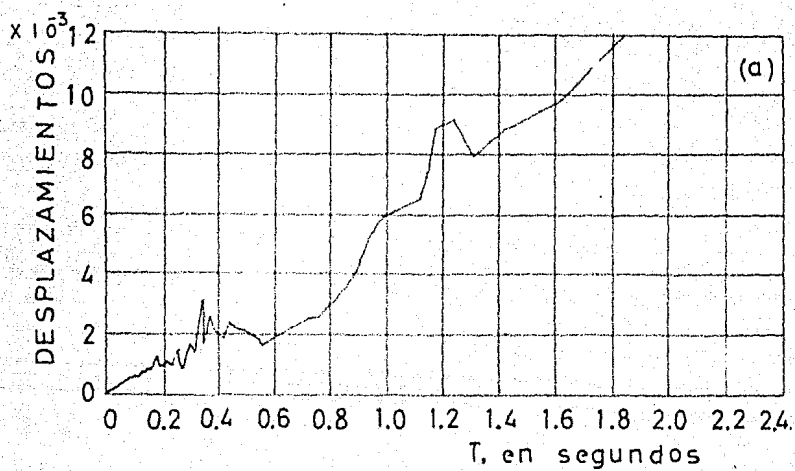
Para el diseño son de interés los valores máximos de las fuerzas y de las deformaciones. En todas las expresiones anteriores el valor de la integral es la misma y de nominándola con el valor S_v quedará:

$$x_r \text{ máx} = \frac{T}{2\pi} S_v \quad \text{--- Desplazamiento relativo. (IV-20')}$$

$$\dot{x}_r \text{ máx} = S_v \quad \text{--- Velocidad relativa. (IV-21')}$$

$$\ddot{x}_r \text{ máx} = \frac{2\pi}{T} S_v \quad \text{--- Aceleración relativa. (IV-22')}$$

El valor S_v es función de las características del temblor y de la frecuencia natural y amortiguamiento de la estructura. Si para un valor constante del amortiguamiento se trazan gráficas que tengan como abscisas el período natural de la estructura y como ordenadas $x_r \text{ máx}$, $\dot{x}_r \text{ máx}$ y $\ddot{x}_r \text{ máx}$ (respuestas de la estructura) se obtienen los llamados espectros de desplazamiento, velocidad y aceleración respectivamente para un temblor considerado.

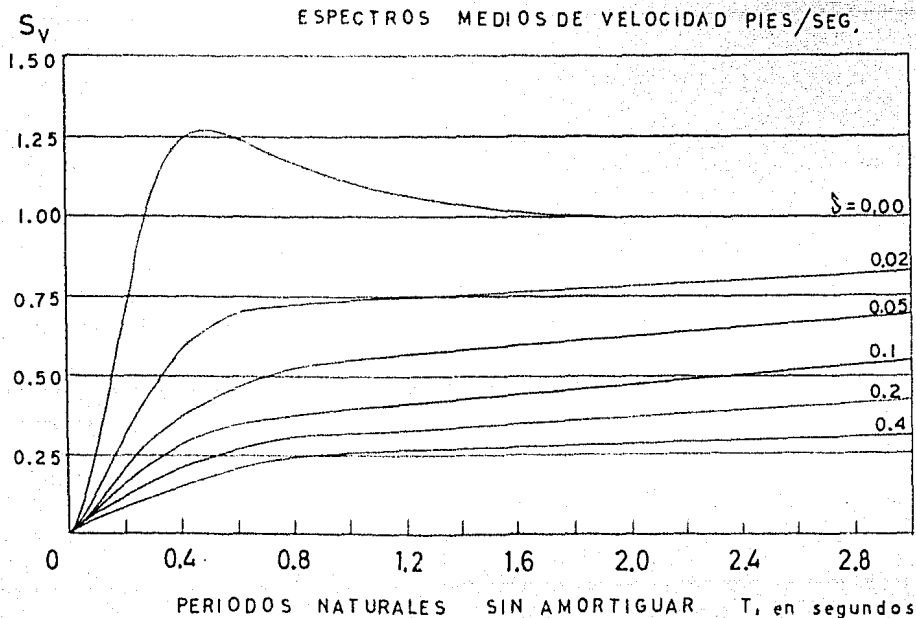


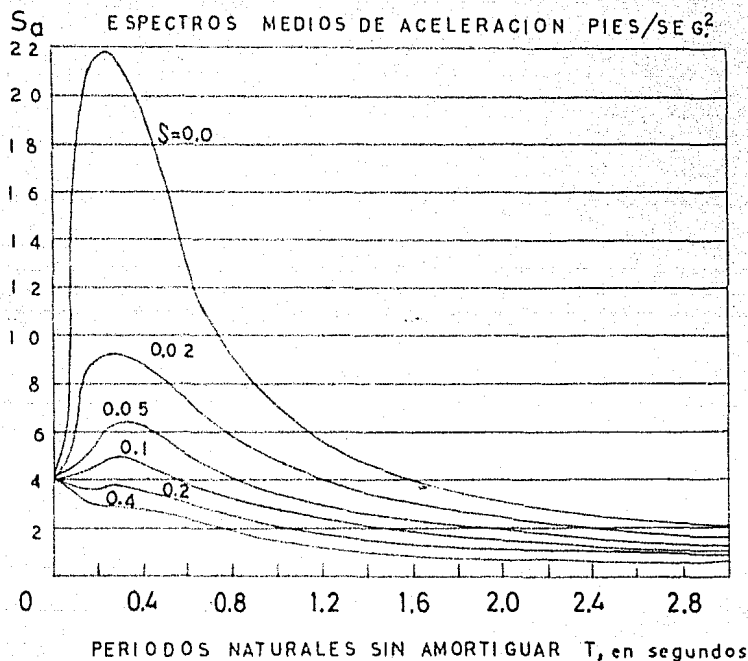
Una estructura se diseña para resistir temblores futuros y no se puede hacer un análisis exacto puesto que los datos disponibles son de sismos observados en el pasado los cuales se toman como muestras representativas de los temblores futuros.

Es razonable considerar una intensidad igual al más intenso de los temblores del pasado y suponer que el carácter del movimiento sísmico será el mismo que corresponde al carácter del promedio de los temblores del pasado.

Si en una localidad definida por condiciones geológicas, se desea proyectar una estructura para un temblor particular, puede adoptarse un espectro obtenido como la curva media o envolvente del (X_r) teórico. Si en la región ocurren frecuentes temblores cuyas curvas medias presentan diferentes características, es lógico trazar la curva media de cada uno de ellos.

Dada la irregularidad en la forma de los espectros que presentan variación brusca en la magnitud de las respuestas máximas en función del período natural, para fines de diseño se emplean espectros de forma regular como los mostrados a continuación.





Cualquiera de los espectros de un temblor proporciona los datos necesarios para el diseño de estructuras - con un grado de libertad, con solo conocer el período natural y el amortiguamiento de la misma.

En la realidad es muy difícil tener una familia - de espectros para una determinada región y así poder trazar el espectro medio correspondiente ya que esto se debe a la ausencia de los fenómenos y más aun a la falta de aparatos para registrarlos.

Un estudio experimental bastante interesante lo - realizó Biot sometiendo varios péndulos de torsión de diferentes períodos T_1 , T_2 , T_3 ; y así teniendo una gran variedad de péndulos los excitó con vibraciones de temblores reales y trazó sus respuestas referentes a aceleraciones - sufridas por las masas pendulares.

Encontró para $T = 0.25$ la respuesta de aceleración máxima.

Este criterio fué el que se siguió en el reglamento para el análisis dinámico de estructuras sobre terrenos blandos o duros.

Los valores de las aceleraciones absolutas espectrales, o máximas respuestas de aceleración, están dadas - por la siguiente expresión:

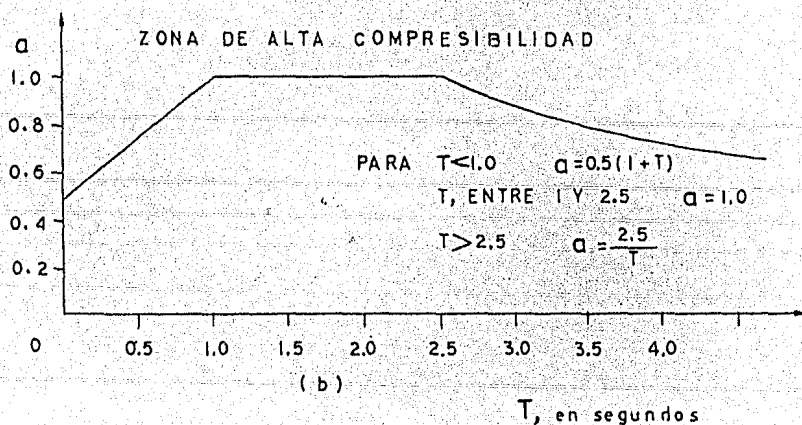
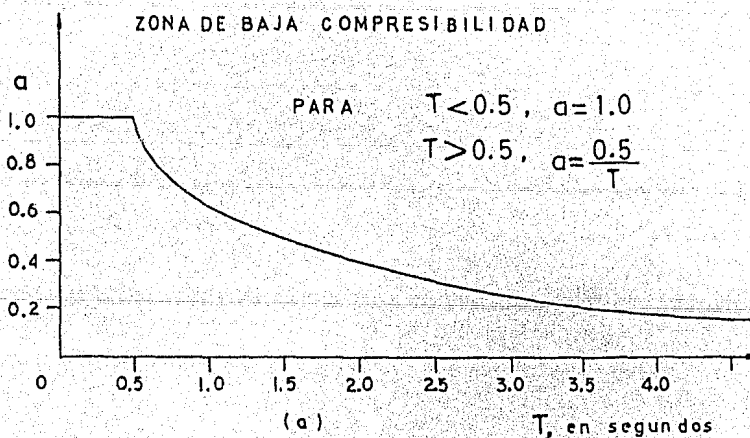
$$\ddot{x}_{me} = a C_s g \quad \text{----- (IV-23)}$$

Expresión del valor máximo de la aceleración absoluta espectral.

a : Coeficiente empleado en el análisis dinámico dado por la gráfica.

C_s : Coeficiente sísmico.

g : Valor de la aceleración de la gravedad.



DETERMINACION DE LA RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA.

Se considerará una fuerza aplicada de 100 ton. en la parte superior de la estructura, además de su peso propio; se tiene que la fuerza recuperadora en un resorte es:

$$F = K$$

Siendo K: Constante de rigidez.

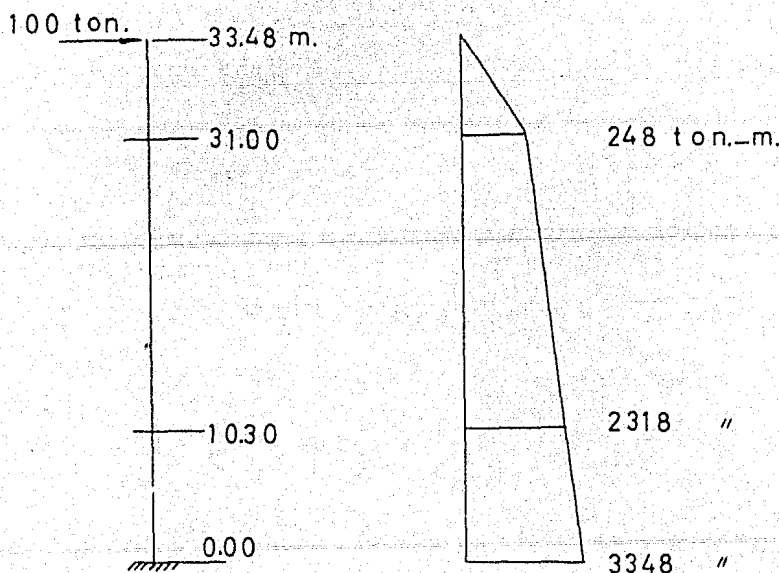
S: Desplazamiento ocasionado por F.

F: Fuerza aplicada en dirección del desplazamiento.

$$M_0 = 100 \times 33.48 = 3348 \text{ ton.-m.}$$

$$M_{10.3} = 100 \times 23.18 = 2318 \text{ ton.-m.}$$

$$M_{31} = 100 \times 2.48 = 248 \text{ ton.-m.}$$



Por medio de una "viga conjugada" se determinará el desplazamiento en la parte superior.

Se tendrá un diagrama $\frac{M}{EI}$ de valores

$$\frac{M}{EI}_0 = \frac{334800000}{161 \times 10^6 \times E} = \frac{2.16}{E}$$

$$\frac{M}{EI}_{10.3} = \frac{231800000}{7.94 \times 10^6 \times E} = \frac{29.4}{E}$$

$$\frac{M}{EI}_{10.3} = \frac{231800000}{6.65 \times 10^6 \times E} = \frac{34.8}{E}$$

$$\frac{M}{EI}_{31} = \frac{24800000}{6.65 \times 10^6 \times E} = \frac{3.73}{E}$$

$$\frac{M}{EI}_{31} = \frac{24800000}{5.30 \times 10^6 \times E} = \frac{4.68}{E}$$

Aplicando el método de Newmark para cargas equivalentes.

$$P_{ab} = \frac{h}{6} (2a + b)$$

$$P_{cb} = \frac{h}{6} (2c + b)$$

$$P_b = \frac{h}{6} (a + 4b + c)$$

$$P_{12} = \frac{515}{6} \times (4.32 + 15.78) = 1720$$

$$P_{32} = \frac{515}{6} \times (58.8 + 15.78) = 6400$$

$$P_2 = \frac{515}{6} \times (2.10 + 63.12 + 29.4) = 8100$$

$$P_{34} = \frac{1035}{6} \times (69.6 + 19.26) = 15300$$

$$P_{54} = \frac{1035}{6} \times (7.50 + 19.26) = 4620$$

$$P_4 = \frac{1035}{6} \times (34.8 + 77.04 + 3.73) = 19830$$

$$P_{65} = \frac{248}{6} \times (0.0 + 4.68) = 194$$

$$P_{56} = \frac{248}{6} \times (0.0 + 9.36 + 0) = 388$$

FUERZA CORTANTE

Se tiene que el período natural es 2.65 seg.
La fuerza cortante en la base será:

$$V = XK = K \frac{T}{2\pi} S_v$$

$K = \text{Rigidez} = 3.63 \text{ ton/cm.}$

De la gráfica de S_v se obtiene un valor de 0.305 m/seg.

$$V = 3.63 \times \frac{2.65}{2\pi} \times 0.305 = 46.8 \text{ ton.}$$

El valor de esta fuerza tiene mayor importancia en la estabilidad de la estructura debido al momento de volteo que provocará. Este valor como se ve es menor que el producido por el análisis estático.

VIGA CONJUGADA

TODO SE DIVIDIRA ENTRE 'E'

10.30		20.70		2.48				
2.16		15.78 29.4		34.8				
19.26		3.73		4.68				
1	2	3	4	5	6			
1	2.16	15.78 29.4	34.8	19.26	3.73	0	$\frac{M}{I}$ $\frac{Kg}{cm^3}$	
2	17.2	81	64	15.30	198.3	46.2 3.88	1.94	$\times 10^2$ $\frac{Kg}{cm^2}$
3	17.2	81	79.6	198.3	50.0	1.94	$\times 10^2$ $\frac{Kg}{cm^2}$	
4	17.2	98.2	177.8	376.1	426.1	$\times 10^2$ $\frac{Kg}{cm^2}$		
5	0.89	5.94	24.36	63.36	64.42	$\times 10^6$ $\frac{Kg}{cm}$		

- 1) CURVATURA
- 2) CARGA EQUIVALENTE
- 3) CARGA TOTAL EQUIVALENTE
- 4) CORTANTE POR TABLERO
- 5) FLECHA (IGUAL AL MOMENTO)

$$\delta = \frac{64420000}{E} = \frac{64420000}{2.1 \times 10^6} = 30.6 \text{ cm.}$$

$$K = \frac{F}{\delta} = \frac{100}{30.6} = 3.26 \text{ Ton./Cm. (RIGIDEZ)}$$

EFFECTOS DINAMICOS POR CARGA DE VIENTO.

Todas las fuerzas de viento son dinámicas en el sentido del fluido que las produce. Sin embargo bajo ciertas condiciones ideales un cuerpo dentro de una corriente de -- aire de velocidad constante (magnitud y dirección) experimenta fuerzas que no varían con el tiempo y lógicamente deben ser tomadas como fuerzas de viento estáticas.

Estas condiciones ideales son raramente encontradas, fluctuaciones generales del viento así como en su característica local e influencias de forma (y algunas veces de movimiento) del cuerpo, son factores que causan variación de tiempo en la actuación de las fuerzas de viento.

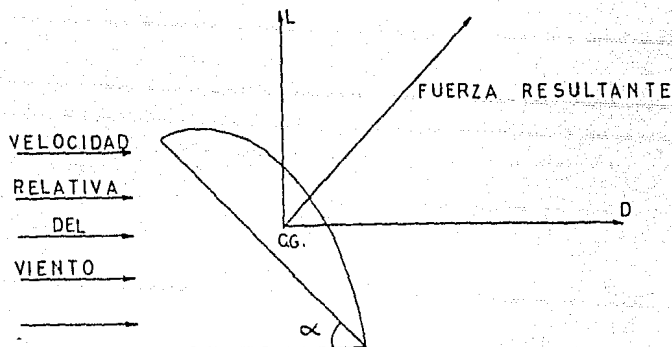
El diseño común que supone que las fuerzas de viento son estáticas puede ser justificado como una simplificación útil en la mayoría de los casos de cargas de viento encontradas por los ingenieros de estructuras.

Hay ciertos casos sin embargo donde el carácter dinámico de las fuerzas de viento es de gran importancia y en algunos de estos casos la respuesta a carga de viento no es posible analizarla más que a base de una suposición de variación de tiempo en la aplicación de fuerzas de viento.

Si se coloca un cuerpo contra una corriente de un fluido, aquél experimentará dos componentes de fuerza que dependerán de la forma del cuerpo, área proyectada perpendicular a la dirección del flujo, y ángulo de ataque α (inclinación con respecto a la dirección del flujo).

Se considerará la velocidad relativa cuando el cuerpo tenga cierta velocidad y dirección que no sea de sentido contrario a la del viento.

Para simplificar se consideró el cuerpo estacionario: expuesto a la acción del viento.



Siendo:

L: Fuerza de sustentación (perpendicular a la dirección del viento)

D: Fuerza de arrastre (paralela a la dirección del viento)

Las fuerzas L y D dependen como ya se dijo de los factores mencionados así como de la velocidad relativa y la densidad del fluido que se trate.

$$L = C_L \left(\frac{1}{2} \rho V^2 A \right) \quad \text{----- (IV-24)}$$

$$D = C_D \left(\frac{1}{2} \rho V^2 A \right) \quad \text{----- (IV-25)}$$

C_D y C_L : Coeficientes adimensionales dependen de (α , A, Forma.)

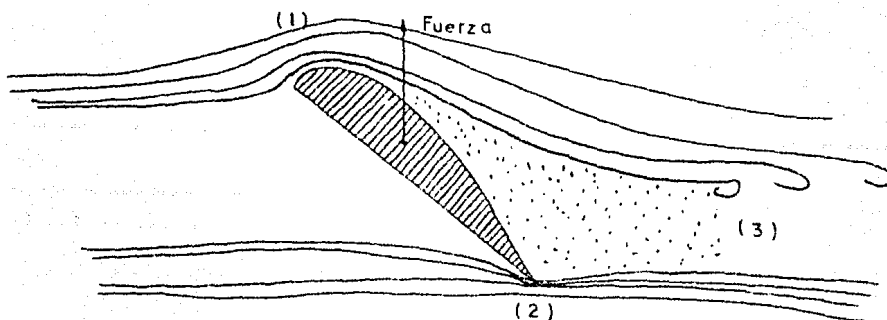
ρ : Densidad.

V: Velocidad relativa en este caso del viento.

A: Area proyectada perpendicular al viento.

La fuerza de sustentación depende del impacto del viento (por impulso) pero también se debe al estrechamiento del flujo de viento por la forma del cuerpo que ocasiona baja presión en la cercanía de éste.

Se han observado por pruebas en túneles de viento que el aire al chocar contra el cuerpo sigue las direcciones dibujadas:

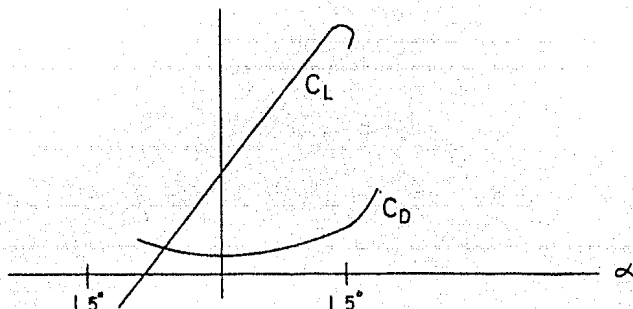


Se sabe que en la región punteada la presión es - aproximadamente igual a la atmosférica, no así en la parte (1) que tiene un valor menor debido al estrechamiento de las líneas. En (2) como el aire no sufre mucha dificultad para fluir casi conserva la presión atmosférica.

Por lo tanto debido a la diferencia de presiones el cuerpo tendrá un empuje hacia arriba que complementando con la de impacto tendrá la fuerza total L .

Según se incremente el ángulo α aumentará L hasta llegarse al caso en que se forman turbulencias en la parte (3)

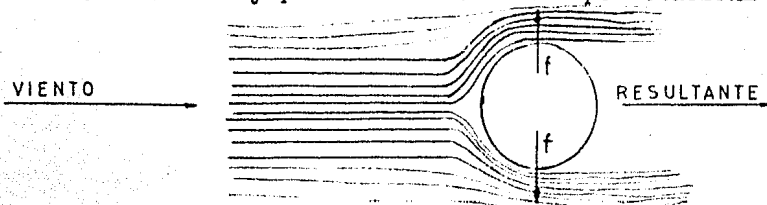
Las fuerzas L y D se obtienen por medio de los coeficientes C_L y C_D que se determinarán por medio de pruebas de laboratorio en túneles de viento, experimentando con cuerpos de la forma deseada (modelos), formándose gráficas o tablas con los diferentes valores.



Gráfica con valores C_L y C_D para un estado estable, teniendo la curva C_L una pendiente positiva para un valor hasta de 15° de α .

Para casos conocidos se puede determinar C_L y C_D ya que C_D para valores bajos e intermedios de velocidad relativa está relacionado con el número de Reynolds y para valores altos con el número Mach. Existen gráficas y tablas para este caso. Kutta da para C_L la expresión $C_L = 2\pi \sin \alpha$ para placas sometidas a un flujo. Para cuerpos aerodinámicos da una aproximación de 90%. El ángulo α no debe ser mayor de 25° .

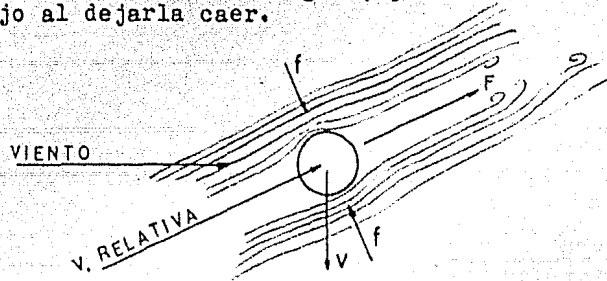
Supóngase un cuerpo de sección circular sujeto a una corriente de aire y permaneciendo el cuerpo estacionario.



El cuerpo estará sujeto a bajas presiones tanto en la parte superior como en la inferior, provocando dos fuerzas de dirección opuesta que no modificarán el movimiento del cuerpo en dirección perpendicular al viento

por ser iguales debido a la simetría del cuerpo. Resultará una sola fuerza de arrastre paralela a la dirección del viento.

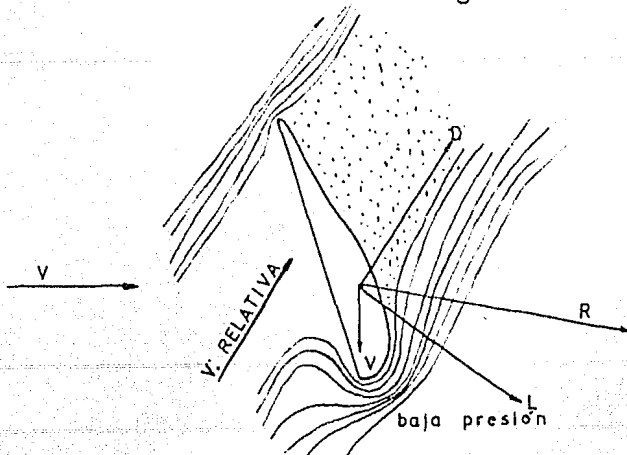
Sea ahora la misma figura, pero con una velocidad hacia abajo al dejarla caer.



Nuevamente se anulan las fuerzas provocadas por el vacío formado y tendrá solamente una resultante en la dirección del viento.

Este caso sería el de una línea de alta tensión en la que la fuerza 'F' tendrá una componente hacia arriba y es contrarrestada por el peso del alambre y no vibraría.

Ahora considérese la figura:



El cuerpo de forma irregular se deja caer con una velocidad v formando una dirección relativa con la velocidad del viento "V".

Estará sujeto a una resultante que tendrá una componente hacia abajo. La cual está en contraposición con la dirección del viento.

Esto demuestra que es un caso dinámicamente inestable ya que habrá una fuerza contraria al viento que --

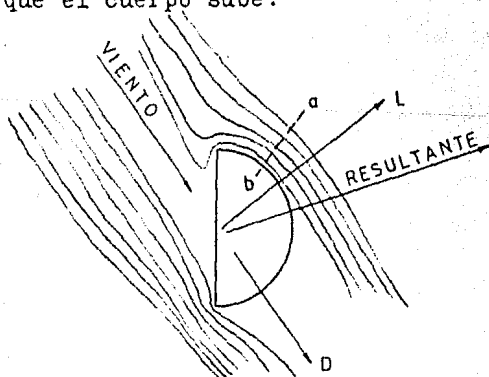
provocará vibraciones de acuerdo con la duración de exposición al viento y las fluctuaciones del mismo.

Este caso se ha observado en las líneas de alta tensión en lugares fríos, ya que los alambres expuestos a la intemperie son cubiertos por agua que se congela. Dándoles a los alambres secciones de forma aerodinámica, los cuales al haber un viento lateral presentan el fenómeno antes explicado.

Con lo anterior se llega a la conclusión de que las formas irregulares son inestables dinámicamente, siendo las formas regulares (simétricas como la circular) las más estables. La sección más inestable es la forma semicircular con su forma plana hacia el flujo.

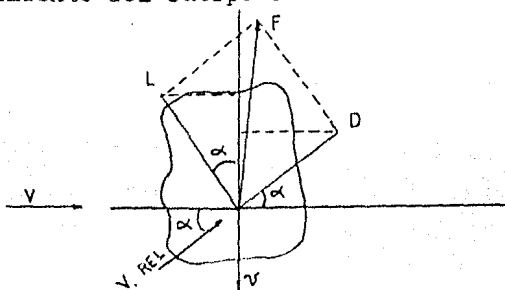
En pruebas hechas con humo y colorantes se observa que las líneas desde (a) hasta (b) son curvas hacia abajo. Si no hubiera alguna fuerza, las líneas serían rectas, pero como es lo contrario se deduce que la presión en (a) es mayor que en (b).

Este caso es contrario al anterior o sea considerando que el cuerpo sube.



Teóricamente lo anterior queda así:

Sea un cuerpo con velocidad hacia abajo, sujeto a las fuerzas antes mencionadas. Como nos interesa la fuerza contraria al viento, proyectando L y D en dirección al movimiento del cuerpo o sea verticalmente, se tendrá:



$$F = L \cos \alpha + D \sin \alpha \quad \text{-----} \quad (\text{IV-26})$$

No interesa la fuerza 'F' en sí, sino la razón de variación con respecto al ángulo de ataque, o en v/V .

Considerando que 'F' es máxima cuando $dF/d\alpha = 0$ resultando que parte del peso del cuerpo la contrarrestará. Por otro lado considerando que $dF/d\alpha$ sea negativo, significará que la fuerza hacia arriba aumentará para un ángulo α negativo y decrece para α positivo. Teniéndose el caso de la fuerza alternativa explicada antes.

El criterio de estabilidad dinámica.

$$\frac{dF}{d\alpha} < 0 \quad (\text{inestable})$$

$$\frac{dF}{d\alpha} > 0 \quad (\text{estable})$$

Al derivar la expresión (26) se considera que para pequeñas vibraciones v es pequeña comparada con V de tal modo que α es muy chico y el coseno será igual a la unidad.

$$\frac{dF}{d\alpha} = \frac{dL}{d\alpha} \cos \alpha - L \sin \alpha + \frac{dD}{d\alpha} \sin \alpha + D \cos \alpha$$

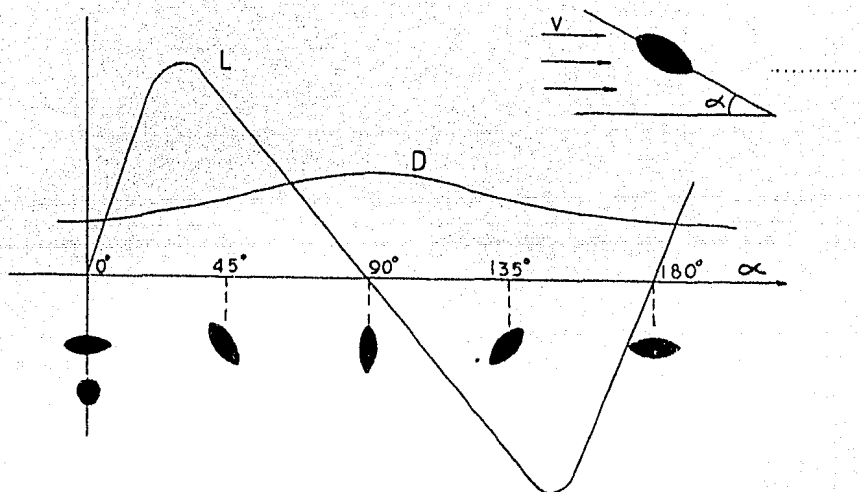
$$= \sin \alpha \left(-L + \frac{dD}{d\alpha} \right) + \cos \alpha \left(\frac{dL}{d\alpha} + D \right)$$

$$\approx \frac{dL}{d\alpha} + D$$

Siendo el sistema inestable cuando: $\frac{dL}{d\alpha} + D < 0$

Los valores de L y D de una sección transversal arbitraria no pueden ser calculados teóricamente y se recurre a pruebas en túnel de viento.

Una sección es estable dinámicamente si la pendiente negativa de la curva de L es más grande que la ordenada de la curva de D .



Esta gráfica nos demuestra que la sección circular es estable ya que su posición para cualquiera de los ángulos mostrados, (su característica $dL/d\alpha + D$ será positiva como para el caso de 0°) será igual por la simetría de la figura.

Se ve que una sección alargada es siempre estable cuando se coloca paralela a la dirección del viento ($\alpha = 0^\circ$) y es inestable cuando ($\alpha = 90^\circ$).

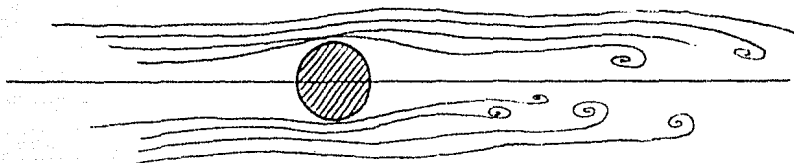
Una línea de transmisión cubierta con hielo tiene tendencias a formar ciclos más o menos largos en una dirección vertical correspondiente a $\alpha = 90^\circ$ en el diagrama.

En este ángulo para pequeñas amplitudes de vibración (variando α entre 89° y 91°) la energía es conservada durante cada ciclo. Esto incrementará la amplitud y el incremento será continuado tanto como sea suministrada energía por el viento.

En algunas amplitudes grandes el exceso de energía será nulo, de tal modo que se tiene energía balanceada y se alcanza la amplitud final. Se presume que esto ocurrirá para valores de α variando entre 30° y 150° . Cerca de los extremos de cada carrera la energía es almacenada, pero en su punto medio, la energía es disipada por amortiguamiento ya que $dL/d\alpha + D$ es positivo (mayor que cero).

Estos fenómenos discutidos son de poca frecuencia y gran amplitud en las líneas de transmisión. Esto ha sido observado pero raramente, cuando las condiciones de clima traen conjuntamente la acción de nieve en los alambres y vientos laterales de consideración. Existe otro caso de vibración caracterizado por frecuencias grandes y pequeñas - amplitudes, las cuales son más comunes y para ocurrir se requiere solamente viento lateral. La explicación de esto se encuentra en el llamado vórtice de Kármán.

VORTICE DE KARMAN.- Cuando un fluido pasa a través de un cuerpo cilíndrico, la estela detrás del cuerpo no es muy regular pero habrá distintos vórtices de la forma mostrada.



Los vórtices son alternativamente en sentidos directo y retrógrado, son formados desde el cuerpo en forma regular y son asociados con una fuerza alterna.

Este fenómeno ha sido estudiado experimentalmente y se ha encontrado que hay una relación definida entre la frecuencia f , el diámetro del cilindro D y la velocidad de la corriente de aire, expresada por la fórmula.

$$\frac{fD}{V} = S \quad \text{----- (IV-27)}$$

Siendo (S) llamado número de Strouhal.

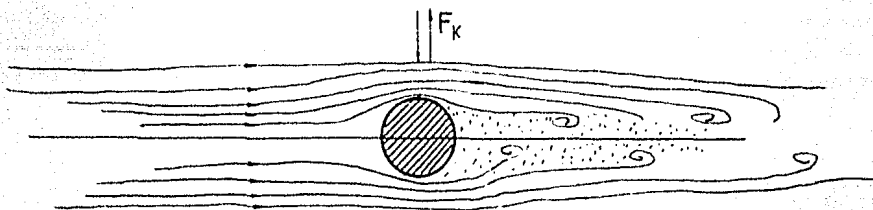
Dentro de un rango amplio del número de Reynolds ($R = Vd/\nu$) fué encontrado que "S" es constante para una forma dada. El límite de "R" para que "S" permanezca constante, es el número crítico $R = 200,000$ y para valores mayores el vórtice no deberá existir, sin embargo observaciones hechas en el campo en chimeneas indican que el fenómeno debe existir para valores más grandes del número de Reynolds y hay evidencias de que arriba de $R = 200,000$ el número Strouhal se incrementa.

Pocas pruebas han sido hechas para números de Reynolds grandes, se ha encontrado que $S = 0.43$ cuando $R = 1500000$.

Para valores de $R < 200,000$ se ha encontrado que usando un valor de $S = 0.22$ se evitarán vibraciones cercanas a la resonancia lo que ocasionaría desplazamientos de 4.5 el diámetro durante un período. Este valor es para cuerpos cilíndricos tubulares.

El valor de "S" es un número adimensional y es independiente del cambio de unidades.

Los remolinos formados en lados alternados del cilindro causan una fuerza variando armónicamente sobre el cilindro en una dirección perpendicular al sentido de la corriente de aire.



La intensidad máxima de ésta fuerza puede ser expresada en la forma usual para la mayoría de las fuerzas aerodinámicas tales como L y D .

$$F_k = C_k \left(\frac{1}{2} \rho V^2 A \right) \sin 2\pi f t \quad \text{----- (IV-28)}$$

Siendo:

F_k : Fuerza transversal periódica.

C_k : Coeficiente adimensional.

ρ : Densidad del aire (masa por unidad de volumen)

V : Velocidad del aire.

A : Área del cuerpo (proyección)

f : Frecuencia de la fuerza de vórtice.

t : Período.

El valor de C_k no es conocido con mucha exactitud, sin embargo un valor de $C_k = 1$ es aceptable para un valor del número de Reynolds variando de 10^2 a 10^7 .

Debe ser notado que la ecuación anterior implica frecuencia de vórtice que depende de la dimensión d , y velocidad V solamente.

En realidad es evidente sugerir que el efecto periódico - puede no ser independiente de la rigidez y frecuencia natural del cuerpo, cuando las oscilaciones finitas son permitidas.

Bajo ciertas circunstancias parece que el cuerpo oscilará en su frecuencia natural aun cuando ésta es bastante diferente de la frecuencia determinada por el número Strouhal y que la frecuencia del vórtice puede igualmente ser transformada a la frecuencia natural del cuerpo.

Si se toma el punto de vista de la frecuencia del vórtice (y así también la frecuencia de la fuerza periódica F_k) es independiente de las características dinámicas del cuerpo; el efecto puede ser tratado como cualquier otro caso de una fuerza periódica externa.

Las posibles medidas preventivas o correctivas son:

- 1.- Preever el desarrollo de vórtices periódicos.
- 2.- Cambiar la frecuencia natural del cuerpo de tal modo que la resonancia o cerca de la resonancia sea evitada.
- 3.- Suministrar suficiente amortiguamiento para asegurar que las vibraciones resonantes no producirán amplitudes excesivas.

Si se considera que las fuerzas periódicas son función del movimiento del cuerpo, el análisis de su comportamiento y el diseño de medidas correctivas puede ser más difícil. Sin embargo las medidas de seguridad anteriores sobre todo la 1 y 3, son aún las indicadas.

En construcciones esbeltas como faros y chimeneas industriales, se han presentado vibraciones atribuidas a los efectos del vórtice de Kármán. Los casos más sencillos son los que presentan un movimiento en forma de cantiliver (flexión un sentido), sin embargo hay casos en los que el movimiento es en forma oval (oscilación oval) en un sentido y luego cambia a 90° . Es interesante notar que para una frecuencia de vórtice f , la frecuencia excitadora para el modo oval será $2f$. Esto es a causa de que cada vórtice actúa en el mismo sentido en el modo oval, mientras que vórtices sucesivos actúan en sentido opuesto en el modo cantiliver.

Se ha observado que chimeneas remachadas resultan mejores que las chimeneas soldadas. Se supone que esto es debido al mayor amortiguamiento interno de las construcciones remachadas. Las chimeneas de concreto, ladrillo, o recubiertas con ladrillo parecen ser menos susceptibles a esta clase de vibraciones.

De acuerdo con lo anterior, la torre del tanque se considerará sujeta al fenómeno de vórtice suponiendo un - cuerpo cilíndrico de sección constante de dimensión igual a la mínima de la torre que es de 2.20 metros con la cual se determinará la frecuencia excitadora.

$$S = 0.22 = \frac{f_v d}{V} \therefore f_v = \frac{0.22V}{d}$$

$$d = 2.20 \text{ mts.}$$

$V = 108 \text{ Km/hora.}$ (según el reglamento para alturas de 25 a 50 metros) ya que la altura de torre es de 42 metros incluyendo el tanque.

$$\text{Frecuencia de vórtice. } f_v = \frac{0.22 \times 108000}{2.20 \times 3600} = 3 \text{ ciclos/seg.}$$

$$\text{Periodo de vórtice. } T_v = \frac{1}{3} \text{ seg.}$$

Determinación de la frecuencia natural

$$f_n = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m}}$$

$$K = 3.26 \text{ ton/m. para este caso, } m = \frac{574.13}{9.81} \text{ ton. seg/m.}$$

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3.26 \times 981}{574.13}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{5.6} = \frac{2.36}{2\pi} =$$

$$= 0.376 \text{ ciclos/seg.}$$

$$T_n = \frac{1}{0.376} = 2.65 \text{ seg.}$$

$$f_n = 0.376 \text{ ciclos/seg.} < f_v = 3 \text{ ciclos/seg.}$$

Este resultado asegura cuando menos que no se producirá - resonancia debido al fenómeno de vórtice.

Fuerza por vórtice.

$$F_v = C_k \left(\frac{1}{2} \rho V^2 A \right) \sin 2\pi f_v t$$

$$C_k \doteq 1$$

$$\rho = 1.293 \text{ Kg/m}^3$$

$$V = 108 \text{ Km/h.} = 30 \text{ m/seg.}$$

$$A = 168.70 \text{ m}^2$$

FUERZA APLICADA A LA ESTRUCTURA VIBRANDO SIN AMORTIGUAMIENTO (ya que es metálica y soldada)

$$F_E = P_1 \frac{\sin \Omega t - \frac{\Omega}{\omega} \sin \omega t}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega} \right)^2}$$

Efecto de una fuerza periódica ($P = P_1 \sin \Omega t$) sobre una estructura.

Sustituyendo

$$P_1 = C_k \left(\frac{1}{2} \rho V^2 A \right)$$

Considerada como estática ya que $F_v = P_1 \sin 2\pi f_v t$ (fuerza de vórtice)

y siendo

$$\Omega = 2\pi f_v$$

$$\omega = 2\pi f_n$$

$$F_E = C_k \left(\frac{1}{2} \rho V^2 A \right) \frac{\sin 2\pi f_v t - \frac{f_v}{f_n} \sin 2\pi f_n t}{1 - \left(\frac{f_v}{f_n} \right)^2}$$

Considerando el efecto para un segundo de duración.

$$F_E = 1 \left(\frac{1}{2} 1.293 \times 900 \times 168.70 \right) \frac{\sin 2\pi \times 3 - \frac{3}{0.376} \sin 2\pi \times 0.376}{1 - \left(\frac{3}{0.376} \right)^2}$$

$$F_E = 98000 \frac{\text{sen } 0^\circ - 8 \text{ sen } 44^\circ}{1 - 64}$$

$$\text{sen } 2\pi \times 3 = \text{sen } 360^\circ \times 3 = \text{sen } 0^\circ$$

$$\text{sen } 2\pi \times 0.376 = \text{sen } 136^\circ = \text{sen } 44^\circ$$

$$F_E = 98000 \frac{0 - 8 \times 0.695}{- 63} = 98000 \times 0.088$$

$$F_E = .8630 \text{ Kg.}$$

Fuerza de menor magnitud que las ejercidas por la acción sísmica en su consideración estática y dinámica.

V.- DISEÑO DE LA TORRE CILINDRICA DE SOPORTE TOMANDO EN CUENTA LA VARIACION LINEAL DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES.

Para el diseño definitivo se considera un valor de la fuerza horizontal igual a 46.80 ton., determinado por el análisis dinámico. Puesto que la fuerza horizontal es menor, se reducirán los espesores de lámina obtenidos por el diseño estático en los niveles 1, 2, 3, 4 y 5 y finalmente se revisan por medio de las expresiones de flexo compresión - anteriormente aplicadas.

Sección	Nivel	F. Normal	F. Cortante	Momento
1	- 0.00 m	519.40 ton.	46.80 ton.	1730 ton.m.
2	- 10.30 "	519.40 "	46.80 "	1250 "
3	- 20.65 "	519.40 "	46.80 "	342 "
4	- 31.00 "	519.40 "	46.80 "	280 "
5	- 33.50 "	519.40 "	46.80 "	164 "

SECCION 1

Espesor = 5/8"

A = 3920 cm²

S = 450000 cm³

I = 135000000 cm⁴

r = 186 cm

$$\frac{l}{r} = \frac{3700}{186} = 20$$

$$f_a = \frac{519400}{3920} = 132 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 1195 - 0.034 \times 400 = 1181.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{173000000}{450000} = 384 \text{ k/c}^2$$

$$F_b = 1265 \text{ k/c}^2$$

$$\frac{132}{1181.4} + \frac{384}{1265} = 0.112 + 0.304 = 0.406 \quad \therefore \text{PL } 5/8''$$

$$\text{Revisión por cortante. } v = \frac{T}{A} = \frac{46800}{3920} = 11.9 \text{ k/c}^2 < 950 \text{ k/c}^2$$

SECCION 2

Espesor = 5/8"

A = 1100 cm.²

S = 60500 cm.³

I = 6650000 cm.⁴

r = 78 cm

$$\frac{l}{r} = \frac{2670}{78} = 34.3$$

$$f_a = \frac{519400}{1100} = 470 \text{ k/c}^2$$

$$F_a = 1195 - 0.034 \times 1175 = 795 \text{ k/c}^2$$

$$f_b = \frac{125000000}{450000} = 278 \text{ k/c}^2$$

$$F_b = 1265 \text{ k/c}^2$$

$$\frac{470}{795} + \frac{278}{1265} = 0.591 + 0.220 = 0.811 \quad \therefore \text{PL } 5/8''$$

$$\text{Revisión por cortante. } v = \frac{T}{A} = \frac{46800}{1100} = 42.5 \text{ k/c}^2 < 950 \text{ k/c}^2$$

El esfuerzo cortante no rige para el diseño, se deja el espesor sobrado tomando en consideración la corrosión y la eficiencia de junta en soldadura a tope y además como no se considera peso propio de la estructura arriba de la sección considerada.

SECCION 3

$$\begin{aligned} \text{Espesor} &= 1/2'' \\ S &= 49000 \text{ cm}^3 \\ I &= 5400000 \text{ cm}^4 \\ A &= 1020 \text{ cm}^2 \\ r &= 73 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{l}{r} = \frac{1635}{73} = 22.4$$

$$f_a = \frac{519400}{1020} = 509 \text{ k/c}^2$$

$$F_a = 1195 - 0.043 \times 500 = 1173.5 \text{ k/c}^2$$

$$f_b = \frac{34200000}{49000} = 700 \text{ k/c}^2$$

$$F_b = 1265 \text{ k/c}^2$$

$$\frac{509}{1173.5} + \frac{700}{1265} = 0.433 + 0.553 = 0.986 \quad \therefore \text{PL } 1/2''$$

SECCION 4

$$\begin{aligned} \text{Espesor} &= 1/2'' \\ S &= 49000 \text{ cm}^3 \\ I &= 5400000 \text{ cm}^4 \\ A &= 1020 \text{ cm}^2 \\ r &= 73 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{l}{r} = \frac{600}{73} = 8.23$$

$$f_a = \frac{519400}{1020} = 509 \text{ k/c}^2$$

$$F_a = 1195 - 0.043 \times 67.8 = 1192 \text{ k/c}^2$$

$$f_b = \frac{28000000}{49000} = 572 \text{ k/c}^2$$

$$F_b = 1265 \text{ k/c}^2$$

$$\frac{509}{1192} + \frac{572}{1265} = 0.426 + 0.452 = 0.878 \quad \therefore \text{PL } 1/2''$$

SECCION 5

Espesor = $3/16"$
 $A = 3141 \text{ cm}^2$
 $I = 42900000 \text{ cm}^4$

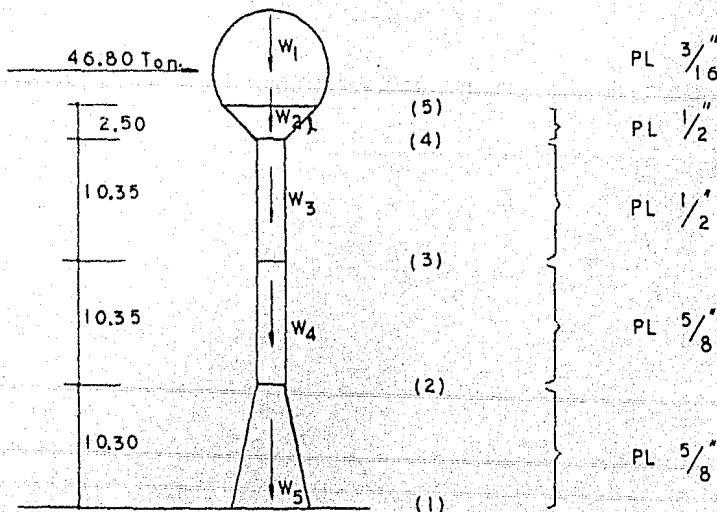
Por ser l muy corto se usará la fórmula de la escuadría revisándose el esfuerzo.

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{MY}{I}$$

$$\sigma = \frac{519400}{3141} + \frac{16400000 \times 750}{42900000} = 165 + 286 = 451 \text{ k/c}^2 < 1265 \text{ k/c}^2$$

Las dimensiones de la soldadura están regidas por los espesores de placa ya que es a tope, por lo tanto no se calculan.

FUERZAS EJERCIDAS EN LA BASE.-



W_1 = Peso total del tanque = 519.40 ton.

$W_2 = \pi (R + r) l q = \pi (3.50 + 1.10) \times 3.5 \times 100 = 5060 \text{ Kg.}$

$W_3 = \pi D \times h q = \pi \times 2.20 \times 10.35 \times 100 = 7170 \text{ Kg.}$

$W_4 = \pi D \times h q = \pi \times 2.20 \times 10.35 \times 124 = 8950 \text{ Kg.}$

Peso de lámina (k/m^2)

$q \ 1/2" = 7850 \times 0.0127 = 100 \text{ Kg/m}^2$

$q \ 5/8" = 7850 \times 0.0159 = 124 \text{ Kg/m}^2$

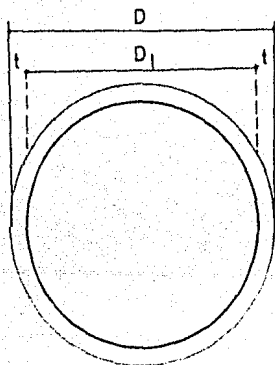
Para determinar W_5 solamente se modificarán los pesos de las secciones anteriores usando $q = 124 \text{ k/m}^2$

$$\begin{aligned} W_I &= 396 \times 1.3 (1.34 + 1.10) = 1300 \text{ Kg.} \\ W_J &= 396 \times 1.0 (1.34 + 1.42) = 1100 \text{ " } \\ W_H &= 396 \text{ " } (1.71 + 1.42) = 1190 \text{ " } \\ W_G &= 396 \text{ " } (1.88 + 1.71) = 1420 \text{ " } \\ W_F &= 396 \text{ " } (2.08 + 1.88) = 1570 \text{ " } \\ W_E &= 396 \text{ " } (2.26 + 2.08) = 1720 \text{ " } \\ W_D &= 396 \text{ " } (2.45 + 2.26) = 1880 \text{ " } \\ W_C &= 396 \text{ " } (2.64 + 2.45) = 2010 \text{ " } \\ W_B &= 396 \text{ " } (2.81 + 2.64) = 2160 \text{ " } \\ W_A &= 396 \text{ " } (3.00 + 2.81) = 2250 \text{ " } \end{aligned}$$

Peso total = 556 ton.

ANCLAJE Y PLACA DE BASE.-

Consistirá de anclas metálicas distribuidas uniformemente en la circunferencia de la base de la torre. Para determinar su número se tiene:



t : espesor de lámina

D : diámetro exterior

D_1 : diámetro interior

Considerando sección homogénea.

Se determinará el esfuerzo por unidad de circunferencia debido al momento producido en la base debido a sismo. Considerando la torre como un cantiliver, el esfuerzo en la fibra más alejada está dado por:

$$S = \frac{MY}{I} \quad \text{fórmula de la escuadría para una viga de material homogéneo.}$$

Para sección circular $Y = \frac{D}{2}$

$$I = \frac{\pi}{64} (D^4 - D_1^4) \quad D - D_1 = 2t \quad \therefore D_1 = D - 2t$$

Sustituyendo el esfuerzo será.

$$S = \frac{M \frac{D}{2}}{\frac{\pi}{64} [D^4 - (D - 2t)^4]} = \frac{32 MD}{\pi [D^4 - (D - 2t)^4]}$$

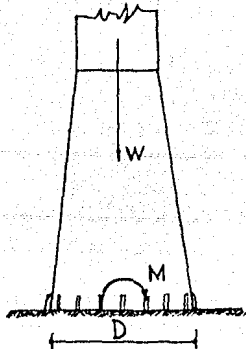
$$= \frac{32 MD}{\pi [8D^3t - 24D^2t^2 + 32Dt^3 - 16t^4]}$$

Puesto que los términos en t^2 , t^3 y t^4 serán muy pequeños, se desprecian.

$$S = \frac{4M}{\pi D^2 t} \quad (\text{Esfuerzo unitario})$$

$$St = \frac{4M}{\pi D^2} \quad (\text{Fuerza por unidad de circunferencia para un espesor dado, tensión y compresión máxima})$$

Se considera el valor de la fibra más alejada por ser la más desfavorable ya que por la forma circular de la base existe un número infinito de ejes neutros.

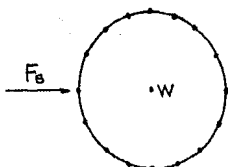


Considerando la acción de la fuerza vertical en la sección de la base, resultan esfuerzos uniformes en toda el área.

Por lo tanto.

$$S = \frac{W}{\pi D t} \quad (\text{Esfuerzo})$$

$$St = \frac{W}{\pi D} \quad (\text{Fuerza de compresión máxima por unidad de circunferencia para un espesor dado})$$



La fuerza de tensión es la que interesa para el diseño de las anclas ya que la fuerza de compresión se transmitirá al área de apoyo de la placa de base; si no existiera momento en la base teóricamente no se necesitan anclas.

La tensión efectiva por unidad de circunferencia - será debido a los efectos del momento y el peso total de la estructura.

$$T_e = \frac{4 M}{\pi D^2} - \frac{W}{\pi D}$$

Si hay N anclas distribuídas en la base de la torre cada una tomará la fuerza correspondiente a un arco de circunferencia o sea, (dentro de la seguridad).

$$t_a = \frac{\pi D}{N} T_e \quad (\text{fuerza por ancla})$$

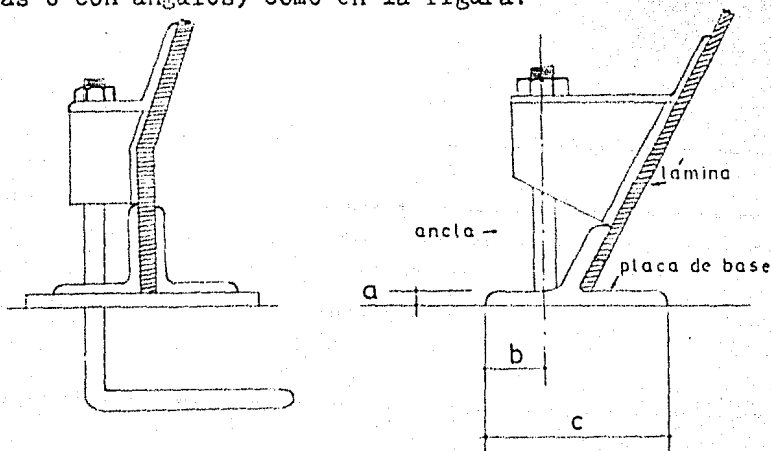
$$\therefore t_a = \frac{\pi D}{N} \left(\frac{4 M}{\pi D^2} - \frac{W}{\pi D} \right) = \frac{4 M}{ND} - \frac{W}{N}$$

DISÑO DE LA PLACA DE BASE.-

La máxima fuerza de compresión está dada por la suma de los efectos.

$$C_e = \frac{4 M}{\pi D^2} + \frac{W}{\pi D} \quad (\text{Fuerza de compresión por unidad de circunferencia})$$

La placa de base es una corona circular cuya anchura depende de la fuerza de compresión unitaria (formada por placas o con ángulos) como en la figura.



$$c = \frac{C_e}{f_c}$$

C_e : fuerza efectiva de compresión por unidad de circunferencia.

f_c : esfuerzo de compresión del -- concreto de cimentación.

Para el espesor de la placa se considera una franja unitaria en voladizo.

$$f_s = \frac{M Y}{I} \quad M = \frac{f_c b^2}{2} \quad Y = \frac{a}{2}$$

$$I = \frac{1 \times a^3}{12} = \frac{a^3}{12} \quad f_s = \frac{12 \times f_c b^2 \times \frac{a}{2}}{a^3 \times 2 \times 2} = \frac{3 b^2 f_c}{a^2}$$

$$a^2 = \frac{3 b^2 f_c}{f_s} \quad a = b \sqrt{\frac{3 f_c}{f_s}}$$

Momento en la base = 1730 ton.-m.

Fuerza total vertical = 556 ton.

Se colocarán 36 anclas en la circunferencia de la base.

D = 6.00 m.

$$\text{Fuerza/ancla} = \frac{4 \times 1730}{36 \times 6} = \frac{556}{36} = 32 - 15.4 = 17.00 \text{ ton.}$$

$$\text{Area necesaria/ancla} = \frac{17000}{1265} = 13.4 \text{ cm}^2$$

Colocando anclas de $\phi 1 \frac{5}{8}$ cuya área es 13.4 cm² es suficiente.

Determinación de "c" usando concreto de $f'_c = 180 \text{ k/c}^2$

$$C_e = \frac{4 \times 1730}{\pi \times 36} + \frac{556}{\pi \times 6} = 61 + 29.5 = 90.50 \text{ ton./m.}$$

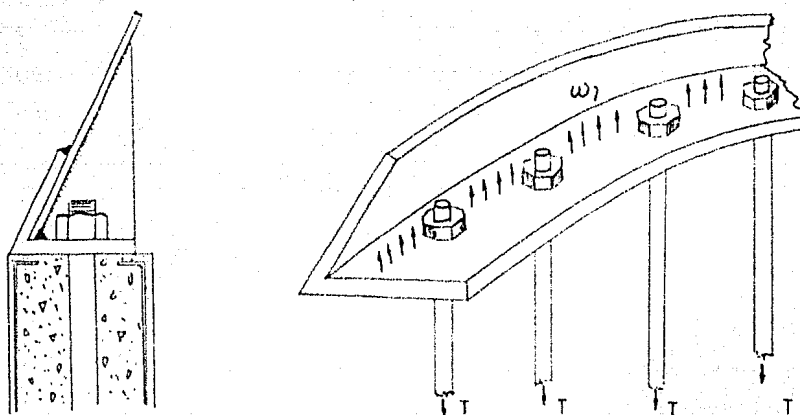
$$f_c = 0.45 \times 180 = 81 \text{ k/c}^2 \quad c = \frac{905}{81} = 11.2 \text{ cm.}$$

Debido al diámetro de las anclas se considerará un ancho c de 25 cm.

$$a = b \sqrt{\frac{3 f_c}{f_s}} = 10 \sqrt{\frac{3 \times 81}{1265}} = 10 \times 0.438 = 4.38 \text{ cm.} \therefore \text{PL } 1 \frac{3}{4}$$

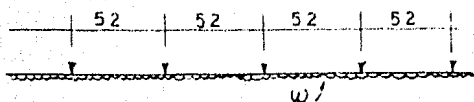
Formada por placa y ángulos soldados a la lámina de la base

Se revisará el espesor de placa para el caso en -- que el ancla se apoye directamente sobre ella. Consistente en un anillo de sección angular.



Se considerará la placa como una viga continua sometida a una carga uniforme igual a:

$$\omega = \frac{36 \times 17000 \text{ Kg.}}{\pi D} = \frac{36 \times 17000}{\pi \times 575} = 340 \text{ k/cm.}$$



Para viga continua con muchos apoyos y claros iguales el momento máximo se puede considerar

$$M = \frac{\omega L^2}{10} \quad M = \frac{340 \times 52^2}{10} = 92300 \text{ Kg.-cm.}$$

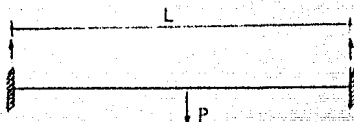
El espesor estará dado por

$$a = \sqrt{\frac{6 M}{c f_s}}$$

Sustituyendo para 25 cm. de ancho considerado.

$$a = \sqrt{\frac{6 \times 92300}{25 \times 1265}} = \sqrt{17.5} = 4.2 \text{ cm.} \quad \therefore \text{ PL } 1 \frac{5}{8}"$$

Colocando atiesadores entre cada claro de ancla se tendrá - el caso más desfavorable.



P: Tensión de ancla.

$$M = \frac{PL}{8} = \frac{17000 \times 52}{8} = 110000 \text{ Kg.-cm.}$$

$$a = \sqrt{\frac{6 \times 110000}{25 \times 1265}} = \sqrt{20.8} = 4.56 \text{ cm.} \quad \therefore \text{ PL } 1 \frac{7}{8}"$$

Por esfuerzo cortante se tendrá $25 \times a \times 914 = 17000$

$$a = \frac{17000}{25 \times 914} = 0.7 \text{ cm.}$$

SOLDADURA

Resistencia por centímetro en soldadura de filete.

$$T = D \times 0.707 \quad f_s = 956 \text{ k/c}^2$$

$$S = T \times 1 \text{ cm.} \times 956 = 0.707 \times 956 D = 676 D$$

Para contrarrestar los 17000 Kg. de cada ancla al transmitirse a la placa de base y de ésta a la estructura por medio de los atiesadores o soldando directamente en toda la circunferencia se requieren:

Usando cordón de $1/2"$

$$l = \frac{17000}{676 \times 1.27} = 19.8 \text{ cm.}$$

Como se ve en este aspecto basta con soldar en toda la circunferencia para que la estructura se sostenga satisfactoriamente.

VI.- PROPIEDADES Y CARACTERISTICAS DEL TERRENO.

Requisito previo para realizar un estudio racional de la cimentación de una estructura es el conocimiento de las condiciones del terreno y del agua subterránea en la ubicación de la nueva estructura.

Simultáneamente a la investigación se debe preparar una planta con las cargas de la estructura que se proyecta.

Con los datos obtenidos del estudio del terreno y el esquema de cargas se puede abordar la elección del tipo de cimiento debiendo considerarse principalmente lo siguiente.

1.- Las cargas de la estructura deben transmitirse a capas de terreno capaces de soportarlas sin rotura.

2.- Las deformaciones de las capas de terreno subyacentes a los cimientos deben ser compatibles con la deformación que el propio cimiento y la superestructura, así como las estructuras próximas, pueden soportar con seguridad.

3.- La ejecución del cimiento no ha de causar daños a las estructuras inmediatas existentes.

Generalmente siempre son posibles desde el punto de vista técnico varias soluciones para una determinada cimentación aunque naturalmente debe ser preferida la solución más económica. Respecto a este punto, es a veces suficiente una somera estimación, pero no es raro que se presente el caso de tener que realizar estudios detallados de los diferentes proyectos factibles para poder estimar adecuadamente sus presupuestos.

Todos los esquemas y planos deben incluir normas para la adecuada vigilancia de la ejecución; esto es de importancia vital en todas las obras de cimentación; ya que es sencilla en cualquier momento la verificación de la naturaleza de los materiales empleados en la superestructura, así como de la calidad de su ejecución, pero es sin embargo, extremadamente caro, y a veces imposible, hacer lo propio en una cimentación una vez que ésta queda embebida en el terreno.

Se deben incluir normas para el control del funcionamiento real de la cimentación, tanto durante su construcción como después de la terminación de la estructura completa.

Las mediciones adecuadas de las deformaciones reales de una estructura proporcionan a muy pequeño precio una seguridad necesaria contra situaciones imprevistas y permiten a tiempo las medidas convenientes.

EXPLORACION DEL SUBSUELO

Para el caso presente se hizo la siguiente investigación:

Un sondeo de penetración obteniendo muestras alteradas hasta una profundidad de 37 metros usando un muestreador de tubo partido de $1\frac{1}{2}$ de diámetro en el centro del área de cimentación.

A las muestras obtenidas se les clasificó en el laboratorio en estado húmedo y seco y se les determinó su contenido de humedad natural.

Se llevó un registro del número de golpes para hacer avanzar el muestreador 30 cm. en la llamada "penetración estandar". Los resultados de las pruebas de laboratorio en las muestras obtenidas en el sondeo de penetración se han dibujado en una gráfica en la cual se incluye el registro del número de golpes en penetración estandar, y se indica la posición del nivel de aguas freáticas.

Para explorar las capas superficiales del terreno se hicieron tres pozos a cielo abierto hasta una profundidad de 1.5 m. y un pozo hasta una profundidad de 1.90 m. La estratigrafía se muestra en el esquema.

ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO

De la superficie del terreno hasta 1.30 metros de profundidad se encuentra un relleno arcilloso con pedazos de tabique y cascajo.

De los 1.40 metros de profundidad hasta cerca de los 2.00 metros se encontró una capa de limo arcilloso color claro con abundancia de carbonatos que corresponde a la formación geológica Barrilaco. El contenido de humedad de este suelo es de cerca de 75%.

De los 2.00 a los 4.00 metros de profundidad alteran capas de limo y arenas gruesas y finas con contenidos de humedad que varían entre 50 y 100%. El número de golpes para penetrar 30 centímetros en penetración estandar en estas capas de suelo alcanza un máximo de 10 golpes a los 2.5 metros de profundidad.

De los 4.5 a los 15.50 metros de profundidad se encontraron arcillas volcánicas compresibles de colores café, verde y rojo con altos contenidos de humedad y consistencia muy suave. Los contenidos de humedad alcanzan valores hasta de 350%. Entre estas capas de arcilla existen intercaladas vetas de arena fina de espesores pequeños. El número de golpes para hacer avanzar el muestreador 30 centímetros de penetración estandar para estas capas es de cerca de un golpe.

Algunas de estas capas de arcilla contienen carbonatos en abundancia y otras tienen puntos de vidrio volcánico.

A los 17.00 metros de profundidad se localizaron capas de arena y limos compactos con contenidos de humedad cercanos a 50% y con resistencias a la penetración de cerca de 10 golpes.

A los 18.50 metros existen capas de limo color verde gris con resistencias a la penetración de 12 golpes por cada 30 centímetros. Los contenidos de humedad de estos limos son cercanos a 50% y estos materiales son poco compresibles.

De los 19.00 a los 21.00 metros existen bajo el predio arcillas compresibles con contenidos de humedad de 175%.

A los 21.00 metros se encuentra una capa de arena de un metro de espesor en estado sumamente compacto con resistencia a la penetración hasta de 60 golpes.

De los 23.00 a los 25.00 metros se localizaron arcillas compresibles con contenidos de humedad de 170%.

De los 25.00 a los 30.00 metros se localizó la capa dura "Arena I de la formación Tarango" compuesta por arenas y limos compactos.

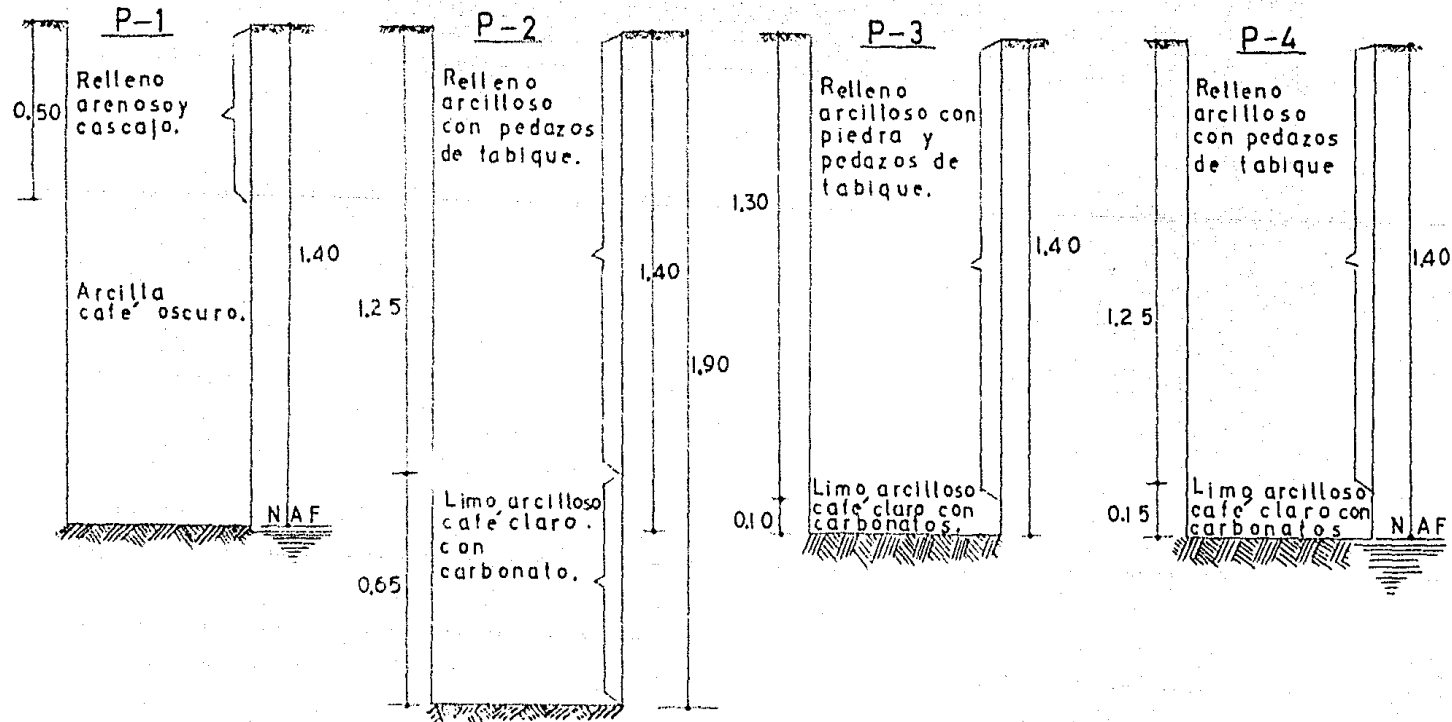
La resistencia a la penetración del muestreador es mayor de 15 en cualquiera de las capas y alcanza valores hasta de 40 golpes por cada 30 centímetros en la capa dura.

De los 30.00 a los 35.00 metros se localizaron arcillas volcánicas compresibles con contenidos de humedad de 170% que contribuyen muy poco a los asentamientos. Están intercaladas estas capas de arcilla con vetas de arena y vidrio volcánico.

A los 35.50 metros de profundidad se localizó un limo verde oscuro arenoso con contenidos de humedad de 100% de baja compresibilidad y resistencias a la penetración mayores de 10 golpes.

Este sondeo se profundizó hasta 37.00 metros. Se sabe por la geología de la zona que los suelos abajo de esta profundidad no contribuyen al hundimiento de la obra.

POZOS A CIELO ABIERTO



VII.- DISEÑO DE LA CIMENTACION

Una estructura puede ser satisfactoria desde el punto de vista de los elementos que la integran (resistencia, estética etc.) pero todo lo anterior sería en vano si su cimentación no fuera adecuada.

Generalmente al construirse una obra es admirada por su magnitud y audacia de diseño, no siendo así para con su cimentación. El planeamiento de sus características básicas y el diseño de sus partes puede involucrar algunas de las labores más grandes de la ingeniería y el mejor de los criterios en relación con un proyecto y su construcción requiere algunos de los trabajos más difíciles de todas las actividades hechas en el campo.

En un edificio si una columna, una viga, etc. fallan o se agrietan, es posible corregir tales defectos reforzándolos con la ayuda de acero adicional o con la construcción de iguales elementos para repartir las cargas de uno en varios, o simplemente si es un muro el que falla, se cambia el material por otro de mejor calidad. Cuando una estructura falla por una inadecuada cimentación, la situación no es tan sencilla y está de por medio una gran cantidad de dinero ya que corregir fallas de terreno como asentamientos y deslizamientos, trae como consecuencia otras actividades.

No se debe olvidar que quien planea y diseña una cimentación es responsable de su ejecución, por lo tanto se le debe dar la atención requerida y no basarse en soluciones simplistas de considerar características y condiciones muy generales para los suelos.

Existe cierta discrepancia en cuanto a la definición de cimiento y cimentación.

Cimentación es el suelo, roca, etc. o la preparación del terreno al cual se transmitirá la carga total de una estructura de tal modo que no sobrepasen las fatigas permitidas para el suelo en cuestión, ni se produzcan asentamientos de gran magnitud. Por las formas de contrarrestar a las cargas de una estructura tomará su designación.

Cimiento es el conjunto de elementos de una subestructura que sirve como medio para distribuir las cargas de la superestructura sobre la cimentación. Es en resumen el vínculo entre una estructura y su cimentación.

Las cimentaciones se clasifican en:

- 1.- Por superficie de contacto.
- 2.- Por substitución y compensadas.
- 3.- Cimentaciones que transmiten la carga a capas profundas.

Las cimentaciones por superficie aprovechan la capacidad de carga del terreno sin profundizarse en él, el área necesaria se determina dividiendo la carga a soportar entre la capacidad de carga del suelo.

Dicha capacidad depende de las propiedades del suelo ya sea su ángulo de fricción, cohesión, grado de saturación, nivel freático, etc. las cuales se determinan por medio de pruebas de laboratorio hechas a muestras representativas del suelo o por pruebas dinámicas hechas in situ.

Estas cimentaciones se pueden llevar a cabo en varias formas dependiendo del uso de cada una de ellas, de la capacidad disponible en el suelo y de las cargas que soportarán.

En construcciones sencillas como casa habitación el problema se resuelve con una ampliación de base, lo cual se logra con cimiento de piedra brasa, y se corona con una dala de repartición.

Cuando se tiene una construcción a base de estructuración (marcos y columnas) se requiere el uso de zapatas aisladas y corridas. Las primeras se emplean cuando se tienen terrenos firmes es decir que sus capacidades de carga sean buenas y que no sean compresibles, además que las cargas a soportar no sean muy grandes, pues se necesitarían zapatas muy amplias.

Para cargas mayores y con terrenos de poca capacidad, pero en los que se tiene la certeza que no habrá asentamientos por consolidación se recomienda el uso de zapatas corridas, así como en las aisladas su dimensión se obtiene dividiendo la carga entre la capacidad del suelo. Si una zapata corrida liga varias columnas es necesario rigidizarla con una trabe de liga la cual se calculará como viga continua. Cuando se construyen en sentidos perpendiculares forman verdaderas retículas y sus cruzamientos se consideran como nudos si es que no se originan asentamientos.

Cuando entre las zapatas quedan áreas descubiertas muy pequeñas es más económico hacer una losa corrida en toda el área de cimentación. El análisis en este caso es más complejo, pero cuando las cargas son uniformemente distribuidas y se compensan correctamente, es decir no habrá asentamientos, se puede considerar como un sistema de piso invertido.

Tanto en las retículas como en las losas corridas, las reacciones en los puntos de las columnas deberán ser iguales que las cargas que bajan, esto no sucede a menos que el edificio fuera simétrico en figura y cargas.

Las diferencias entre las cargas se corrigen por métodos que toman en cuenta el aumento de cortante en los apoyos, o también se lastra el edificio para hacer coincidir el centro de cargas con el de figura. Esto suponiendo una reacción uniforme del terreno.

Por substitución. En este tipo de cimentación se aprovecha el peso del material de cimentación, es decir se trata de problemas de flotación en suelos. Consiste en cajones huecos alojados en el terreno que al desalojar un volumen de material aumenta la capacidad en el suelo, mejor dicho el peso del edificio equivaldrá al del material excavado y no habrá diferencias de presiones, se equilibran de modo que el suelo permanece como si no actuaran cargas, son empleadas en terrenos muy compresibles aunque tenga la capacidad de carga necesaria.

Del porcentaje de material substituído pueden ser totalmente compensadas, parcialmente compensadas y sobre compensadas, además de que pueden ser flexibles y rígidas. En las parcialmente compensadas, se aprovecha algo de la capacidad de carga del suelo, o según el estudio de asentamientos.

Cimentaciones que transmiten su carga a estratos profundos. En estratos de poca capacidad de carga o de gran compresibilidad son usadas este tipo de cimentación ya que como su nombre indica transmitirán las cargas a capas profundas.

Tal fin se logra mediante las siguientes formas.

- a.- Pilotes
- b.- Pilas

Por su forma de trabajar los pilotes pueden ser de fricción y de punta.

Pilotes de punta. Este tipo de pilote se puede construir de madera, concreto simple y reforzado, de acero ya sean tubulares o con perfil, combinados de tubo y concreto simple. De los de concreto pueden ser hincados o colados in situ, que es una de las ventajas de los de concreto.

Los pilotes de madera deben ser tratados para evitar su descomposición, aunque pilotes que no sobresalen del nivel freático se han conservado en buenas condiciones por muchos años. Se usan preferentemente por lo anterior en suelos muy húmedos y cuando parte de ellos queda expuesto al aire, se protegen con concreto.

Los pilotes generalmente son verticales, pero si es necesario resistir esfuerzos horizontales se pueden hincar inclinados.

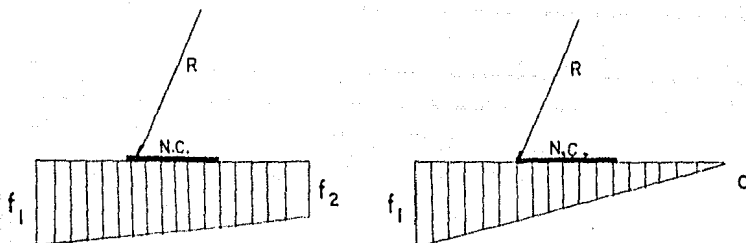
Los pilotes de fricción son contruídos de los mis mos materiales que los anteriores solamente que su capaci dad depende del ángulo de fricción interna del suelo, sien do muy usados en suelos arenosos por su gran fricción, tam bién en arcillas se pueden usar pero su longitud sería ma yor debido a que la fricción aumenta con la presión y esta es función de la profundidad, por lo tanto entre más largo sea el pilote mayor será su resitencia por fricción.

Las pilas son elementos robustos y de longitud cor ta que trabajan como pilotes de punta, la base generalmente se ensancha cónicamente para conseguir una mayor área de contacto. Se usan tablaestacas como ataguías o cilindros de metal cuyo diámetro decrece a medida que se profundizan ob teniéndose un tubo telescópico. El tablestacado se constitu ye hincando tablaestacas una junto a otra formando una pa red continua. El objeto de esta pared puede ser interceptar una corriente de agua a través del terreno, o bien contener el agua y el terreno en excavaciones que por su profundidad requieren entibación. Pueden ser de acero, concreto o made ra.

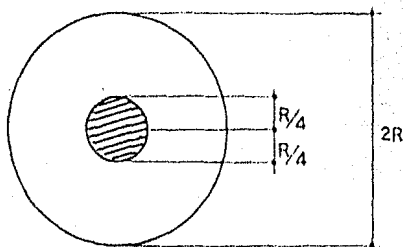
CIMENTACION.-

Por los datos de mecánica de suelos se concluye la cimentación consistente en una losa circular y apoyada so bre pilotes en caso de que los esfuerzos provocados sean ma yores que los de soporte del suelo. La base estará sujeta a la fuerza vertical debida al peso total y a un momento de volteo debido a fuerza sísmica.

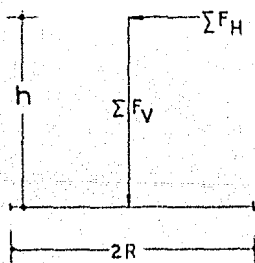
Se determinará la dimensión de la losa de tal modo que no ocurran esfuerzos de tensión y que resista el momen to de volteo. Para conseguir esto se requiere que la resul tante de las fuerzas caiga en un punto de la cimentación dentro del núcleo central con esfuerzos f_1 y f_2 en los extremos, o en el límite del núcleo central con esfuerzos f_1 en un extremo y cero en el opuesto.



Por estabilidad se sabe que el núcleo central de un círculo, es otro círculo cuyo radio es igual a $R/4$ siendo R el radio de la cimentación propuesta.



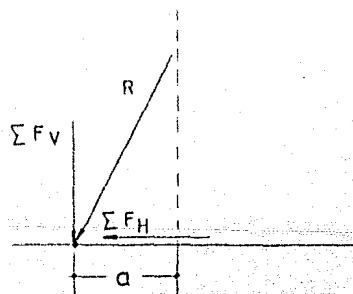
Punto de aplicación de la resultante. Sea una cimentación sujeta a una fuerza vertical y a un momento originado por una fuerza horizontal. Tomando momentos con respecto a la arista de volteo.



MOMENTO DE FUERZAS

$$\sum M_H = \sum F_H h$$

$$\sum M_V = 0$$



MOMENTO DE LA RESULTANTE

$$M_R = \sum F_V a + 0$$

$$\sum F_V a = \sum M_H \quad a = \frac{\sum M_H}{\sum F_V}$$

Para un círculo se verifica sólo compresión cuando $a \leq R/4$

Condición de volteo. Para que la estructura no volte es necesario que se verifique $\sum M_V \geq 2 \sum M_H$ con respecto a la arista de volteo.

Estas dos condiciones son las más importantes, cuando $\sum M_V = \sum M_H$ la estructura se encuentra en la condición crítica y la resultante caerá en la arista de volteo.

Después de algunos tanteos se escogió una losa circular de 13 m. de diámetro y será necesario desplantarla a 2.5 m. de profundidad desde el nivel del terreno para aprovechar el peso de la tierra, el cual ayudará a contrarrestar el momento de volteo.

Comprobación:

$$M = 39.5 \times 46.8 = 1850 \text{ ton.m.} \quad \text{Momento por sismo.}$$

$$\text{Peso de la tierra} = \pi \times 6.5^2 \times 2.5 \times 1.6 = 530 \text{ ton.}$$

$$\text{Peso de la estructura total} = 556 \text{ ton.}$$

Suponiendo un espesor de losa de 30 cm. puesto que aun no se diseña.

$$\pi \times 6.5^2 \times 0.30 \times 2.4 = 95.5 \text{ ton.}$$

$$\text{Peso total} = 1179.5 \text{ ton.}$$

$$R_{nc} = \frac{6.5}{4} = 1.62 \text{ m.}$$

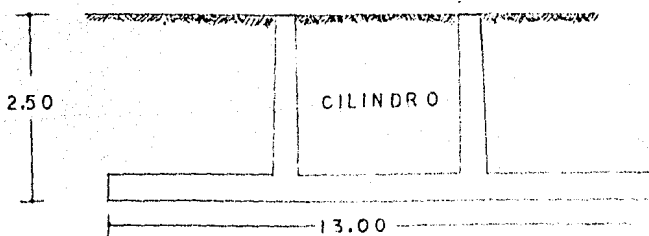
Aplicando la expresión para el punto de aplicación de la resultante así como la condición de volteo.

$$a = \frac{\sum M_H}{\sum F_v} = \frac{1850}{1180} = 1.58 \text{ m.} < 1.62 \text{ m.}$$

Queda dentro del núcleo central y no se producirán tensiones

$$\frac{\sum M_v}{\sum M_H} = \frac{1180 \times 6.5}{1850} = 4.15 > 2 \quad \text{No volteará.}$$

Debido a la profundidad de la losa será necesario construir un cilindro hueco hasta el nivel del terreno que servirá de apoyo a la estructura metálica y para colocar el anclaje. Todo esto de concreto armado. Además es un peso adicional que evitará volteo.



Diseño del cilindro de base. Se revisará como columna corta sujeta a flexo compresión.

Carga axial equivalente $P = N \left(1 + \frac{B_e}{t} \right)$

Se debe cumplir $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$ usada para $e \leq \frac{2}{3} t$

En donde:

f_a = Esfuerzo debido a carga axial P/A_g .

F_a = Esfuerzo permisible = $(0.225f'_c + f_s p_g) 0.8$

f_b = Esfuerzo por flexión = M/S (de sección transformada)

F_b = Esfuerzo permisible por flexión = $0.45 f'_c$

A_g = Area de concreto.

t = Lado menor de columna.

e = Excentricidad.

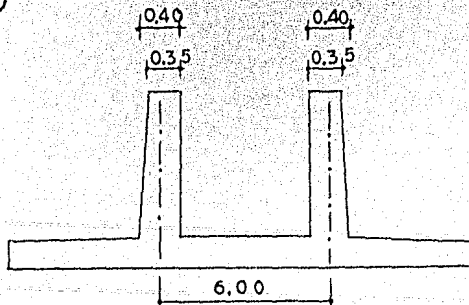
B = Constante que puede variar de 3 a 3.5

p = Porcentaje de acero.

Datos:

Cilindro con sección en corona circular con diámetro medio de 6.00 m. y 40 cm. de ancho.

$N = 601$ ton. (incluyendo peso de estructura metálica y cilindro)



$M = 1890$ ton.m.

$A_g = 115 \phi \frac{1}{2}'' = 140 \text{ cm}^2$

$f_s = 1265 \text{ k/c}^2$

$f'_c = 180 \text{ k/c}^2$

$A_g = \pi \left(\frac{320^2}{4} - \frac{280^2}{4} \right) = \pi \times (102000 - 78500) = 74000 \text{ cm}^2$

$$p = \frac{140}{74000} = 0.00190$$

Considerando $B = 3.2$

$$e = \frac{1850}{589.9} = 3.15 \text{ m.} \quad \frac{2}{3} \cdot 6.3 = 4.18 \text{ m.} > e$$

$$t = 6.40 \text{ m.}$$

$$P = 601 \left(1 + \frac{3.2 \times 3.15}{640} \right) = 601 \times 2.60 = 15600 \text{ ton.}$$

$$f_a = \frac{1560000}{74000} = 21.1 \text{ k/c}^2$$

$$F_a = 0.80 (0.225 \times 180 + 1265 \times 0.00190) = 34.90 \text{ k/c}^2$$

$$S = S_g + S_s$$

$$S_g = \pi R^2 t = \pi \times 90000 \times 30 = 8460000 \text{ cm}^3$$

$$S_s = \frac{A_s}{8} \frac{D^2 \text{ medio}}{R \text{ máx}} = \frac{140}{8} \times \frac{360000}{315} = 20000 \text{ cm}^3$$

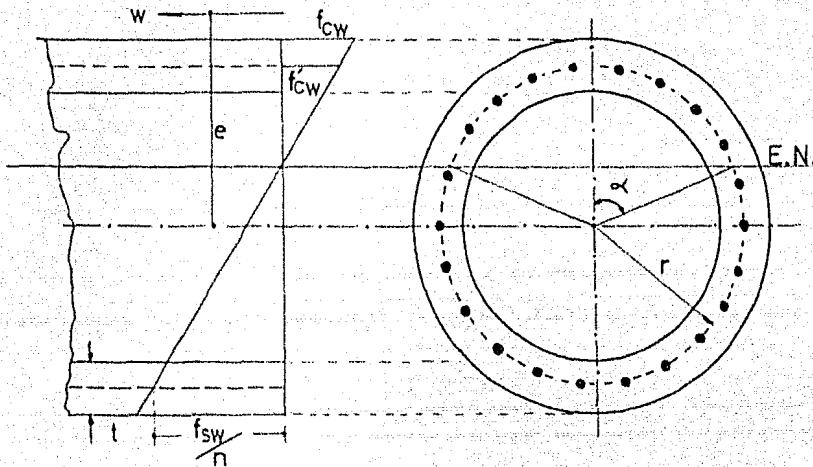
$$S = 8480000 \text{ cm}^3$$

$$f_b = \frac{185000000}{8480000} = 21.8 \text{ k/c}^2$$

$$F_b = 0.45 \times 180 = 81 \text{ k/c}^2$$

$$\frac{21.1}{34.90} + \frac{21.8}{81} = 0.605 + 0.270 = 0.875 < 1$$

Como en esta revisión se empleó un porcentaje "p" muy bajo ya que según debe variar entre 0.01 a 0.08 se revisarán los esfuerzos máximos en las partes a compresión y tensión por medio de las expresiones usadas para chimeneas de concreto reforzado por el ACI, en su "STANDARDS 1964" ya que se acerca más a este caso por ser una pieza en la que su espesor es pequeño comparado con su diámetro. En este método se aceptan porcentajes variando de 0.001 a 0.013



Los esfuerzos son debidos a fuerza normal excéntrica siendo $e = M/W$.

La posición del eje neutro está regida por α

Se tienen gráficas en función de e/r como ordenadas y "p" (porcentaje de acero) como abscisas para determinar α .

Se tiene $p = 0.0019$

$$\frac{e}{r} = \frac{185000000}{300 \times 601000} = 1.02$$

Entrando con estos valores en la gráfica para $n = 12$ ($f'_c = 180 \text{ kg/cm}^2$) interpolando se encuentra $\alpha = 67^\circ$. Con este valor se entra en otra gráfica en función de α , y las constantes A, B, C y D siendo:

$$f'_{cw} = \frac{WA}{2rt [(1-p)B - npC]}$$

$$f_{cw} = f'_{cw} \left(1 + \frac{t}{2rA} \right)$$

$$f_{sw} = n f'_{cw} D$$

Constantes: $A = 0.525$ $B = 0.50$ $C = 1.2$ $D = 2.3$

$$f'_{cw} = \frac{601000 \times 0.525}{2 \times 300 \times 40 \left[(1 - 0.0019) 0.5 - 12 \times 0.0019 \times 1.2 \right]}$$

$$= \frac{316000}{24000 \left[0.499 - 0.0274 \right]}$$

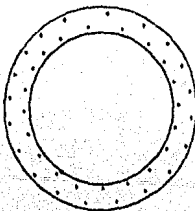
$$f'_{cw} = \frac{316000}{24000 \times 0.471} = 28 \text{ k/c}^2 < 81 \text{ k/c}^2$$

$$f_{cw} = 28 \left(1 + \frac{40}{2 \times 300 \times 0.525} \right) = 28 \times 1.127 = 31.6 \text{ k/c}^2 < 81 \text{ k/c}^2$$

$$f_{sw} = 12 \times 28 \times 2.3 = 775 \text{ k/c}^2 < 1265 \text{ k/c}^2$$

Estos valores se pueden determinar por el método de sección transformada, localizando la profundidad del eje neutro tomando momentos de área con respecto al eje neutro; debiendo ser la suma algebraica igual a cero. Después se determinan las fuerzas de tensión y compresión y con éstas los esfuerzos.

Se colocarán varillas de 3/8" para poder armar el muro del cilindro (pedestal) colocando dos lechos interior y exterior en forma alternada, el área total será $A_s = 140 \text{ cm}^2$



$$\frac{140}{0.71} = 197 \text{ vs. necesarias}$$

Considerando recubrimiento de 5 cm. colocarán 104 varillas exteriores y 94 interiores @ 19 cm.

Refuerzo horizontal. La fuerza cortante producida por sismo es igual a 46.8 ton. aplicada en toda la longitud

$$\text{Esfuerzo permisible} = 0.03 f'_c = 0.03 \times 180 = 5.4 \text{ k/c}^2$$

$$v = \frac{V}{b j d}$$

$b : 2t = 80 \text{ cm.}$ (espesor doble)

$d :$ (Diámetro medio 600 cm.)

$j = 0.855$

$$v = \frac{46800}{80 \times 0.855 \times 600} = 1.14 \text{ k/c}^2 < 5.4 \text{ k/c}^2$$

Solamente se requiere refuerzo mínimo por temperatura ya que la sección es capaz de resistir el esfuerzo cortante.

LONGITUD DE ANCLAJE PARA SUJITAR LA ESTRUCTURA METALICA.

Se determinó cada ancla para resistir 17 ton. de tensión siendo necesario barras de acero de $1\frac{5}{8}" \phi$ necesitándose una longitud de anclaje igual a:

$$L = \frac{f_s A_s}{\sum O \mu}$$

$$\mu = 0.04 f'_c \text{ (para barras lisas), } \mu = 0.04 \times 180 = 7.2 \text{ k/c}^2$$

$$f_s = 1265 \text{ k/c}^2$$

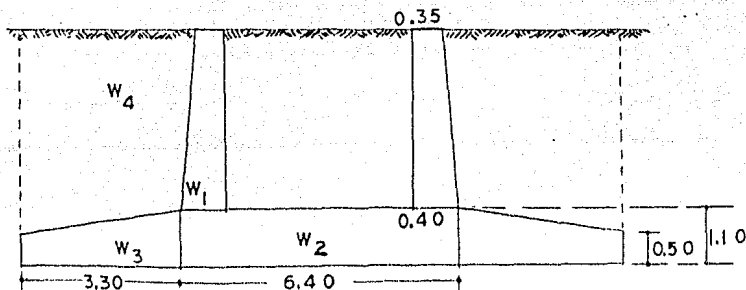
$$A_s = 13.4 \text{ cm}^2$$

$$\sum O = 13 \text{ cm.}$$

$$L = \frac{1265 \times 13.4}{13 \times 7.2} = 192 \text{ cm.} \quad \underline{1.95 \text{ m.}}$$

Losa de cimentación. Considerando el momento de volteo y la fuerza axial, se determinará el esfuerzo producido al terreno en los puntos extremos de la losa aplicando la fórmula de la escuadría.

Con las siguientes dimensiones se revisarán los esfuerzos.



Peso de los materiales.

$$W_1 = \frac{0.35 + 0.40}{2} \times 1.4 \times \pi \times 6.00 \times 2.4 = 23.7 \text{ ton.}$$

$$W_2 = \pi \times \frac{3.20^2}{4} \times 1.1 \times 2.4 = 85.0 \text{ ton.}$$

$$W_3 = \frac{1.1 + 0.50}{2} \times 3.3 \times \pi \times 9.28 \times 2.4 = 184 \text{ ton.}$$

$$W_4 = 1.6 \left(\pi \times \frac{2.80^2}{4} \times 1.4 + \frac{1.4 + 2.00}{2} \times 3.32 \times \pi \times 9.90 \right) = 318 \text{ ton.}$$

$$W_{\text{total}} = 610.70 \text{ ton.}$$

$$M = 1850 \text{ ton.m.}$$

$$P = 556 + 610.7 = 1166.7 \text{ ton.}$$

$$A = 133 \text{ m}^2.$$

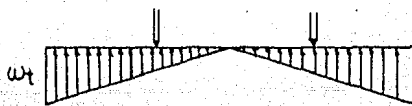
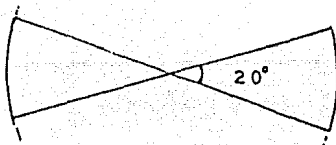
$$Y = 6.5 \text{ m.}$$

$$I = 1790 \text{ m}^4.$$

$$f_1 = \frac{1166.70}{133} + \frac{1850 \times 6.5}{1790} = 8.79 + 6.50 = 15.29 \text{ ton./m}^2.$$

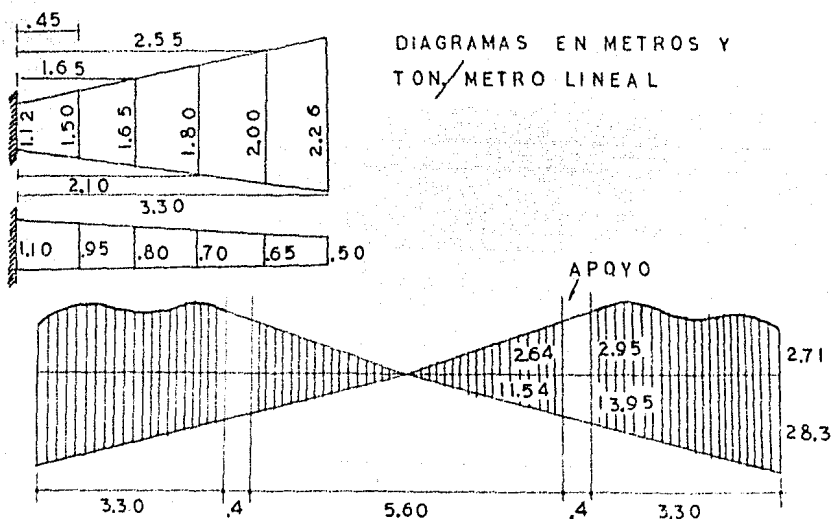
$$f_2 = 8.79 - 6.5 = 2.29 \text{ ton./m}^2.$$

Con estos datos se determinarán los momentos máximos considerando un sector circular de 20° como viga apoyada en el cilindro hueco sujeta a la presión del terreno y peso propio. Se considerará el valor máximo de la presión del terreno de 15.29 ton./m^2 con acción uniforme en toda el área debido a la variación de las posibles aristas de volteo.



El diagrama de cargas debido al terreno será de forma triangular debido a la variación del área del sector en estudio, con valor máximo igual 34.5 ton./m.l.

La carga por peso propio se obtuvo por medio de un número de secciones transversales del sector a las que se les determinó su peso por metro lineal como si fueran secciones uniformes, resultando un diagrama de forma irregular en el voladizo.



Momentos por carga de terreno.

1.- En el cantiliver (carga total y brazo de palanca)

$$M = \frac{28.32 + 13.95}{2} \times 3.30 \left(3.30 - \frac{34.5 + 34}{34.5 + 17} \times \frac{3.3}{3} \right)$$

$$= 128 \text{ ton.-m.}$$

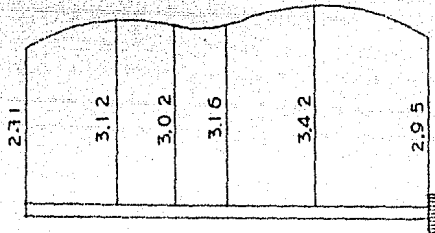
2.- En el centro de la losa (carga triangular)

$$M = \frac{\omega L^2}{24} = \frac{11.54 \times 5.6^2}{24} = 15.00 \text{ ton.-m.}$$

3.- Cortante en el cantiliver.

$$V = \frac{28.32 + 13.95}{2} \times 3.3 = 70.00 \text{ ton.}$$

Momentos por peso propio. Los valores de la carga por peso propio para las secciones dadas son:



1.- En el cantiliver. Aplicando el método de Newmark de cargas equivalentes se tiene:

h = 0.825 m.

PUNTOS	1	h	2	h	3	h	4	h	5	
CARGA DISTRIBUIDA	2.71		3.12		3.16		3.45		2.95	Ton./Ml.
CARGA EQUIVALENTE	17.27		37.07		19.04		19.92		40.61	19.07 $\frac{h}{12}$
CARGA TOTAL	17.27		37.07		38.96		40.61		19.07	$\frac{h}{12}$
CORTANTE POR TABLERO	-17.27		-54.34		-93.30		-133.91			$\frac{h}{12}$
MOMENTOS	0		-17.27		-71.64		-164.94		-298.8	$\frac{h^2}{12}$
CORTANTES	0		-54.34		-93.3		-133.91		-152.9	$\frac{h}{12}$
MOMENTOS REALES	0		-0.97		-4.05		-9.32		-16.9	Ton.-m.
CORTANTES REALES	0		-3.74		-6.40		-9.20		-11.0	Ton.

2.- Momento en el centro de la losa

$$M = \frac{\omega l^2}{24} = \frac{2.64 \times 5.60^2}{24} = 6.15 \text{ ton.-m.}$$

3.- Cortante en el cantiliver (del método de Newmark)

$$V = 10.5 \text{ ton.}$$

Valores totales:

$$M_{\text{cant.}} = 128 - 16.9 = 111.1 \text{ ton.-m.}$$

$$M_{\text{cent. losa}} = 15 - 6.15 = 8.85 \text{ ton.-m.}$$

$$V = 70 - 11.0 = 59.00 \text{ ton.}$$

Diseño en la sección crítica.

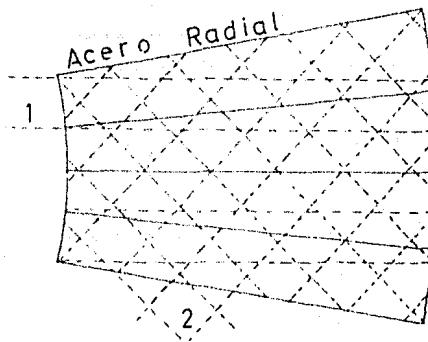
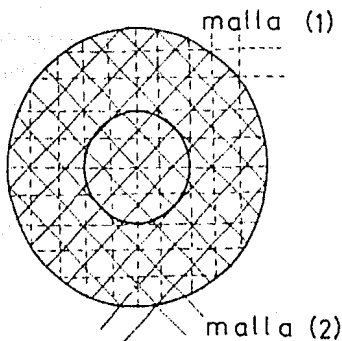
$$\text{Concreto} \quad f'_c = 180 \text{ k/c}^2 \quad f_s = 1265 \text{ k/c}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{11110000}{15.1 \times 112}} = 83 \text{ cm.}$$

Como se dió un peralte anterior $h = 1.10 \text{ m.}$ suponiendo un recubrimiento total de 15 cm. se dejará este valor para reducir acero de refuerzo.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{11110000}{1265 \times 0.855 \times 95} = 108 \text{ cm}^2$$

Debido a la gran cantidad de acero para el sector, se colocará una parte en forma radial y el restante por medio de dos retículas giradas 45° entre sí, además acero por temperatura en forma circular.



El acero radial y el de la malla "1" trabajan en la misma forma (con su área total) y en la malla "2" trabajan las barras de los dos sentidos siendo el área efectiva de cada barra $A_e = A_s \sin \alpha$, α es el ángulo formado por dichas barras y la sección en estudio. Puesto que son dos las barras que concurren a la sección, el área efectiva será el doble, ganándose con esto una mayor separación de varillas en la malla.

Acero radial.

separaciones

$$S = \frac{b \times a_s}{A_s} \quad \phi 1" S = \frac{112 \times 5.03}{36} = 15.7 \text{ cm.} \quad 7 \phi 1" @ 16$$

Malla No. 1

$$S = \frac{b \times a_s}{A_s} \quad \phi 1" S = \frac{112 \times 5.03}{36} = 15.7 \text{ cm.} \quad 7 \phi 1" @ 16$$

Malla No. 1

$$\alpha = 45^\circ \quad a_s = 2 \times 5.03 \times 0.707 = 7.12 \text{ cm.}^2$$

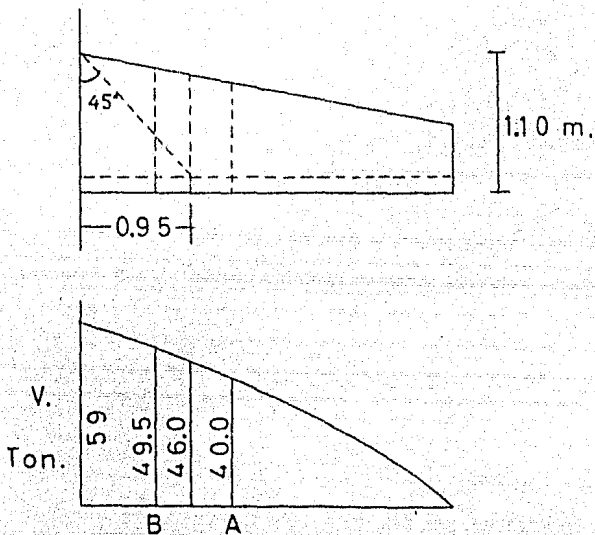
$$\phi 1" S = \frac{112 \times 7.12}{36} = 22.1 \text{ cm.} \quad 5 \phi 1" @ 22 \text{ (en cada dirección)}$$

Adherencia.

$$\mu = 0.08 f'_c = 14.2 \text{ k/c}^2 \quad \text{Acero corrugado.}$$

$$\mu = \frac{V}{\sum Ojd} = \frac{59500}{21.07 \times 8 \times 0.855 \times 95} = 4.34 \text{ k/c}^2 < 14.2 \text{ k/c}^2$$

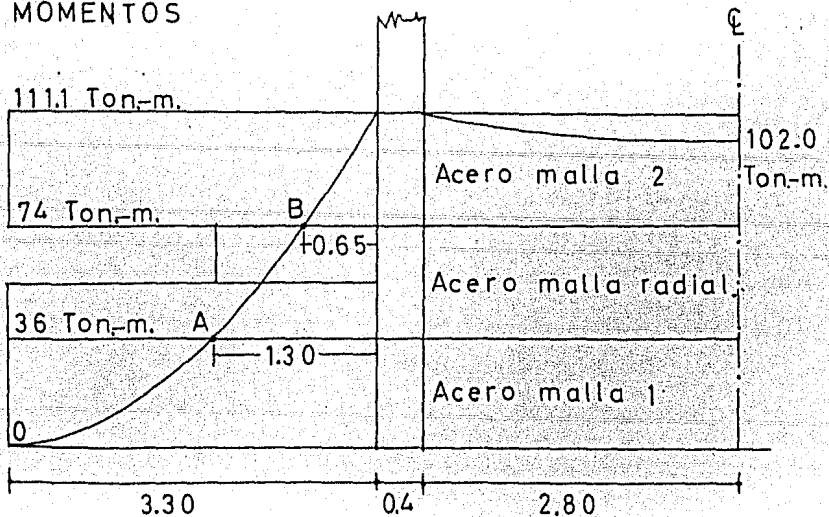
CORTANTE. Será necesario determinar el esfuerzo cortante en la sección a 45° de la sección vertical de máximo momento.



$$v = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{46000}{150 \times 0.855 \times 80} = 4.5 \text{ k/c}^2 < 5.4 \text{ k/c}^2$$

No se calculará el acero necesario en el centro de la losa ya que su momento queda contrarrestado por el del voladizo. Solamente se revisará por medio del diagrama de momento flexionante los puntos donde no se requiera acero, para hacer cortes del mismo.

MOMENTOS



El diagrama de momentos se divide en tres secciones con su respectivo acero necesario. Se revisan las secciones A y B a 1.30 m. y 0.65 m. respectivamente del apoyo.

Sección A.

$$A_s = \frac{M_A}{f_s j d_A} = \frac{3600000}{1265 \times 0.855 \times 70} = 47.6 \text{ cm}^2$$

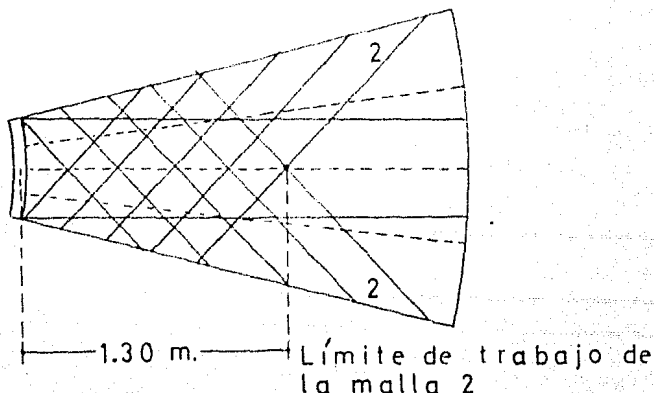
Se requiere acero malla (1) y 1/2 acero radial, - cortándose la otra mitad en el punto A.

Sección B.

$$A_s = \frac{M_B}{f_s j d_B} = \frac{7400000}{1265 \times 0.855 \times 85} = 80.7 \text{ cm}^2$$

Se pasa todo el acero: 1, 2 y radial igual a 108 cm².

El acero de la malla 2 se podría cortar a 1.30 m. del apoyo, ya que hasta ese punto es efectivo, (en la sección en estudio) pero en una sección a 45° de ésta, trabaja como el acero de la malla 1, o sea en toda su longitud, por lo tanto queda totalmente.



Se revisarán además, el esfuerzo cortante, adherencia y momentos resistentes en las secciones A y B (esto último para ver si es necesario refuerzo en compresión)

$$v_A = \frac{V}{b_j d} = \frac{40000}{160 \times 0.855 \times 70} = 4.18 \text{ k/c}^2 < 5.4 \text{ k/c}^2$$

$$v_B = \frac{V}{b_j d} = \frac{49500}{140 \times 0.855 \times 85} = 4.85 \text{ k/c}^2 < 5.4 \text{ k/c}^2$$

$$\mu_A = \frac{V}{\Sigma O_j d} = \frac{40000}{11 \times 8 \times 0.855 \times 70} = 7.6 \text{ k/c}^2 < 14.2 \text{ k/c}^2$$

$$\mu_B = \frac{V}{\Sigma O_j d} = \frac{49500}{21.07 \times 8 \times 0.855 \times 85} = 4.05 \text{ k/c}^2 < 14.2 \text{ k/c}^2$$

$$M_{RA} = Kbd^2 = 15.1 \times 160 \times 70^2 = 11800000 \text{ k-cm.} > 3600000 \text{ k-cm.}$$

$$M_{RB} = Kbd^2 = 15.1 \times 140 \times 85^2 = 15300000 \text{ k-cm.} > 7400000 \text{ k-cm.}$$

No es necesario acero a compresión.

Puesto que la parte inferior está fuertemente armada en varias direcciones, no es necesario acero por temperatura. Se colocará en la parte superior de la losa acero radial de 5/8" @ 55 cm. o sea 3 varillas por cada sector analizado y acero circular de 5/8" @ 65 cm.

De acuerdo con el estudio del terreno se tiene un suelo arcilloso que difícilmente soportará la presión a que está sujeto a menos que se amplíe la base, lo cual sería problemático por el área disponible. La losa se diseñó; se supone que el suelo con la ayuda de pilotes colocados convenientemente, soportará la presión a que está sometido, esto se hizo ya que para losas muy grandes, los pilotes se sustituyen por el área de terreno correspondiente. Como se revisó el esfuerzo cortante en secciones críticas obteniendo resultados favorables, el problema se reduce a métodos de construcción con pilotes y para determinar la capacidad de éstos, a métodos de campo con cargas de prueba.

En cuanto a la resistencia de los pilotes, se puede determinar con cualquier expresión para columnas cargadas axialmente dependiendo del material de que estén hechos.

ESPECIFICACIONES

Esfuerzos en estructuras metálicas

Esfuerzo a flexión	1265 k/c ²
Esfuerzo a tensión	1265 k/c ²
Esfuerzo a compresión	1265 k/c ²
Esfuerzo a cortante	950 k/c ²

Espesor de placa para tanques soldados 6 mm. (1/4") con diámetros de 15.24 m. o mayores.

No menor de 5 mm. (3/16") en tanques de diámetros menores de 15.24 m.

Eficiencia de juntas a tope 85%.

Espesor mínimo por corrosión 1/16" a 1/8"

Esfuerzos en soldadura de chaflán $f_s = 956 \text{ k/c}^2$

Espesores mínimos de soldadura de chaflán.

Para placas de 5 mm. (3/16") de espesor, chaflán completo.

Para espesores mayores, chaflán no menor de 1/3 el espesor de una de las placas, con espesor mínimo de 5 mm.

Estructuras de concreto

$f'_c = 180 \text{ k/c}^2$ $f_c = 0.45 f'_c$ Esfuerzo de compresión.

$f_s = 1265$ " Esfuerzo en acero de refuerzo.

$v_c = 0.03 f'_c$ Esfuerzo cortante.

$\mu = 0.08 f'_c$ Esfuerzo por adherencia.

$k = 0.435$

$j = 0.855$

$K = 15.1 \text{ k/c}^2$

$p = 0.0025 A_g$

Cuantía de refuerzo por temperatura.

VIII.- COSTO APROXIMADO DE LA OBRA.

PARTIDA.	UNID.	P.UNITARIO.	CANTIDAD.	IMPORTE.
I.-TERRACERIAS.				
1.-Excavación a 2.5 m. de prof.	M ³	\$ 5.80	333.00	\$ 1,811.40
2.-Relleno y apisonado.	M ³	5.80	199.00	1,154.20
3.-Acarreos con carretilla a 30 m.	M ³	3.70	540.00	1,998.00
II.-ESTRUCTURA DE CONCRETO.				
1.-Losa de concreto reforzado.	M ³	600.00	112.00	67,200.00
2.-Muro de concreto reforzado.	M ³	800.00	9.90	7,920.00
III.-ESTRUCTURA DE METAL.				
1.-Habilitación de lámina, montaje y soldadura.	Kg. Pzas.	3,500.00	57.23 36.00	200,305.00
IV.-PINTURA.				
1.-Anticorrosiva.	M ²	5.00	1,298.60	6,493.00
2.-Esmalte.	M ²	15.00	963.30	14,450.00

SUMA: \$ 301,331.60

IX.- BIBLIOGRAFIA Y CONCLUSIONES

PETROLEUM PRODUCTION ENGINEERING.	Lester Charles Uren .
PRESSURE VESSEL AND PIPING DESIGN (Collected papers 1927 - 1959).	A.S.M.E.
STRUCTURAL DESIGN FOR DYNAMIC LOADS .	Norris Hansen .
MECANICA DEL SUELO .	Tschebotarioff .
PROYECTO DE REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES EN EL DISTRITO FEDERAL .	Emilio Rosenblueth . y Luis Esteva .
VIBRACIONES MECANICAS .	Den Hartog .
TANQUES SOLDADOS PARA ALMACENAMIENTO DE PETROLEO .	A.P.I.
RESISTENCIA DE MATERIALES 2a. PARTE .	Timoshenko .
RESPUESTAS DE SISTEMAS SIMPLES .	Ing. Alejandro González Cueto .

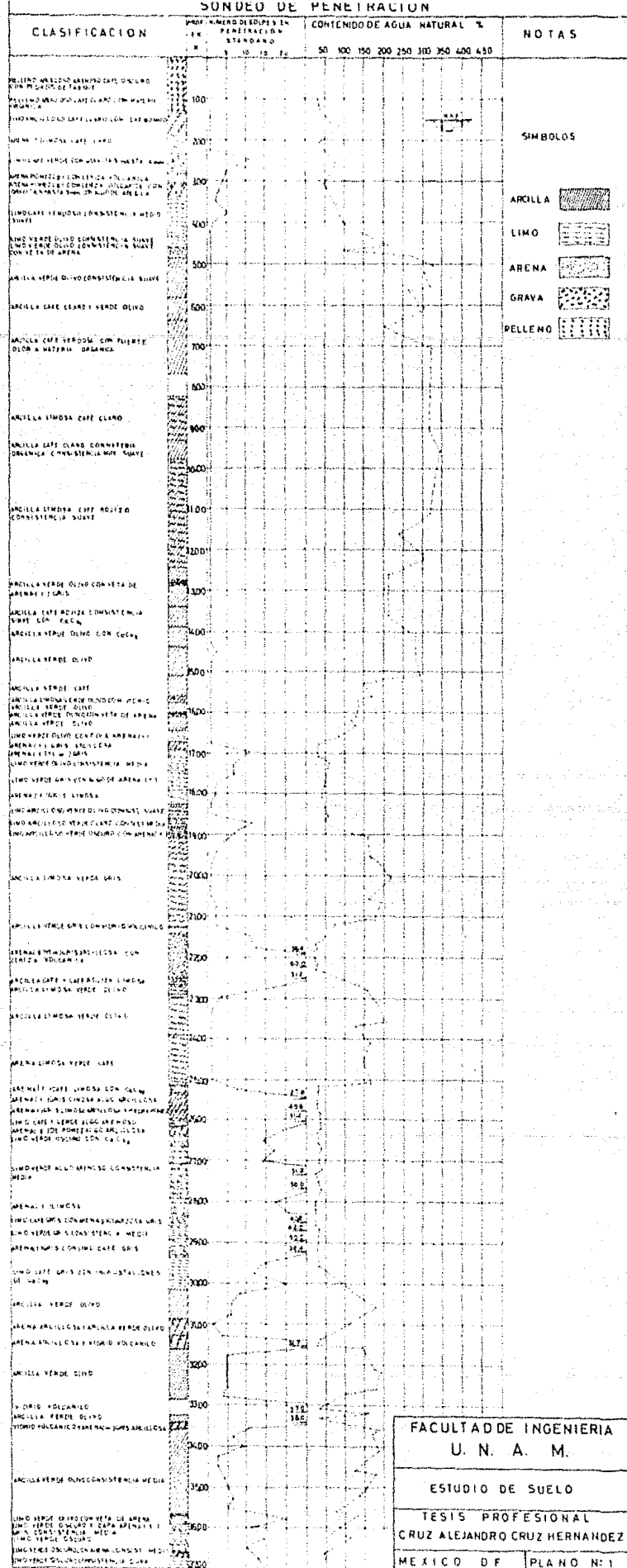
El diseño dinámico para estructuras de un grado de libertad, da resultados semejantes al de un diseño estático. Para estructuras muy altas y con muchos grados de libertad - ya se diferencian los efectos dinámicos de los estáticos.

No es tanto la importancia del efecto sísmico en la estructura estudiada en cuanto al diseño de las diferentes secciones, sino el momento total en la base que trata de voltearla.

Un análisis de un tanque a medio llenar implica un movimiento vibratorio del agua y se tendría un sistema de - dos grados de libertad, no se consideró este hecho puesto - que al estudiar el tanque lleno se tiene el efecto máximo - con la masa total.

Era de esperarse que la acción dinámica por viento no tuviera consecuencias, ya que se presenta más en estructuras esbeltas pero de poca concentración de masa como por -- ejemplo las chimeneas industriales.

SONDEO DE PENETRACION

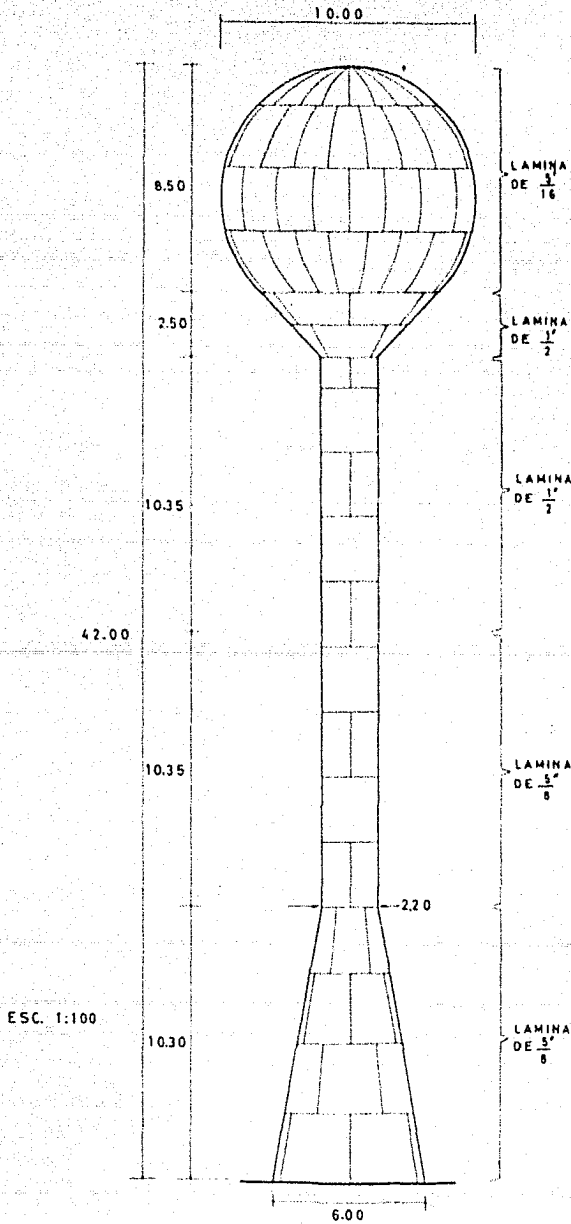


FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.

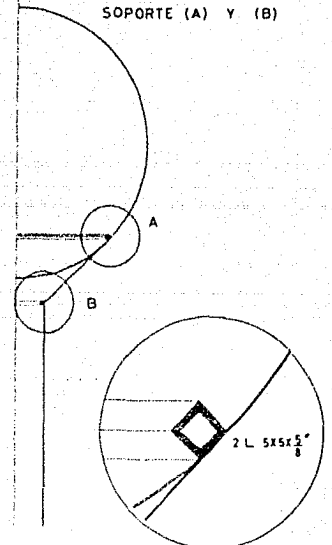
ESTUDIO DE SUELO

TESIS PROFESIONAL
CRUZ ALEJANDRO CRUZ HERNANDEZ
MEXICO D.F. PLANO N:1

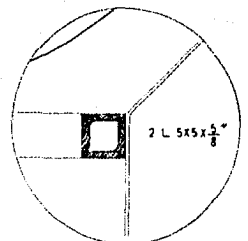
ESTRUCTURA METALICA



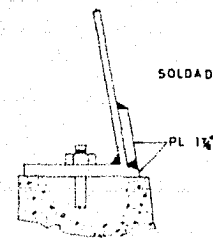
INTERIOR DEL TANQUE
MOSTRANDO ANILLOS DE
SOPORTE (A) Y (B)



DETALLE (A)



DETALLE (B)



PLACA DE BASE

ANCLA

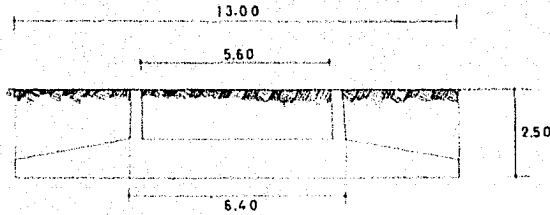
LONGITUD 1



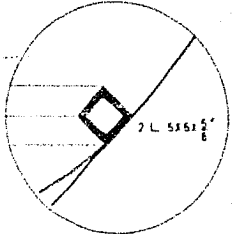
CIMENTACION

ESC. 1:75

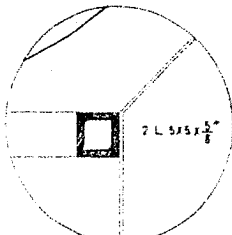
INTERIOR DEL TANQUE
MOSTRANDO ANILLOS DE
SOPORTE (A) Y (B)



B

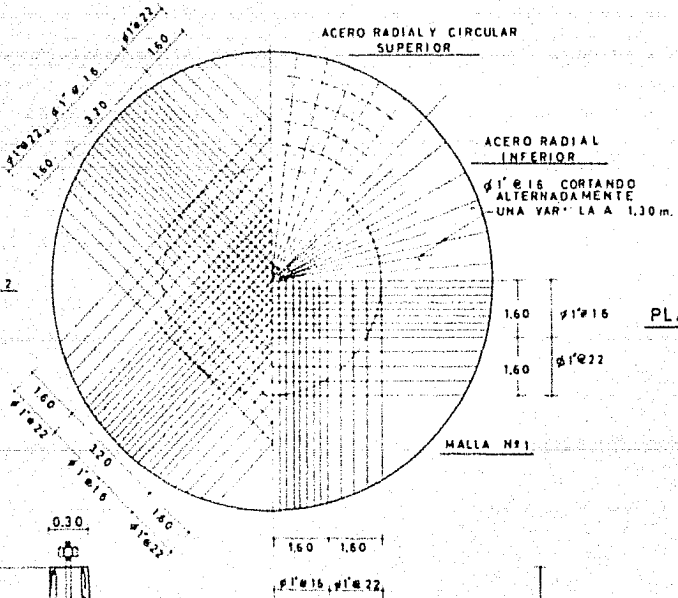


DETALLE (A)



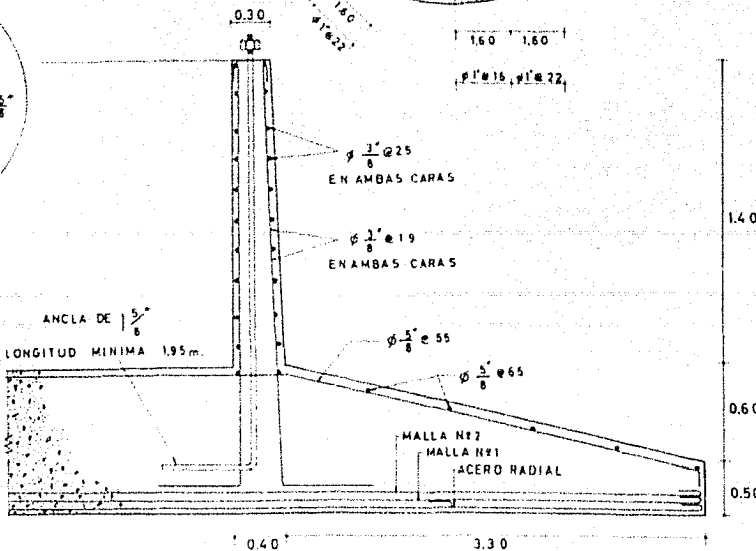
DETALLE (B)

MALLA Nº 2



PLANTA DE ARM.

MALLA Nº 1



ESC. 1:20

CORTE

FACULTAD DE INGENIERIA	
U. N. A.	
ESTRUCTURA METALICA Y CIMENTACION	
TESIS PROFESOR	
CRUZ ALEJANDRO CRUZ HERNANDEZ	
MEXICO	D.F.