

1.4.- Ubicación

- 1.4.1.- Disposición en el terreno
- 1.4.2.- Vías de comunicación, carretera
- 1.4.3.- Espuelas de ferrocarril

1.5.- Elementos conexos

- 1.5.1.- Instalación eléctrica
- 1.5.2.- Laboratorio
- 1.5.3.- Despacho subproductos
- 1.5.4.- Talleres, sanitarios, etc.

1.6.- Disposiciones típicas

- 1.6.1.- Conos de salida
 - 1.6.1.1.- Apoyado
 - 1.6.1.2.- Colgantes
 - 1.6.1.3.- Salidas múltiples
 - 1.6.1.4.- Salidas para extractores
- 1.6.2.- Monitor o linternilla
- 1.6.3.- Torre de máquinas
- 1.6.4.- Ampliaciones

1.7.- Desarrollo

- 1.7.1.- Información básica de obra civil
- 1.7.2.- Plano proyecto mecanización
- 1.7.3.- Plano proyecto básico aprobado
- 1.7.4.- Planos detallados de obra mecánica con indicaciones para obra civil
- 1.7.5.- Planos de obra civil para control contra mecanización.
- 1.7.6.- Planos definitivos de obra civil y montaje electro-mecánicos.

1.- Formato, capacidades y selección

1.1.- Formato

1.1.1.- Tanques aislados

1.1.2.- Formato cilíndrico

1.1.2.1.- Silos Campo

1.1.2.2.- Silos producción o proceso

1.1.2.3.- Silos proceso en ciudades o puertos

1.1.3.- Formato rectangular

1.1.3.1.- Tolvas trigo sucio

1.1.3.2.- Celdas de componentes

1.1.3.3.- Celdas a proceso (Malterías)

1.1.4.- Otros formatos

1.2.- Contenido

1.2.1.- Contenido total

1.2.2.- Contenido unitario de cada celda
Aprovechamiento de intersilos

1.2.3.- Contenido total Vs. número de celdas

1.2.3.1.- Almacenamiento total

1.2.3.2.- Rotaciones anuales

1.2.3.3.- Variedades por almacenar

1.2.3.4.- Dimensiones generales

1.3.- Capacidades

1.3.1.- Capacidad de recepción

1.3.1.- Frecuencia y duración cosechas

1.3.2.- Transporte y acarreo

1.3.2.- Capacidad de volteo

1.3.3.- Capacidad de alimentación a proceso

1.3.4.- Capacidad de embarque

EQUIPO DE TRANSPORTE

1.- Transportadores de gusano o rosca

1.1.- Formato

- 1.1.1.- Artesa o caja
- 1.1.2.- Espiral (Tornillo de Arquímedes)
 - Flechas terminales
 - Flecha de tubo
- 1.1.3.- Espiral completa
 - Espiral de anillo
 - Paletas
 - Cojinetes frontales
 - Colgantes intermedios
- 1.1.4.- Tapa
- 1.1.5.- Grupo de mando
 - Arreglo general
 - Transmisión (cople, cadena, bandas V)
- 1.1.6.- Rosca de tubo
 - Cambio en paso de espiral
 - Aparato extractor
 - Bazookas

1.2.- Disposición

- 1.2.1.- Coeficiente de llenado (rosca normal y tubo)
 - Disposición horizontal
 - Angulo de inclinación
- 1.2.2.- Rasera de alimentación
 - Rasera de salida
 - Material remanente
- 1.2.3.- Tamaños $\emptyset$ 4, $\emptyset$ 6, 8, 10, 12, 14, etc.
- 1.2.4.- Operación intemperie
 - Lugar ocupado
 - Mantenimiento, vida útil, confiabilidad

1.3.- Capacidades

- 1.3.1.- Capacidad 80 t/h
 - Trabajo mecánico sobre grano
 - Remanentes en caja
- 1.3.2.- Ecuaciones básicas

2.- Transportadores de banda

2.1.- Formato

- 2.1.1.- Bastidores de apoyo
 - Bastidor rodillos
 - Estación de mando
 - Estación de cola
- 2.1.2.- Rodillos para banda
 - Rodillos para carga (20°, 35° 45°)
 - Rodillos de retorno (cilindro, llantas)
 - Rodillos auto-alineables
 - Rodillos guía
- 2.1.3.- Estación de cabeza
 - Polea principal
 - Polea de dobléz
 - Poleas limpiadoras
- 2.1.4.- Estación de cola
 - Polea de doblez
 - Tensor de tornillo
 - Tensor de gravedad
- 2.1.5.- Banda de transporte
 - Constitución
 - Número de capas
 - Cubiertas
- 2.1.6.- Tapas
 - Galeria
 - Espacio requerido

2.2.- Disposición

- 2.2.1.- Coeficiente de llenado
 - Disposición horizontal
 - Angulo de inclinación
 - Curva ascendente o descendente
- 2.2.2.- Raseras de alimentación (carro móvil)
 - Rasera de salida (tripper)
 - Material perdido
 - Aspiración (Dificultades)

2.3.- Características

- 2.3.1.- Tamaños
- 2.3.2.- Capacidades
- 2.3.3.- Largos de transporte
- 2.3.4.- Mantenimiento, vida útil, confiabilidad
- 2.3.5.- Ecuaciones, básicas y operación

3.- Transportadores de cadena

3.1.- Formato

- 3.1.1.- Artesa o caja
- 3.1.2.- Estación de mando
- 3.1.3.- Estación terminal
- 3.1.4.- Cadena de transporte

3.2.- Disposición

- 3.2.1.- Horizontal
- 3.2.2.- Inclinação recto
- 3.2.3.- Vertical
- 3.2.4.- Combinado (Curva ascendente y descendente)
- 3.2.5.- Circular
- 3.2.6.- Aparato extractor
- 3.2.7.- Tipos de cadena

3.3.- Funciones

- 3.3.1.- Coeficiente de llenado
- 3.3.2.- Rasera entrada
- 3.3.3.- Rasera de salida
- 3.3.4.- Rasera dosificadora (caja doble)
- 3.3.5.- Mezcla y dosificación

3.4.- Tamaños y capacidades

- 3.4.1.- Tamaños
- 3.4.2.- Capacidades
- 3.4.3.- Operación intemperie
- 3.4.5.- Lugar ocupado
- 3.4.6.- Vida útil
- 3.4.7.- Confiabilidad

3.5.- Dispositivos de seguridad

3.5.1.- Perno de seguridad

3.5.2.- Freno de retroceso

3.5.3.- Membrana de seguridad

3.5.4.- Monitor de velocidad

3.5.5.- Ecuaciones básicas

4.- Elevadores de cangilones

4.1.- Formato

4.1.1.- Cabeza elevador

Polea principal

Carcasa

Cojinetes y apoyos

4.1.2.- Pre elevador

polea pie

Dispositivo tensor (Contrapeso o tornillo)

4.1.3.- Piernas

Formato de piernas (separadas o unidas)

Banda de transporte

Cangilones

4.2.- Disposición

4.2.1.- Coeficiente de llenado

Velocidad de operación

Material remanente en pie

4.2.2.- Tamaños

Polea motriz y cangilones

Tipos de cangilones

4.2.3.- Lugar ocupado

4.3.- Capacidades

4.3.1.- Capacidad

4.3.2.- Trabajo mecánico sobre grano

4.3.3.- Operación intemperie

4.3.4.- Mantenimiento

4.3.5.- Vida útil

4.3.6.- Contabilidad

4.3.7.- Elevaciones básicas

5.- Requerimientos para obra civil

5.1.- Cargas estáticas

5.1.1.- Peso lineal de elementos

5.1.2.- Cargas concentradas

5.1.3.- Cargas uniformes

5.1.4.- Bases para grupos de mando

5.1.5.- Vibraciones.

5.2.- Aberturas.

5.2.1.- Paso de equipo

5.2.2.- Tuberías y auxiliares

6.- Sistemas de transporte neumático

6.1.- Fluidificadores

6.1.1.- Formato y operación

6.1.2.- Alimentación y descarga

6.1.3.- Desnivel (3°)

6.1.4.- Separadores

6.1.5.- Ventiladores.

6.2.- Transporte neumático

6.2.1.- Generalidades

Mezcla aire con producto

Velocidades de transporte

Potencia consumida

6.2.2.- Sistema de baja presión

Sistema de alta presión

6.3.- Neumático a succión

6.3.1.- Alimentación

Boquillas succión, esclusas, tubo entrada

Tubería de transporte

Codos de desvío

6.3.2.- Elementos separadores

Filtros y ciclones

6.3.3.- Grupos soplantes

Protecciones

6.3.4.- Aplicaciones

Varias entradas y salidas

Sistemas con diversas elevaciones en

6.4.- Neumático a presión

6.4.1.- Grupo soplante

6.4.2.- Grupo de admisión

6.4.3.- Tubería y codos

6.4.4.- Grupo seprador

Filtros y ciclones

6.4.5.- Grupo desviador

Valvulas

6.4.6.- Aplicaciones
Una alimentación, varias salidas.

6.5.- Aplicación

6.5.1.- Alta capacidad
Descarga de buques
Descarga de vehículos

6.5.2.- Baja capacidad
Plantas de proceso

6.5.3.- Consumo de potencias

6.5.4.- Mantenimiento

6.5.5.- Confiabilidad

7.- Película SILO WIL

8.- Discusión General



Jueves 26 de octubre de 1976

1.- Sistema de aspiración.

- 1.1.- Objeto
- 1.2.- Puntos de aspiración
- 1.3.- Gastos de aspiración
- 1.4.- Elementos constitutivos de la aspiración
 - 1.4.1.- Ciclones (*)
 - 1.4.2.- Filtros (*)
 - 1.4.3.- Ventiladores (*)
 - 1.4.4.- Esclusas (*)
 - 1.4.5.- Ensacado productos de aspiración

Ing. Peter Paul Petersen
Ing. W. Waesppi

2.- Sistema de medición temperatura

- 2.1.- Objeto (Húmedad e infestación)
- 2.2.- Detección de incremento temperatura
- 2.3.- Tipos clásicos de medidores temperatura
- 2.4.- Utilización

3.- Volteo

- 3.1.- Objeto
- 3.2.- Operación con o sin elementos de limpia

4.- Aereación

- 4.1.- Objeto
- 4.2.- Sistemas de aereación
 - 4.2.1.- Fijos
 - 4.2.2.- Móviles
 - 4.2.3.- Individual o múltiple
- 4.3.- Aereación en silos
 - 4.3.1.- Colocación ductos
 - 4.3.2.- Distribución aire
 - 4.3.3.- Presión, Succión
- 4.4.- Aereación en bodegas
 - 4.4.1.- Distribución de ductos
 - 4.4.2.- Aire necesario
 - 4.4.3.- Tipo de ductos
- 4.5.- Equipo
 - 4.5.1.- Ventiladores
 - 4.5.2.- Ductos
 - 4.5.3.- Operación
- 4.6.- Granifrigor:
 - 4.6.1.- Descripción
 - 4.6.1.- Datos, características

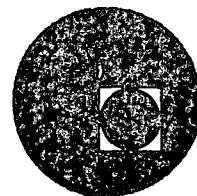
5.- Fumigación

- 5.1.- Fumigación a través de aereación
- 5.2.- Fumigantes en pastillas.

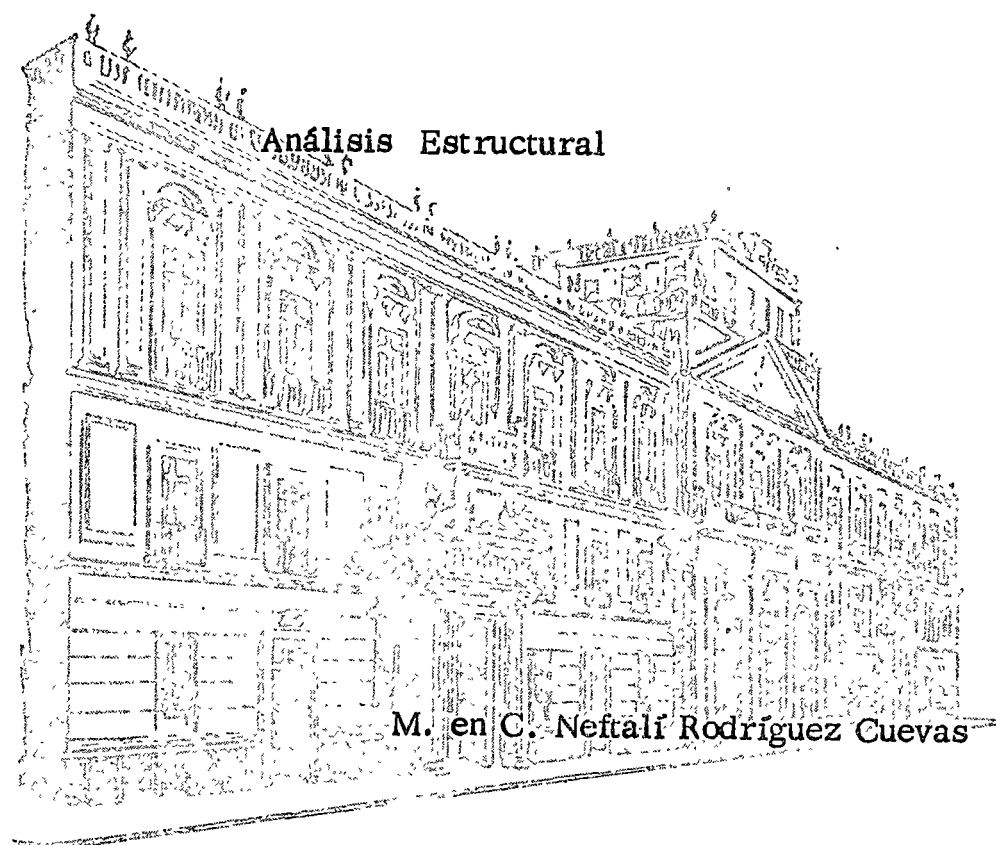




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES



Octubre, 1976

RECEIVED
JAN 10 1964
U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
WASHINGTON, D.C.

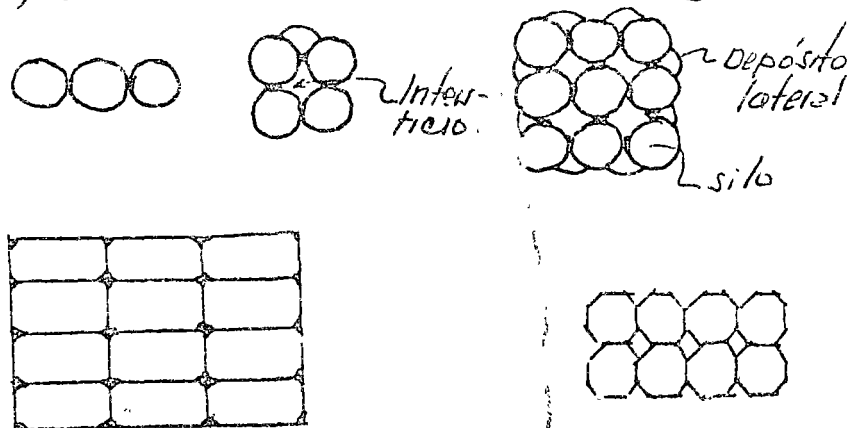


ANÁLISIS DE ESFUERZOS.

1. Introducción

Los tanques y silos son estructuras formadas por placas, que sirven para almacenar diversos materiales, los cuales pueden ser fluidos, semi-fluidos y sólidos granulares. Estos materiales tienden generar presiones contra las paredes interiores del depósito, provocando desplazamientos y deformaciones unitarias, los cuales generan a su vez esfuerzos cortantes y normales, en las placas que forman las paredes de los tanques o silos.

Las estructuras que dan lugar a los tanques se construyen de diversos materiales, entre los que se pueden mencionar al acero y al concreto. El acero da lugar a depósitos de fácil análisis y construcción, pero también es común el concreto, que ofrece la protección necesaria a los materiales que almacena, requiere de poca conservación, y está libre de problemas de pandeo, el que se presenta en tanques con pequeño espesor en sus paredes. Se han construido en muy diversas formas y pueden encontrarse aislados o en grupos, como se muestran en la fig 1.



El comportamiento de este tipo de estructuras ha sido satisfactorio cuando se han tomado en cuenta las condiciones geométricas adecuadas, así como el tipo de refuerzo necesario para soportar a los materiales que almacenan. Sin embargo, han ocurrido muchas fallas estructurales muy espectaculares en estos depósitos. Las causas más comunes de falla han sido:

- a) Existencia de presiones mayores a las supuestas en el diseño.
- b) Fallas del subsuelo que las soportan.
- c) Errores constructivos.
- d) Inestabilidad de las paredes
- e) Occión de fuerzas horizontales provocadas por viento o sismo
- f) Combinación de las causas anteriores u otras causas.

En grupos de silos, las fallas han sido también provocadas por diseños inadecuados, por error en los detalles de colocación de refuerzo en celdas intermedias, o bien al no considerar esfuerzos y desplazamientos grandes que se presentan bajo diversas combinaciones de carga, en silos llenos o vacíos.

2. Consideraciones de análisis.

En el diseño de tanques o silos deben tenerse en cuenta consideraciones funcionales y de comportamiento estructural. En lo que respecta al funcionamiento, el diseño debe proporcionar el volumen adecuado, la protección a los materiales almacenados, y un estudio cuidadoso de los métodos de carga y descarga.

Las consideraciones estructurales son: estabilidad, resistencia, y control de agrietamiento y desplazamiento, en base al tipo de cargas usuales en el análisis de este tipo de estructuras. Estas pueden ser de alguno de los siguientes tipos:

1.- Carga muerta de la estructura y de las instalaciones que soporta.

2.- Carga viva, de los siguientes tipos:

a) Fuerzas provocadas por el material almacenado

b) Cambios en las cargas anteriores, debido a llenado o descarga

c) Viento

d) Nieve, en las zonas donde esta ocurra

e) Fuerzas sísmicas en la estructura y en el material almacenado.

3.- Esfuerzos térmicos provocados por el material almacenado.

Las fuerzas antes enumeradas tienden a provocar solicitaciones en diversas partes de la estructura, que deben ser analizadas. Por ello se recurre a planteamientos comunes en el análisis de placas y de cascarones.

3. Análisis de placas.

En el análisis se trata de definir los esfuerzos y los desplazamientos, así como los momentos unitarios, cortantes y fuerzas de membrana unitarias, a fin de compararlas con las condiciones preestablecidas en códigos o reglamentos. Para revisar estas ideas, a continuación se presentan las consideraciones de análisis de placas, cuando se trata de mantener en equilibrio a las placas resistentes de un depó-

Sea una placa rectangular apoyada en sus cuatro bordes, como se muestra en la figura 2.(a).

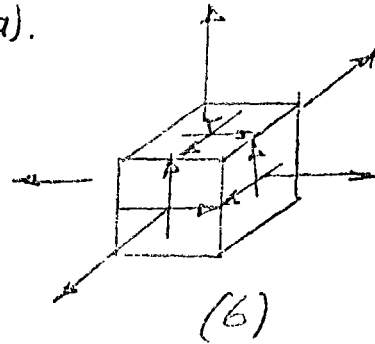
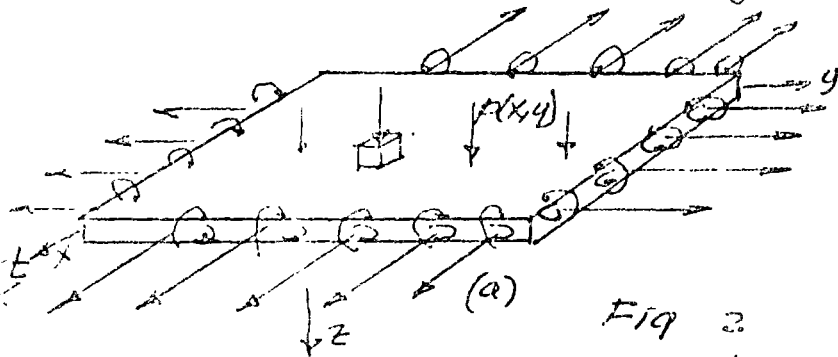


Fig 2

al aplicar carga normal al plano de la placa, definida por $p=p(x,y)$ y de fuerzas y momentos en los bordes, en cada particular elemento de la placa se generan los esfuerzos que aparecen en la fig 2(b), los cuales quedan definidos por

$$T_{jk} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

donde los valores σ representan esfuerzos normales y τ a los esfuerzos cortantes. Es común en el análisis de placas considerar elementos unitarios, como los mostrados en la fig 3 y donde se sustituyen a los esfuerzos por sus resultantes en cada cara, que dan lugar a los elementos mecánicos unitarios

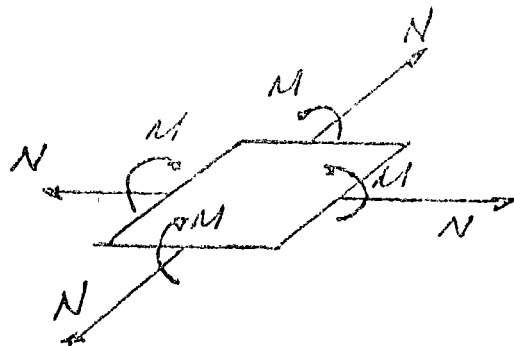
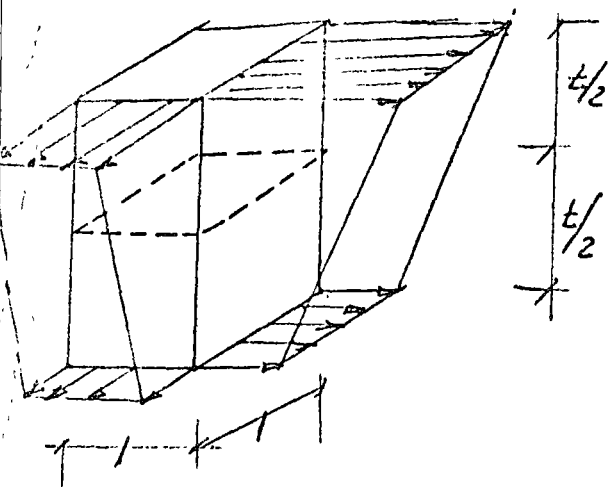


Fig 3. Fuerzas unitarias provocadas por σ así como los momentos unitarios

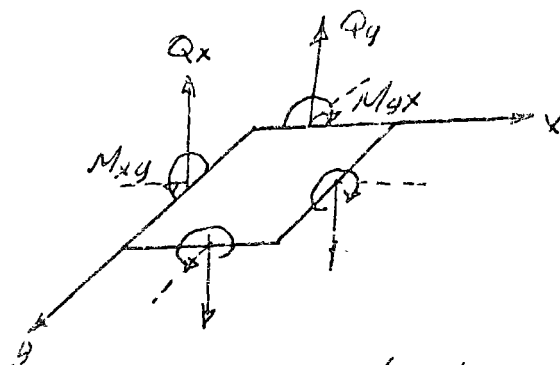
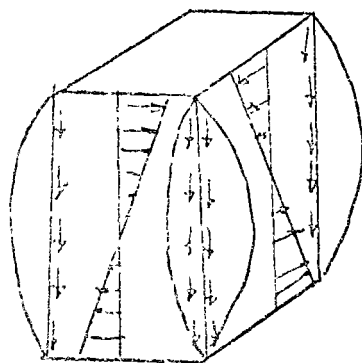


Fig 4. Cortantes y momentos torsionales unitarios provocados por los cortantes $\bar{Q}$.

Cada una de las fuerzas unitarias queda definida por:

$$N_x = \int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \bar{V}_x dA$$

$$M_x = \int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \bar{V}_x z dA$$

$$Q_x = \int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \bar{Q}_{xz} dA$$

$$N_y = \int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \bar{V}_y dA$$

$$M_y = \int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \bar{V}_y z dA$$

$$Q_y = \int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \bar{Q}_{yz} dA$$

$$N_{xy} = \int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \bar{Q}_{xy} dA$$

$$M_{xy} = \int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \bar{Q}_{xy} z dA$$

$$p = \int_{\text{área unitaria superior}} \bar{V}_z dA$$

Es común llamar régimen de membrana en una placa, al que produce únicamente los tres primeros tipos de fuerzas unitarias. Cuando solo existen las seis últimas elementos mecánicos en el elemento unitario de una placa, se dice que existe un régimen de flexión en la placa. Al existir simultáneamente los nueve elementos mecánicos, que es el caso de silos y tanques, se establecen ambos regímenes simultáneamente.

Los elementos mecánicos antes mencionados, deben producir deformaciones unitarias y desplazamientos, en cada uno de los puntos del material que forma a la placa.

Los desplazamientos siempre pueden ser descompuestos en sus tres componentes ortogonales u , v y w , paralelas al marco de referencia seleccionado. Ya que en las placas el espesor t es siempre mucho menor que los lados a y b , normalmente en el estudio de placas se admite el estudio de la superficie media de cada elemento unitario, obteniéndose solo los valores de u , v y w en la superficie media. Para obtener los desplazamientos en puntos fuera de la superficie media, se recurre a la hipótesis de Navier.

Cuando en una placa existe solo régimen de flexión, se analiza solamente el campo de desplazamientos w de la superficie neutra. El régimen de membrana tiende a producir, en adición, desplazamientos u y v , en la superficie neutra.

El problema general del análisis de placas, consiste en buscar conocer a los esfuerzos definidos por T_{jk} y los desplazamientos $u_i + v_j + w_k$ que producen las cargas que actúan sobre la placa.

Se recurre para ello a condiciones de equilibrio, condiciones cinemáticas que relacionan a deformaciones unitarias con desplazamientos, y a leyes constitutivas que relacionan a los esfuerzos con las deformaciones del material que forma a la placa. Esta secuencia, que también se emplea en cascarones, se presenta a continuación.

4. Consideraciones de equilibrio.

Considerando a un elemento diferencial de dimensiones dx y dy , al considerar el equilibrio paralelo al eje x , se obtiene.

$$(N_x + \frac{\partial N_x}{\partial x} dx) dy - N_x dy + (N_{yx} + \frac{\partial N_{yx}}{\partial y} dy) dx - N_{yx} dx = 0 \quad (4.1)$$

Esta ecuación se reduce a

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_{yx}}{\partial y} = 0 \quad (4.2)$$

Procediendo de manera similar para las componentes paralelas al eje y , se obtiene:

$$\frac{\partial N_y}{\partial y} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial x} = 0 \quad (4.3)$$

Al considerar el equilibrio de fuerzas paralelo a z , y al aceptar pequeñas deformaciones, provocadas por $w \ll \frac{t}{2}$, se puede establecer que las fuerzas de membrana tienen una resultante paralela al eje z igual a

$$(N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + 2 N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + N_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}) dx dy \quad (4.4)$$

Los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes también producen componentes paralelas a z , ya que puede escribirse de

$$\begin{aligned} \sum M_x F = 0 & - (N_{xy} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial x} dx) dy + N_{xy} dy + M_y dx - (M_y + \frac{\partial M_y}{\partial y} dy) dx \\ & + (Q_y + \frac{\partial Q_y}{\partial y} dy) dx dy = 0 \end{aligned} \quad (4.5)$$

○ Simplificando la ec (4.5) y despreciando los términos que contienen a las derivadas de Q_y que son de orden superior, se puede escribir

$$\frac{\partial N_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial M_y}{\partial y} - Q_y = 0 \quad (4.6)$$

Al considerar equilibrio de momentos respecto a y se puede establecer:

$$\sum M_y F = 0 \quad \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} - Q_x = 0 \quad (4.7)$$

De estas ecuaciones pueden despejarse Q_y y Q_x , que contribuyen al equilibrio en sentido del eje z con una fuerza

$$\left(\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} \right) dx dy = \left(\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} \right) dx dy \quad (4.8)$$

Por tanto, al establecer el equilibrio en sentido del eje vertical, se obtiene:

$$\sum F_z = 0 \quad \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} + N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + 2 N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + N_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + p = 0 \quad (4.9)$$

Sustituyendo (4.8) en (4.9) y despejando se obtiene:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -p - \left(N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + 2 N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + N_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (4.10)$$

Consideraciones cinemáticas.

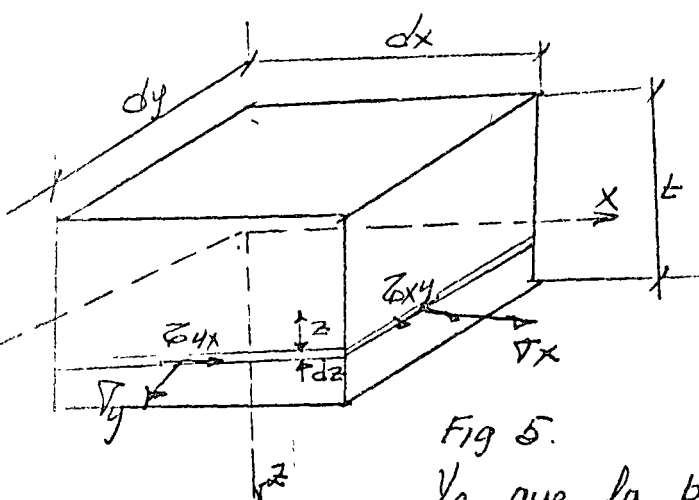


Fig 5.

Se acepta en el estudio de placas que en régimen de pequeños desplazamientos

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \dots \dots \dots (5.1)$$

$$\epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \dots \dots \dots (5.2)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad \dots \dots \dots (5.3)$$

Ya que la placa es delgada y los desplazamientos pequeños, se considera que las secciones planas permanecen planas

y que

$$u = -z \frac{\partial w}{\partial x} \quad (5.4)$$

$$v = -z \frac{\partial w}{\partial y} \quad (5.5)$$

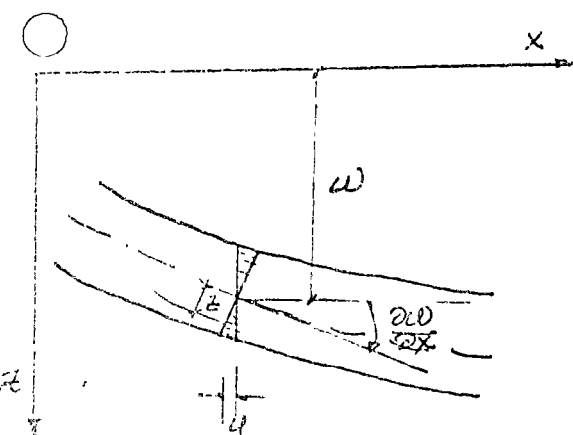


Fig 6.

Sustituyendo (5.4) y (5.5) en (5.1) a (5.3)

se obtiene:

$$\epsilon_x = -z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (5.6)$$

$$\epsilon_y = -z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad (5.7)$$

$$\gamma_{xy} = -2z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (5.8)$$

que son las deformaciones unitarias en términos del desplazamiento w de la superficie media.

6.- Relaciones constitutivas

Cuando en un cuerpo se genera un campo de esfuerzos definido por T_{jk} , se establece también un conjunto de deformaciones unitarias definido por

$$E_{jk} = \begin{bmatrix} \epsilon_x & \frac{1}{2} \gamma_{yx} & \frac{1}{2} \gamma_{zx} \\ \frac{1}{2} \gamma_{xy} & \epsilon_y & \frac{1}{2} \gamma_{zy} \\ -\frac{1}{2} \gamma_{xz} & \frac{1}{2} \gamma_{yz} & \epsilon_z \end{bmatrix} \quad (6.1)$$

donde ϵ - deformación unitaria lineal

γ - deformación angular

Siempre es posible establecer que:

$$T_{jk} = T_v + T_o = \begin{bmatrix} \frac{I_1}{3} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{I_1}{3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{I_1}{3} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \tau_x - \frac{I_1}{3} & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \tau_y - \frac{I_1}{3} & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \tau_z - \frac{I_1}{3} \end{bmatrix} \quad (6.2)$$

donde T_v componente volumétrica

T_o componente distorsional

$$I_1 = \tau_x + \tau_y + \tau_z.$$

De manera similar

$$E_{jk} = E_0 + E_s = \begin{bmatrix} \epsilon_x - \frac{J_1}{3} & \frac{1}{2} \gamma_{xy} & \frac{1}{2} \gamma_{zx} \\ \frac{1}{2} \gamma_{xy} & \epsilon_y - \frac{J_1}{3} & \frac{1}{2} \gamma_{zy} \\ \frac{1}{2} \gamma_{zx} & \frac{1}{2} \gamma_{zy} & \epsilon_z - \frac{J_1}{3} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{J_1}{3} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{J_1}{3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{J_1}{3} \end{bmatrix} \quad (6.3)$$

donde E_s - componente volumétrica.

E_0 - componente distorsional

$$J_1 = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z.$$

Si se acepta que el material que ocupa el cuerpo es un material homogéneo, isotrópico y con iguales direcciones principales de esfuerzo y de deformación, se obtiene:

$$\boxed{\begin{aligned} T_{xy} &= 3K E_s \\ T_0 &= 2G E_0 \end{aligned}} \quad (6.4)$$

que son las relaciones constitutivas del material que ocupa el cuerpo deformable.

Cuando el material es elástico, K y G son dos modulos constantes, conocidas como modulos de deformación volumétrica y de deformación al cortante, respectivamente.

Si el material no es elástico, sino que presenta un comportamiento inelástico, se puede recurrir al principio de correspondencia para reducir a las leyes constitutivas a una relación similar a (6.4), en términos de transformados de las componentes volumétricas y distorsionales.

En el caso elástico, es posible demostrar que, para el caso de placas, (6.4) conduce a

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu \sigma_y)$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \nu \sigma_x)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy}$$

(6.5)

o bien, despejando

$$\tau_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_y)$$

$$\tau_y = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_y + \nu \epsilon_x) \quad (6.6)$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_{xy}$$

donde

E - módulo de Young

ν - módulo de Poisson.

7- Relaciones entre momentos y desplazamientos.

Ahora bien, insertando ecuaciones (5.6) y (5.7) en (6.6) se obtiene, mediante la integración definida al establecer los elementos mecánicos, que

$$M_x = - \frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} z^2 dz \quad (7.1)$$

e integrando

$$M_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (7.2)$$

donde

$$D = \frac{E t^3}{12(1-\nu^2)}$$

es la rigidez a la flexión

de la placa. De manera similar se puede establecer que

$$M_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (7.3)$$

$$M_{xy} = -D(1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (7.4)$$

8- Ecuación de equilibrio en términos de desplazamientos.

Sustituyendo las relaciones anteriores en la ecuación (4.10) se obtiene

la ecuación diferencial de equilibrio que resulta ser:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{1}{D} \left(p + N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + 2N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + N_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

Usando la notación común en placas, de que

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}, \quad \nabla^4 = \frac{\partial^4}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4}{\partial y^4}$$

La ecuación general de equilibrio resulta:

$$D \nabla^4 w = p + N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + 2 N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + N_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad (8.1)$$

Cuando solo existe carga lateral sin fuerzas de membrana, la ecuación anterior se reduce a:

$$\nabla^4 w = \frac{p}{D} \quad (8.2)$$

Si solo existen fuerzas de membrana

$$\nabla^4 w = \frac{1}{D} \left(N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + 2 N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + N_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (8.3)$$

Para manejar estas ecuaciones es necesario ajustar las condiciones de frontera de manera matemática. Lo que existe un número muy grande de soluciones a las ecuaciones (8.1) o (8.3) es necesario definir específicamente a fin de determinar una solución única al problema particular que se estudie.

Para una placa rectangular en la cual los ejes x y y coinciden con la dirección de los bordes, es de interés considerar soluciones para las cuales los bordes se encuentren sin desplazamiento normal a la placa. Esto implica que:

$$(w)_{x=0, a} = 0 \quad (8.4)$$

$$(w)_{y=0, b} = 0$$

Si además los bordes se empujan sin que ocurra ninguna rotación se deben cumplir

$$\left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)_{x=0, a} = 0 \quad (8.5)$$

$$\left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)_{y=0, b} = 0$$

Si los bordes se encuentran libres de giro, las momentos M_x o M_y deben desaparecer, debiéndose cumplir

$$\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)_{x=0, a} = 0 \quad (8.6)$$

$$\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)_{y=0, b} = 0$$

9. Solución de la ecuación de equilibrio:

Se considera a continuación la solución a una placa rectangular, empotrada en sus cuatro bordes, que se somete a la acción de una carga q uniformemente distribuida en toda el área de la placa.

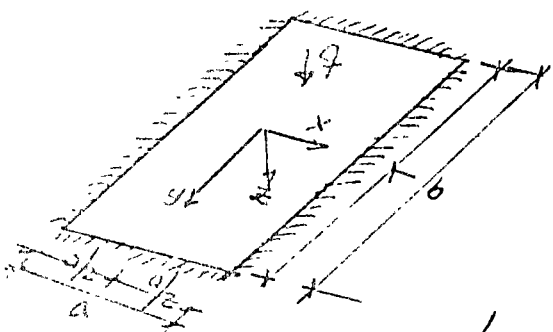


Fig 7

La superficie neutra, sin fuerzas de membrana, debe satisfacer simultáneamente las ecuaciones (8.2), (8.4) y (8.5). Es posible demostrar que la siguiente ecuación satisface simultáneamente a todas las condiciones anteriores:

$$w = \frac{4qa^4}{\pi^5 D} \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{(-1)^{\frac{m-1}{2}}}{m^5} \cos \frac{m\pi x}{a} \left(1 - \frac{\alpha_m \operatorname{Th} \alpha_m + 2}{2 \cosh \alpha_m} \operatorname{Ch} \frac{m\pi y}{a} + \frac{1}{2 \operatorname{Ch} \alpha_m} \frac{m\pi y}{a} \operatorname{Sh} \frac{m\pi y}{a} \right) \quad \dots (9.1)$$

$$\alpha_m = \frac{m\pi b}{2a}$$

Conocida la forma de la superficie neutra, es posible conocer todos los elementos mecánicos, los esfuerzos y las deformaciones unitarias en cualquier punto de la placa.

Usando (7.2) y (7.3) es posible demostrar que:

$$M_y = \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} (-1)^{\frac{m-1}{2}} E_m \cos \frac{m\pi x}{a} \quad (9.2)$$

$$M_x = \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{(-1)^{\frac{m-1}{2}}}{m} F_m \cos \frac{m\pi y}{b} \left(\operatorname{Th} \beta_m + \frac{\beta_m}{\operatorname{Ch}^2 \beta_m} \right) \quad (9.3)$$

siendo $\beta_m = \frac{m\pi a}{2b}$ y E_m, F_m coeficientes

que deben satisfacer la condición:

$$\frac{4qa^2}{\pi^3} \frac{1}{m^4} \left(\frac{\alpha_m}{\operatorname{Ch}^2 \alpha_m} \operatorname{Th} \alpha_m \right) - \frac{E_m}{m} \left(\operatorname{Th} \alpha_m + \frac{\alpha_m}{\operatorname{Ch}^2 \alpha_m} \right) - \frac{8ma}{\pi b} \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{F_m}{m^3} \frac{1}{\left(\frac{a^2}{b^2} + \frac{m^2}{m^2} \right)^2} = 0$$

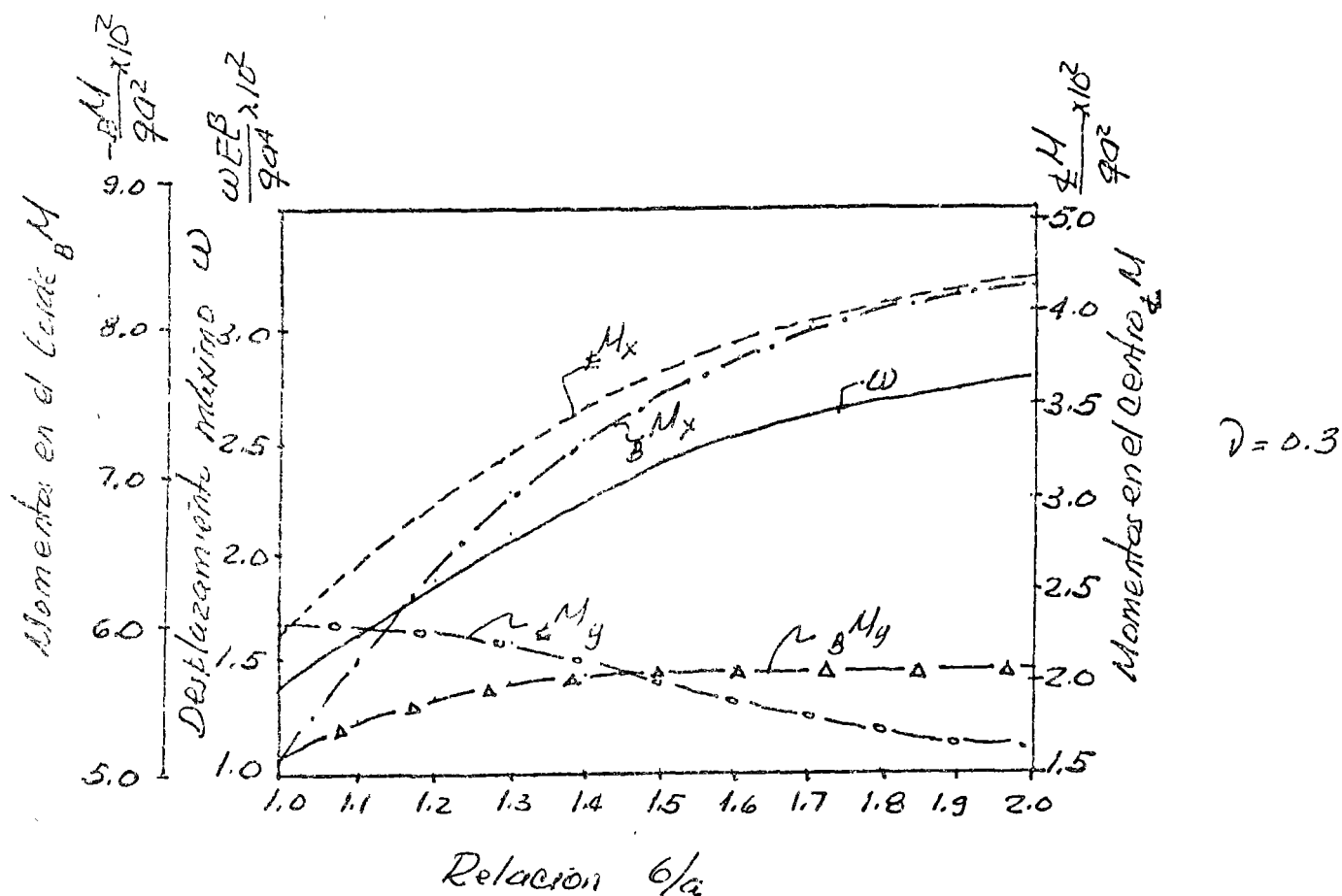


Fig 8 Variación de desplazamientos y elementos mecánicos, en una placa rectangular, de lados a y b , sometida a carga uniforme q en toda el área. La placa se encuentra empotrada en sus bordes.

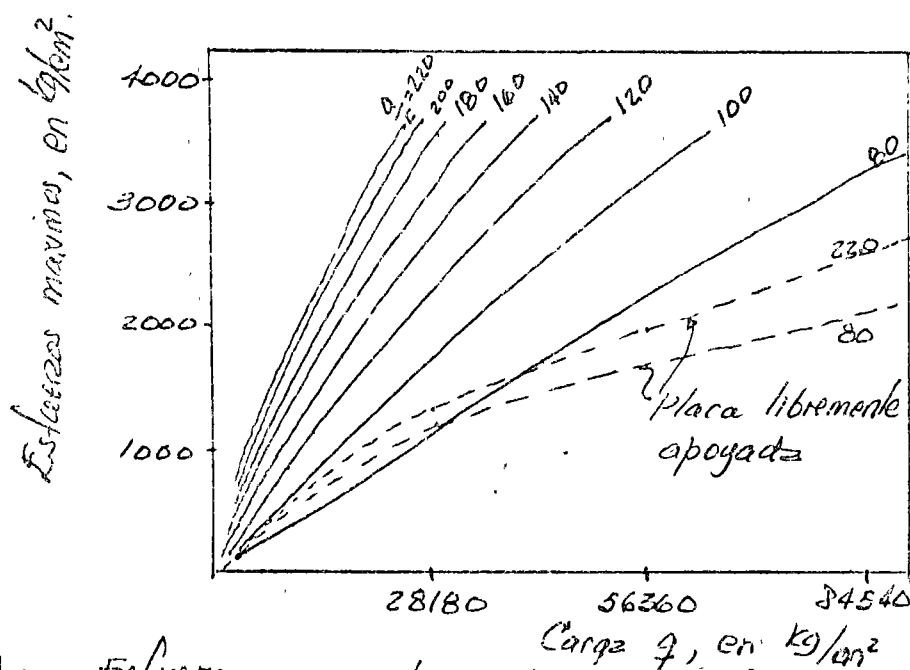
La ecuación (9.4) conduce a un sistema de ecuaciones que siempre puede resolverse y valorar E_m y F_m . Al hacerlo, se han obtenido los resultados que aparecen en la figura 8, donde se observa el efecto de la geometría en los desplazamientos y momentos flexionantes unitarios.

Se observa que los desplazamientos máximos, una vez que se fija la geometría de la placa, son proporcionales a la carga q , cuando solo existen momentos flexionantes y cortantes en la placa pero no existen fuerzas de membrana en el plano de la placa.

9.- Efecto combinado de flexión y régimen de membrana.

Si ahora se considera que la placa se restringe en sus bordes largos, evitando además el movimiento horizontal u en ambos bordes, en adición a restricciones en las rotaciones de sus bordes, de manera que resulten empotrados, al aplicar carga uniforme q , debe usarse la ecuación (8.1). Al resolver la ecuación se obtiene una ecuación no lineal que hace que los esfuerzos varíen de manera no lineal con la carga.

Así en una placa de acero, para diversas relaciones a/z se obtienen los esfuerzos que aparecen en la fig. 9.



Placa de acero,
de 13 mm de espesor
con un claro
 $a = 127 \text{ cm.}$
 $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
 $\nu = 0.3.$

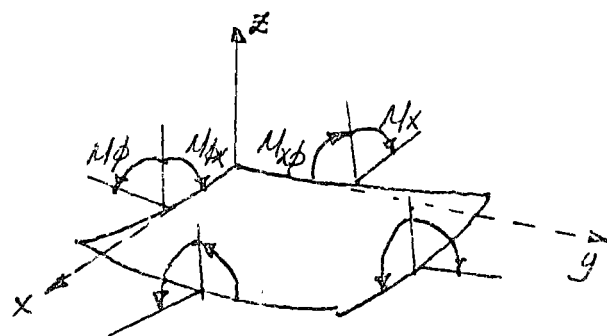
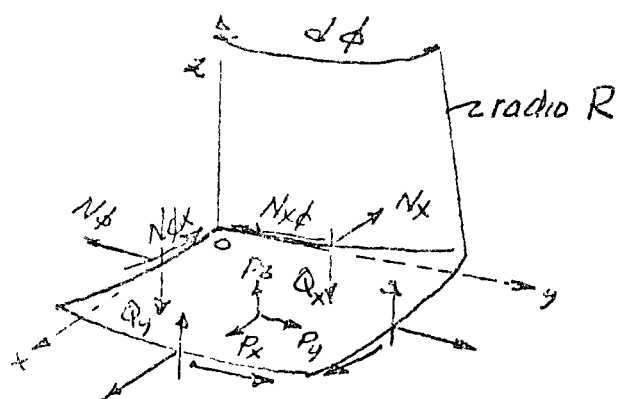
Fig 9. Esfuerzos normales máximos, en función de la carga aplicada.

Se observa que la relación entre carga y esfuerzo es no lineal. Al comparar estas resultados con los que se obtienen para una placa libre de girar en sus bordes, se puede observar que los esfuerzos de membrana decrecen considerablemente, mientras que los esfuerzos de flexión se incrementan considerablemente, en comparación con los que se presentan en la placa libremente apoyada.

11- Análisis de cascarones.

Los cascarones son placas dobladas, que soportan las cargas mediante la acción combinada de flexión y esfuerzos de membrana. Para el análisis se sigue una secuencia en todo similar a la antes mencionada, buscando principalmente la existencia de equilibrio.

En un cascarón cilíndrico, al tomar un elemento cortado del cascarón, mediante dos secciones axiales adyacentes y dos secciones perpendiculares al eje del cilindro, se establecen los elementos mecánicos que aparecen en la figura 10.



Planteando el equilibrio de fuerzas se obtiene:

$$\sum F_x = 0 \quad R \frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_{\phi x}}{\partial \phi} - R Q_{\phi} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - R N_{\phi x} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} - Q_{\phi} \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial \phi} \right) - N_{\phi} \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) + R P_x = 0 \quad (11.1)$$

$$\sum F_y = 0 \quad \frac{\partial N_{\phi}}{\partial \phi} + R \frac{\partial N_{\phi x}}{\partial x} + R N_x \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} - Q_x \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial \phi} \right) + N_{\phi x} \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x \partial \phi} - \frac{\partial w}{\partial x} \right) - Q_{\phi} \left(1 + \frac{\partial v}{\partial \phi} + \frac{\partial^2 w}{\partial \phi^2} \right) + R P_y = 0 \quad (11.2)$$

$$\sum F_z = 0 \quad R \frac{\partial Q_{\phi}}{\partial x} + \frac{\partial Q_{\phi}}{\partial \phi} + N_{\phi x} \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial \phi} \right) + R N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + N_{\phi} \left(1 + \frac{\partial v}{\partial \phi} + \frac{\partial^2 w}{\partial \phi^2} \right) + N_{\phi x} \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial \phi} \right) + R P_z = 0 \quad (11.3)$$

Usando ahora las ecuaciones de equilibrio de momentos, se obtienen

$$\sum M_x F = 0 \quad R \frac{\partial M_{x\phi}}{\partial x} - \frac{\partial M_\phi}{\partial \phi} - R M_x \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} - M_{\phi x} \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x \partial \phi} - \frac{\partial w}{\partial x} \right) + R Q_\phi = 0 \quad (11.4)$$

$$\sum M_\phi F = 0 \quad \frac{\partial M_{\phi x}}{\partial \phi} + R \frac{\partial M_x}{\partial x} + R M_{x\phi} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} - M_\phi \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x \partial \phi} - \frac{\partial w}{\partial x} \right) - R Q_x = 0 \quad (11.5)$$

$$\begin{aligned} \sum M_z F = 0 \quad M_x \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial x \partial \phi} \right) + R M_{x\phi} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + M_{\phi x} \left(1 + \frac{\partial v}{R \partial \phi} + \frac{\partial^2 w}{R \partial \phi^2} \right) \\ - M_\phi \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial \phi} \right) + R (N_{x\phi} - N_{\phi x}) = 0 \end{aligned} \quad (11.6)$$

12 - Consideraciones cinemáticas.

Al generarse el campo de desplazamientos u, v y w en el elemento diferencial, se generan las deformaciones unitarias $\epsilon_x, \epsilon_\phi$ y $\gamma_{x\phi}$ en

la superficie media y se generan los cambios de curvaturas χ_x, χ_ϕ y $\chi_{x\phi}$.

Es posible demostrar la existencia de las siguientes relaciones

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} & \epsilon_\phi &= \frac{\partial v}{R \partial \phi} - \frac{w}{R} & \gamma_{x\phi} &= \frac{\partial u}{R \partial \phi} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \chi_x &= \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} & \chi_\phi &= \frac{1}{R^2} \left(\frac{\partial v}{\partial \phi} + \frac{\partial^2 w}{\partial \phi^2} \right) & \chi_{x\phi} &= \frac{1}{R} \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial \phi} \right) \end{aligned} \quad (12.1)$$

Usando estas relaciones, junto con las leyes constitutivas que aparecen en (6.4), (6.5) o (6.6), se puede establecer

$$\begin{aligned} N_x &= \frac{Et}{1-\nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_\phi) & N_\phi &= \frac{Et}{1-\nu^2} (\epsilon_\phi + \nu \epsilon_x) \\ N_{x\phi} = N_{\phi x} &= \frac{\gamma_{x\phi} E t}{2(1+\nu)} & M_x &= -D (\chi_x + \nu \chi_\phi) \\ M_\phi &= -D (\chi_\phi + \nu \chi_x) & M_{x\phi} = -M_{\phi x} &= D (1-\nu) \chi_{x\phi} \end{aligned} \quad (12.2)$$

es posible establecer relaciones entre los desplazamientos y las cargas que actúan sobre un cascarón cilíndrico.

B. Ecuaciones de equilibrio en términos de desplazamientos.

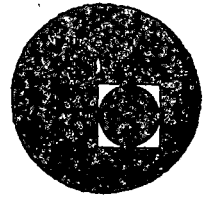
Si en las ecuaciones antes desarrolladas, en donde se ha tomado en consideración los cambios de curvatura en ambas direcciones, las fuerzas de membrana N_x , N_ϕ y $N_{\phi x}$ son pequeñas en comparación con los estados correspondientes a inestabilidad del cascarón, es posible omitir en (11.1) a (11.6) todos los términos que contienen los productos de las fuerzas resultantes o de los momentos resultantes por las derivadas de los pequeños desplazamientos u , v , y w . En este caso, haciendo reducciones puramente algebraicas, las ecuaciones se pueden escribir en la siguiente forma:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{1-\nu}{2R^2} \frac{\partial^2 u}{\partial \phi^2} + \frac{(1+\nu)}{2R} \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial \phi} - \frac{\nu}{R} \frac{\partial w}{\partial x} + p_x &= 0 \\ \frac{1+\nu}{2} \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial \phi} + R \frac{(1-\nu)}{2} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{1}{R} \frac{\partial^2 v}{\partial \phi^2} - \frac{1}{R} \frac{\partial w}{\partial \phi} + \frac{E^2}{12R} \left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial \phi} + \frac{\partial^3 w}{R^2 \partial \phi^3} \right) \\ + \frac{E^2}{12R} \left[(1-\nu) \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{R^2 \partial \phi^2} \right] + p_\phi R &= 0 \\ \nu \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{R \partial \phi} - \frac{w}{R} - \frac{E^2}{12} \left(R \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{2}{R} \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial \phi^2} + \frac{\partial^4 w}{R^2 \partial \phi^4} \right) \\ - \frac{E^2}{12} \left(\frac{2-\nu}{R} \frac{\partial^3 v}{\partial x^2 \partial \phi} + \frac{\partial^3 v}{R^2 \partial \phi^3} \right) + \frac{R p_z (1-\nu^2)}{Et} &= 0 \end{aligned} \right\} (13.1).$$

El problema de cilindros cargados lateralmente se reduce en cada caso particular a resolver este sistema de ecuaciones diferenciales, una vez que las cargas p_x , p_ϕ y p_z han sido definidas.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES



ALMACENAMIENTOS EN TANQUES Y SILOS
SOLICITACIONES COMUNES

PROF. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS

Noviembre de 1976.

1. The first part of the document is a list of names and addresses. The names are written in a cursive hand, and the addresses are written in a printed hand. The list is organized into two columns. The first column contains the names, and the second column contains the addresses. The names are: John Smith, James Brown, William Jones, and Robert White. The addresses are: 123 Main Street, 456 Elm Street, 789 Oak Street, and 1010 Pine Street.



14. Fuerzas provocadas por el material almacenado.

A partir de 1985 se han propuesto diversas teorías para calcular las distribuciones de presiones contra las paredes del depósito que contiene a los materiales almacenados, destacando seis teorías clasificables entre las que consideran que el material almacenado se encuentra en reposo, como son las teorías de Janssen, Airy y Jaky; o bien aquellas que consideran los procesos de carga y descarga de los silos, como son las de Reimbert, Cagout y Deutsch y Clyde. Para ilustrar las hipótesis usadas en ambos tipos de teorías se describen a continuación la de Janssen, los resultados de Reimbert y el planteamiento de Deutsch y Clyde.

a) Teoría de Janssen.

Esta teoría está basada en las mismas ideas de empuje de tierras para materiales no cohesivos y homogéneos. Se resumen a continuación los principales aspectos de la teoría.

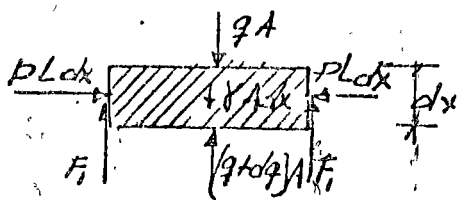


Fig 10.

Considere una porción de material ensilado de espesor dx . Sea A el área de la sección transversal del silo y L el perímetro de contacto en la pared del silo, y ϕ , el ángulo de fricción entre el material y la pared. La fuerza horizontal que ejerce el material será $p dx L$ y la fuerza vertical $p dx L \tan \phi$.

Para que exista equilibrio vertical:

$$dg = dx \left(\gamma - p \frac{L}{A} \tan \phi \right) \quad (14.1)$$

Aceptando que

$$p = \gamma \tan^2 \left(45^\circ - \phi/2 \right) = \gamma K \quad (14.2)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material. se define

introducir la variable $z = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \frac{L}{A} \tan \phi$, lo que conduce a la solución de la ecuación diferencial de equilibrio (14.1) que se puede escribir como

$$q = \frac{\gamma}{z} (1 - e^{-zh}) \quad (14.3)$$

siendo h la profundidad bajo la superficie en la cual se calcula p y q ; por lo que

$$p = \frac{\gamma}{\tan \phi} \frac{A}{L} (1 - e^{-zh}) \quad (14.4)$$

La función que define a p es asintótica y cuando $h \rightarrow \infty$ se obtiene

$$p_{\max} = \frac{A}{L} \frac{\gamma}{\tan \phi}$$

$$q_{\max} = \frac{\gamma}{z} = \frac{A}{L} \frac{\gamma}{(\tan \phi) \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})}$$

La tangente a la curva (14.4) fig 11, corta a la asíntota vertical correspondiente a presión máxima a una profundidad h_0 definida por:

$$h_0 = \frac{p_{\max}}{\left(\frac{dp}{dx}\right)_{x=0}} = p_{\max} \frac{1}{\gamma \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})} = \frac{A}{L} \frac{1}{\tan \phi \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})} = \frac{1}{z}$$

Fig. 11. Curva de presiones.

manera:

$$q = q_{\max} (1 - e^{-\frac{h}{h_0}}), \quad \dots \quad (14.5)$$

$$p = p_{\max} (1 - e^{-\frac{h}{h_0}}) \quad (14.6)$$

Así, el cálculo de presiones se puede realizar cuando se conocen A , área transversal de la celda; L , perímetro de la sección transversal, γ , el peso volumétrico de la celda, ϕ , el ángulo de fricción entre el material y la pared.

Tabla 1.- Peso volumétrico γ de diversos materiales almacenados en silos, con su correspondiente ángulo de reposo y fricción.

MATERIAL ALMACENADO EN EL DEPÓSITO.	Peso volumétrico (γ) (kg/m^3)	Ángulo de reposo ($^\circ$)	Coeficiente de fricción	
			Acero	Concreto
Anticita	800	35	0.30	0.50
Arcilla seca	1365	40	0.70	0.50
Arcilla húmeda	1450	25	0.40	0.30
Arcilla saturada	1775	15	0.30	0.20
Arena seca	1290	35	0.50	0.70
Arena húmeda	1450	40	0.40	0.65
Arena saturada	1600	25	0.35	0.65
Avena	360	28	0.412	0.423
Azúcar granulada	800	35	—	0.431
Cal en trozos	725	35	0.30	0.50
Cal en polvo	965	35	0.30	0.50
Carbón	645	35	0.30	0.50
Coke	480	40	0.30	0.80
Cebada	500	37	0.376	0.452
Cemento Portland	1290	25	0.30	0.466
Clinker de cemento	1135	33	0.30	0.60
Chicharos	645	25	0.263	0.296
Frijol	600	31.5	0.366	0.442
Grava seca	1450	35	—	0.45
Grava húmeda	1600	25	0.75	0.40
Harina	480	40	0.30	0.30
Maíz	565	27.5	0.374	0.423
Malta	530	22	—	0.30
Mineral de manganeso	1600	40	—	0.50
Mineral ferroso	2125	40	0.364	0.50
Sal	1250	40	—	0.30
Trigo	645	25	0.414	0.444
Yeso en trozos	1290	40	0.30	0.50
aceite	930	0	0	0

En la tabla 1 se proporcionan datos de valores medios publicados, para diversos materiales, sobre peso volumétrico y ángulos de reposo y fricción. Estos valores pueden ser usados en ausencia de datos de pruebas del material que se guardará en un silo. Precaución y buen juicio deben ser usados al seleccionar las propiedades de un material específico, ya que las presiones son muy sensibles a las variaciones de esas propiedades. El proyectista deberá estar conciente de la posibilidad de grandes variaciones respecto a los valores de la tabla 1; ya que el material puede cambiar su contenido de humedad. En caso de incertidumbre el proyectista deberá considerar la peor condición para ese material. Deberá también estar alerta de unos varios para un silo, ya que podrían ser almacenados varios materiales en el mismo silo, debiendo usar la presión correspondiente, o la fricción máxima al material que cause la condición más severa.

Para una celda cuadrada, la relación $\frac{A}{L} = a/4$, por lo que

$$\frac{p}{a} = \frac{\gamma}{4 \tan \phi_1} \left[1 - e^{-4 \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) (\tan \phi_1) \frac{h}{a}} \right] \quad (14.7)$$

así, considerando $\gamma = 820 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$, $\phi = 30^\circ$, $\phi_1 = 18^\circ$, $\frac{A}{L} = \frac{1}{4}$

$$\tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) = 0.333 \quad z = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \tan \phi_1 \cdot \frac{L}{a} = 0.433$$

$$h_1 = \frac{1}{0.577} = 1.733 \text{ m} \quad \therefore p = 631 (1 - e^{-0.433 h})$$

$$p_{\max} = \frac{820}{4} (0.325) = 631 \text{ kg/m}^2 \quad \text{para } a=1.$$

Para una celda rectangular, en la que la relación de lados $\frac{b}{a} = k$ (siendo $k \geq 1$) se tiene $\frac{L}{A} = 2 \frac{1+k}{ka}$.

Considerando que cuando el material permanece en reposo dentro del silo durante un cierto tiempo, la presión tiende a ser horizontal, resultando en consecuencia una mayor presión, y debido a que el material tiende a consolidarse, aumenta

su peso volumétrico, algunos autores recomiendan que para la parte alta de la celda, se mantenga como presión la que resulte de aplicar $p_{h_1} = \gamma h_1 \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$, la cual se mantendrá constante hasta la profundidad h_2 , por lo que el diagrama de presiones resultará ser la curva OABC de la figura 11.

A fin de fijar ideas, se analizan dos ejemplos a continuación:

Ejemplo 1 Se intenta definir la distribución de presiones en una celda rectangular, de $4.00\text{m} \times 3.25\text{m}$, con una relación $\frac{b}{a} = k = 1.23$.

$$\therefore \frac{L}{A} = \frac{4.46}{1.23} = 3.63 ; \text{ por tanto } a = 0.333(0.325) \frac{4.46}{1.23} = \frac{0.392}{a}$$

$$\frac{P}{a} = \frac{1.23}{4.46} \frac{820}{0.325} (1 - e^{-0.392 \frac{h}{a}}) = 696 (1 - e^{-0.392 \frac{h}{a}})$$

Ejemplo 2 - Si la celda fuese cuadrada, de lado $a = 3.25\text{m}$, la distribución de presiones se obtiene de aplicar (14.7) obteniéndose

$$\frac{P}{a} = \frac{820}{4 \times 3.25} [1 - e^{-0.433 \frac{h}{a}}] = 631 (1 - e^{-0.433 \frac{h}{a}})$$

En la fig. 12 a y b se representan las dos variaciones

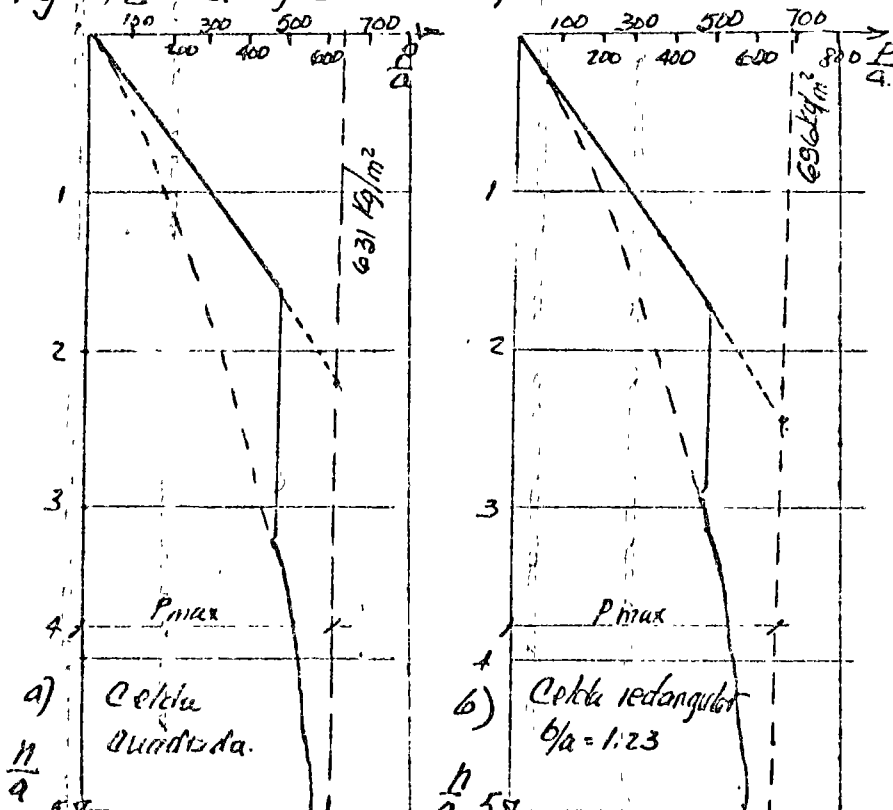


Fig. 12. Distribución de presiones, según Janssen, en celdas cuadradas y rectangulares

6) Teoría de Reimbert.

La diferencia principal con la teoría de Janssen antes descrita, consiste en que Reimbert considera que la superficie superior del material almacenado no es horizontal, como hace Janssen, sino que presenta inclinación. La diferencia se observa en la figura 13.

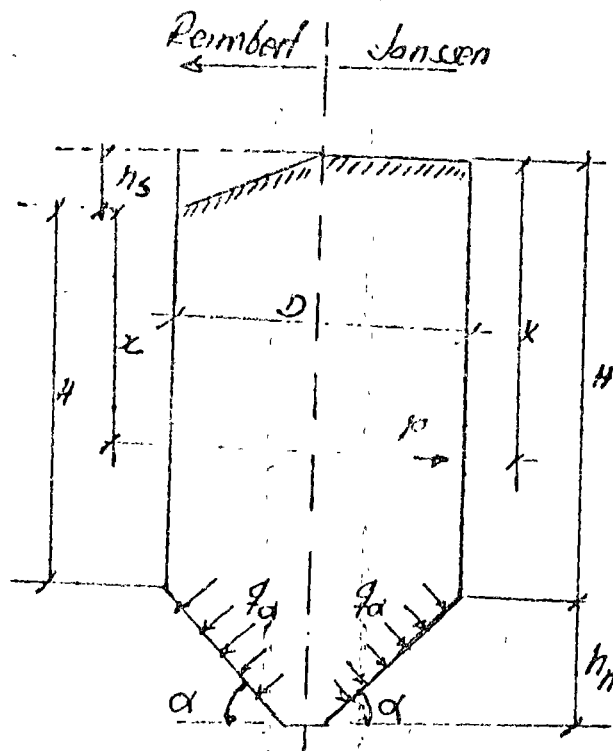


Fig 13 Hipótesis en teorías de Reimbert y Janssen.

Método de Reimbert.

La presión vertical unitaria a una profundidad x bajo la superficie resulta ser:

$$q = \gamma \left[x \left(\frac{x}{c} + 1 \right) + \frac{h_s}{3} \right] \quad (14.8)$$

La presión horizontal a una profundidad x es

$$p = p_{\max} \left[1 - \left(\frac{x}{c} + 1 \right)^{-2} \right] \quad (14.9)$$

En las expresiones anteriores $p_{\max}$ y c (abscisa característica) varían con la forma del silo, como se describe a continuación:

Para silos circulares.

$$p_{\max} = \frac{\gamma D}{4 \tan \phi_1}$$

$$c = \frac{D}{4 \tan \phi_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_1}{2} \right)} - \frac{h_s}{3} \quad (14.10)$$

Para silos poligonales de más de cuatro lados

$$p_{\max} = \frac{\gamma \frac{A}{L}}{\tan \phi_1}$$

$$c = \frac{L}{\pi} \left[\frac{1}{4 \tan \phi_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_1}{2} \right)} \right] - \frac{h_s}{3} \quad (14.11)$$

Para silos rectangulares, en la pared corta "a".

$$(p_{\max})_a = \frac{\gamma A}{4 \tan \phi_1}$$

$$c_a = \frac{a}{\pi \tan \phi_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_1}{2} \right)} - \frac{h_s}{3} \quad (14.12)$$

Para silos rectangulares, en la pared larga "b".

$$(p_{\max})_b = \frac{\gamma a'}{4 \tan \phi}, \quad C_b = \frac{a'}{\pi \tan \phi \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})} - \frac{h_b}{3} \quad (14.13)$$

Siendo $a' = \frac{2ab - a^2}{b}$

15.- Fricción vertical en material almacenado.

Para silos cilíndricos, en planta cuadrada o en polígono regular, la fuerza vertical total estática, por unidad de longitud vertical, correspondiente a todo el material almacenado hasta una profundidad x , queda definida:

a) Por el método de Janssen

$$V = (\gamma x - 0.87) \frac{A}{L} \quad (15.1)$$

b) Por el método de Reimbert

$$V = (\gamma x - 9) \frac{A}{L} \quad (15.2)$$

Para silos rectangulares, las presiones laterales difieren en la pared larga y en la pared corta; por tanto la fricción también difiere. Para evaluarlas, pueden usarse las expresiones (15.1) y (15.2) cuando los términos γ , A y L son substituidos por γ_a , A_a y a por el lado a , mientras que en el lado b se usarán γ_b , A_b y b respectivamente. (Véase fig 14)

16.- Presión estática en fondos planos.

La presión en fondos planos queda dada por (14.5) y (14.8).

Para silos rectangulares, las expresiones mencionadas dan presiones

diferentes en áreas próximas a los lados corto y largo. Una aproximación frecuentemente usada consiste en calcular γ_a para el lado corto, que actúa en el área A_a , mostrada en la fig 14.

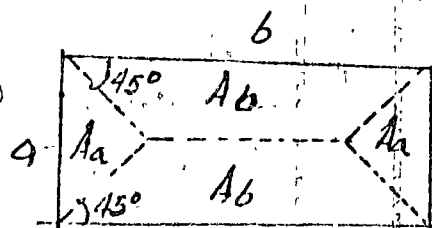


Fig 14. Distribución supuesta en un silo rectangular.

Para el lado largo b , se considera una presión q_0 , calculada para el lado b , que se considera actuando en el área Ab ○

17- Presión estática en tolvas de silos.

La presión estática p y la presión vertical q en paredes inclinadas de tolvas, pueden ser calculadas mediante la teoría de Janssen o Reimbert. El valor de $\frac{A}{L}$ podría reducirse con la profundidad de la tolva, pero generalmente se considera que es la del silo al cual sirve de fondo. La presión estática normal a la superficie inclinada a una profundidad x desde la parte superior del material es

$$q_x = p \sin^2 \alpha + q \cos^2 \alpha \quad (17.1)$$

18- Discusión de resultados de teorías estáticas.

A fin de comparar los resultados de las teorías antes expuestas, se consideran a continuación las experiencias de D. Lenczner en modelos de silos conteniendo cemento.

Al almacenar cemento en diferentes profundidades, se observó que al confinar el material y permitir su consolidación, por efecto de peso propio, tiende a aumentar su peso volumétrico, cambia su porosidad y tiende a volverse cohesivo.

Tabla 2

Porosidad inicial n	Porosidad relativa (%) $n_r = \frac{n - n_{min}}{n_{max} - n_{min}}$	Angulo de reposo ϕ_{max}	ϕ_{alt}	Cohesion c (kg/cm ²)
0.612	100	40°10'	—	0
0.531	69.4	39°40'	—	0
0.488	53.0	38°50'	36°30'	.025
0.435	33.0	38°10'	36°0'	.025
0.348	0	39°50'	37°30'	.036

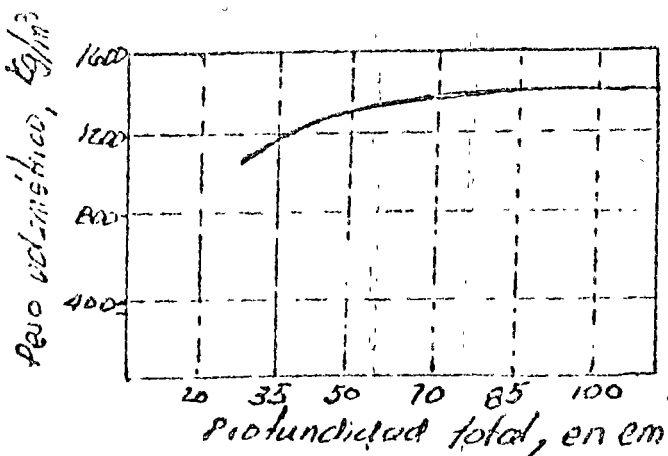
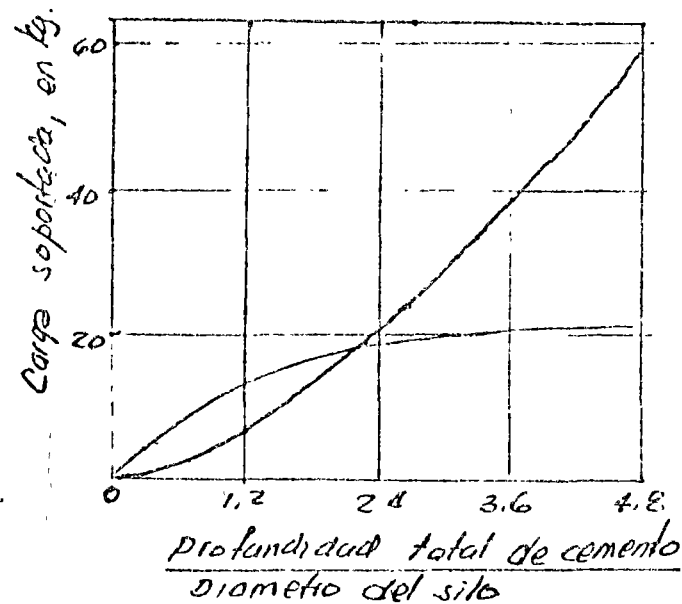
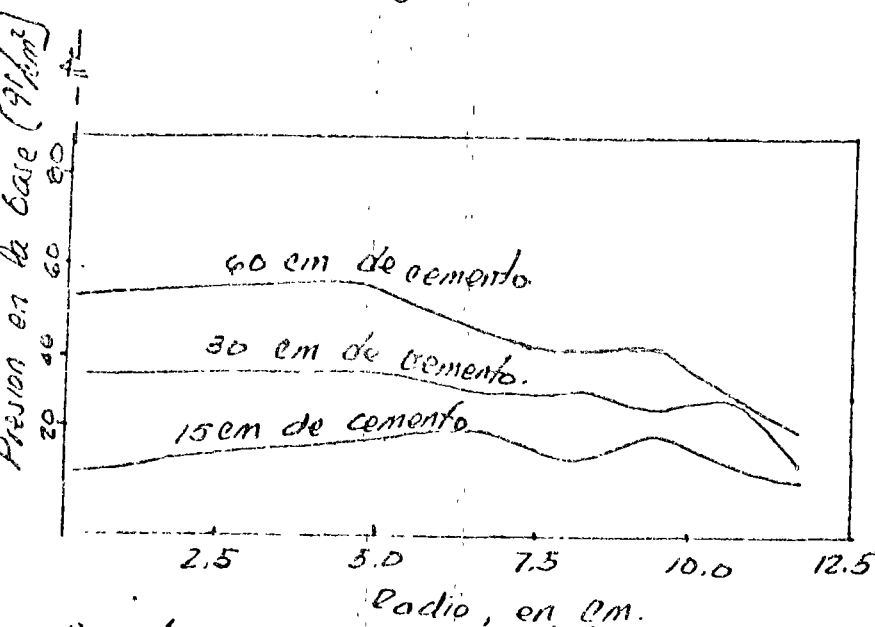


FIG. 15. Variación de propiedades de material almacenado.

Fue posible observar que la presión en el fondo de un recipiente cilíndrico varía de manera no lineal como se observa en las siguientes figuras (16 a 18).



a) Distribución de presión estática en la base.

Fig 16 Variación de presión y carga en un silo cilíndrico

Un aspecto que resulta interesante de estas pruebas, consiste en poder establecer comparaciones con las teorías antes mencionadas. Así, es posible medir la variación de K en (14.2), la cual se supone constante en las teorías expuestas. Sin embargo, las mediciones mostraron la variación que se muestra en la figura 17, al variar la profundidad del material almacenado, indicando que K no permanece constante, aunque tiende a un límite, que en el caso en estudio resultó igual a 0.31, correspondiente a $\phi = 31^\circ 50'$, menor al que aparece en la fig 15.

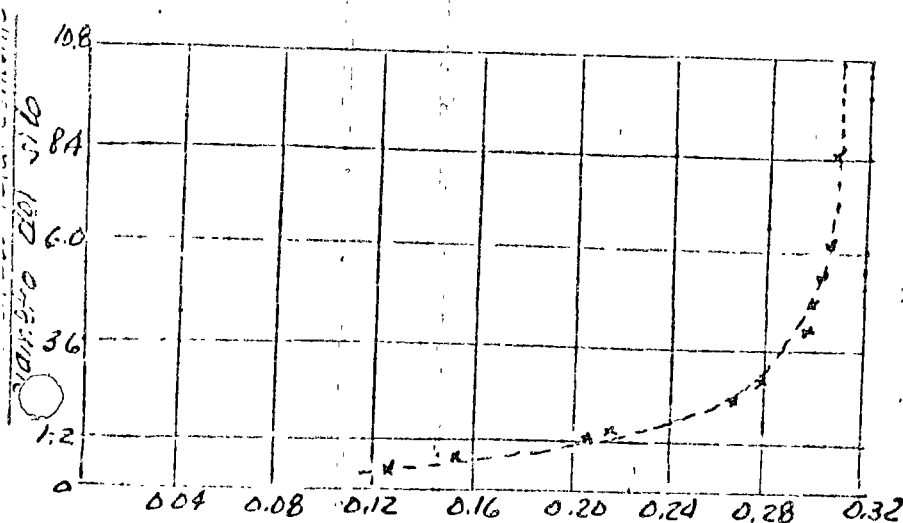


Fig 17 Variación de K con la profundidad del

Puede verse que al usar un valor de K en la teoría de Janssen, puede obtenerse

con suficiente aproximación, el valor del empuje. La única dificultad consiste en conocer cual debe ser el valor de k .

Las pruebas permitieron comparar valores de k propuestos por diversos autores, mostrándose la comparación en la fig 18.

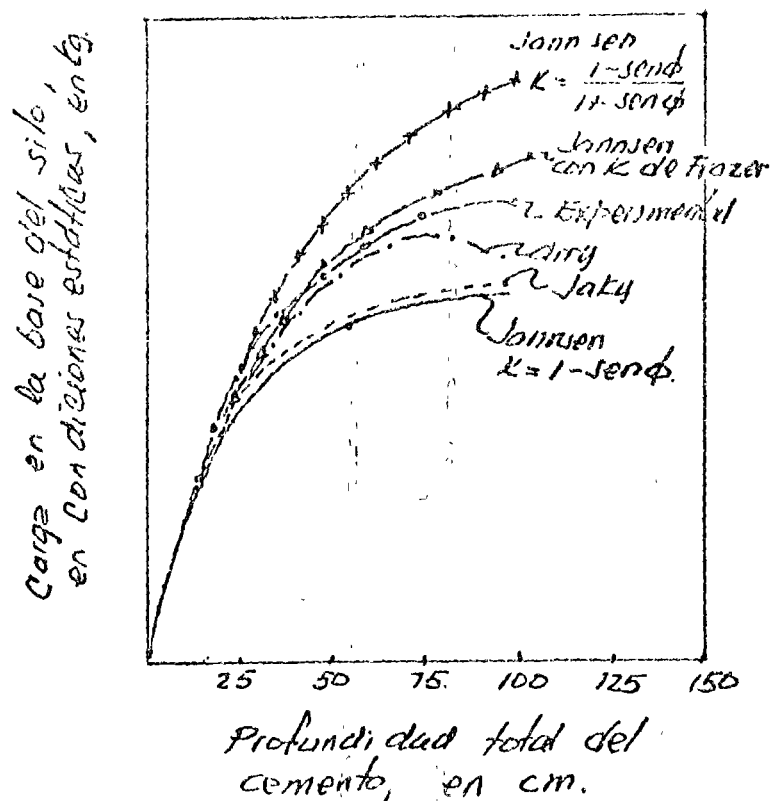


Tabla 4.

Profundidad en cm	Valor experimental	Carga superficial por la base (Kg)				
		Teoría $\phi = 39\frac{1}{2}^\circ$ $\phi_1 = 32\frac{1}{2}^\circ$				
		Janssen			Jaky	Ang.
		Frazer $k = 0.270$	$k = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi}{1 + \text{sen}^2 \phi} = 0.222$	$k = 0.36$	$k_0 = 0.36$	
0	0	0	0	0	0	0
30	14.5	12.7	13.6	12.3	13.2	13.2
60	19.0	20.0	22.2	16.3	16.8	18.6
90	21.3	22.7	26.3	17.7	18.1	20.9
120	22.7	24.5	28.6	18.1	18.6	19.5

Frazer propuso que

$$k = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi}{\cos^2 \phi} + \frac{2 \text{sen} \phi}{\cos^2 \phi} \sqrt{\frac{1 - \frac{\tan^2 \phi_1}{\tan^2 \phi}}{1 - \frac{\tan^2 \phi_1}{\tan^2 \phi}}} \quad (18.1)$$

Fig 18. Curvas experimentales y teóricas para obtener la carga en la base de un silo, al aumentar la profundidad del cemento.

Los resultados anteriores indican que el valor de k que se emplee en la teoría de Janssen conduce a buenos resultados. Los valores de k correspondiente a presión activa sobre estiman la presión en la base en 20%. El valor de k correspondiente a material en reposo implica valores en defecto en la misma proporción. Los resultados de Frazer conducen a la mejor concordancia con experimentos. La expresión de Jaky que propone un valor de k difícil de evaluar no implica ninguna ventaja. La expresión de Ang se correlaciona bien con experimentos, mientras la profundidad no sea mayor a 3.6 veces el diámetro del silo.

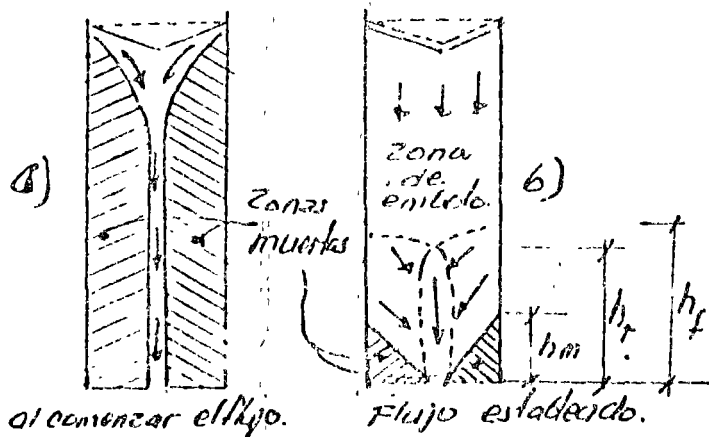
19. Presión dinámica de material granular en silos

Deutsch y Clyde han estudiado con mucho detenimiento el flujo de material en silos y las presiones dinámicas que ejerce el material contra las paredes, y consideran que no existe ninguna teoría que considere satisfactoriamente los excesos de presión. Existen teorías que atribuyen las sobrepresiones a efectos de ondas de shock acústico, a la ruptura del arqueo del material en el interior del silo, o bien a procesos de falla.

Deutsch y Clyde recurrieron a un proceso experimental para observar el proceso de flujo, y trataron de representar sus resultados mediante teoría de flujo. Su investigación mostró que el flujo que se presenta al descargar un silo no resulta ser un flujo laminar. El comportamiento del material que fluye depende de las condiciones locales en cada punto y de puntos en la frontera, por lo que resulta imperioso conocer la distribución del flujo para estimar las presiones que se generan.

Realizaron pruebas con materiales granulares, cuyas dimensiones fueron tales que la relación del diámetro del silo al diámetro nominal del silo estuviere en el intervalo 400:1 y 48:1.

Probaron con flujo controlado a diversas velocidades, que variaron entre 150 y 600 granos por minuto. Observaron que la velocidad no influye en el tipo de flujo, después de un nivel de llenado del silo. Lograron observar dos tipos de flujo bien definidos, que se muestran en la fig 19,



al iniciarse el movimiento y algún tiempo después, cuando ya se había estabilizado el flujo.

Resultó interesante observar que las alturas h_m , h_t y h_f dependían de la forma del fondo, y de la relación del diámetro del orificio y del

diámetro del silo En la tabla 5 se condensan algunas de los resultados obtenidos de las pruebas

Tabla 5.
Resultados experimentales de zonas en silos en descarga.

Prueba número	Tipo de salida en la base		Diámetro del orificio entre el diámetro del silo	Relación de la altura al diámetro del silo			D ds
				zona muerta hm/D	altura del tubo ht/D	altura ruptura hr/D	
1	Fondo plano		0.052	1.25	1.9	2.1	400:1
2	Fondo plano		0.083	1.2	2.0	2.2	
3	Fondo plano		0.166	1.0	2.2	2.4	
4	Fondo plano		0.052	1.15	—	2.3	
5	Fondo plano		0.083	1.1	—	2.5	
6	Fondo plano		0.166	1.0	—	2.6	
7	Cono 30°		0.083	1.2	2.0	2.3	
8	Cono 45°		0.083	—	1.7	2.0	
9	Cono 60°		0.083	—	1.4	1.6	
10	Cono 30°		0.083	1.0	—	2.7	
11	Cono 45°		0.083	—	—	2.5	
12	Cono 60°		0.083	—	—	1.8	
13	Fondo plano	7 salidas	0.042	0.3	—	0.8	48:1
14		3 salidas	0.083	0.3	0.6 a 1.0	1.2	
15		2 salidas	0.083	0.7	1.2	1.4	
16	Fondo plano		0.166	0.4	0.7	1.2	
17	Fondo plano		0.166	0.35	—	1.4	
18	Tubo levantado		0.166	0.5	0.9	1.2	
19	tubo levantado		0.166	0.45	—	1.3	
20	Cono 30°		0.166	0.2	0.8	1.2	
21	Cono 60°		0.166	—	0.8	1.3	

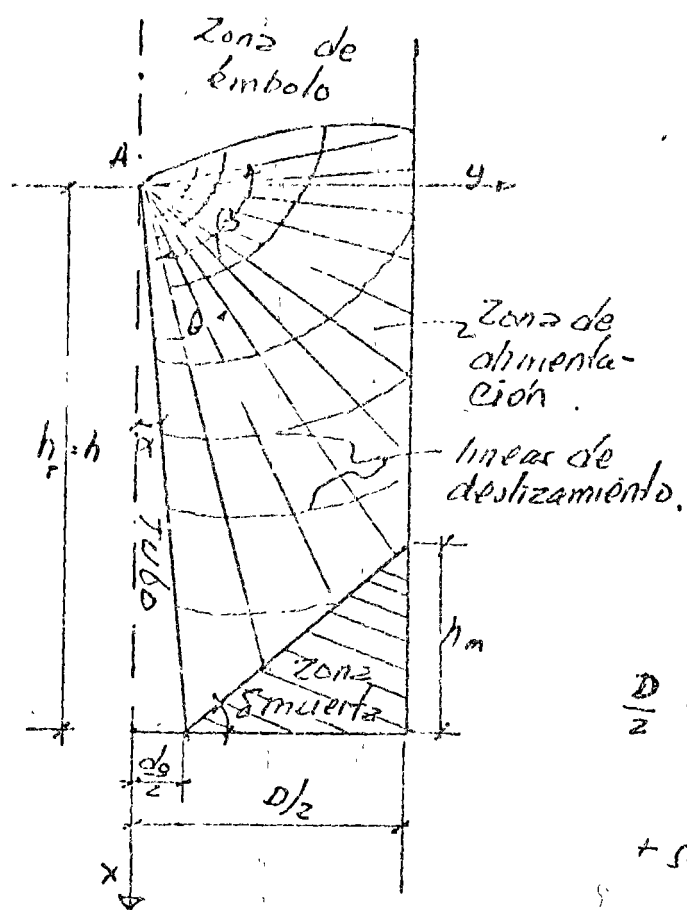
Observaciones generales. Las zonas de flujo se presentaron en diversas escalas, variando ligeramente las alturas al modificarse las condiciones en la base. Salidas cónicas redujeron las alturas al incrementarse el ángulo del cono. El cambio no es continuo presentándose la desaparición de hm cuando el ángulo del cono era mayor que el ángulo de fricción del material, presentándose las demás regiones. No se presentó una diferencia apreciable en pruebas a carga constante o variable. Todas las pruebas se hicieron con material inicialmente suelto.

Cuando el material se compacta mediante vibración, el flujo difiere al principio del movimiento presentándose el tipo de zonas descrito en la fig 19 a. El tubo central se formaba inmediatamente desde la base hasta la superficie, la cual formaba una depresión cónica con el ángulo de reposo natural, sin que se moviera el material próximo a las paredes. Después de un tiempo corto, después de un pequeño movimiento de la superficie se establecía el flujo estandar, reapareciendo la zona de embudo.

La estabilidad del flujo estandar depende de la existencia de una relación de vacíos crítica que una vez que se alcanza en un material inicialmente denso.

La aparición del tubo central tiende a provocar excesos de presión en las paredes del silo. Los remedios propuestos por los Rembert y otros, para disminuir las sobre presiones, consistentes en la inhibición del tubo central y de las zonas laterales de alimentación mediante estructuras internas, parecen ser remedios adecuados. Si no se colocan estas estructuras internas, los proyectistas deberían considerar sobrepresiones de diseño a fin de evitar el agrietamiento de las paredes de los silos.

Para valuarlos, Deutsch y Clyde recurren a un planteamiento que considere superficies de deslizamiento en forma de espirales logarítmicas en la zona de alimentación, como se muestran en la figura 20. Usando razonamientos matemáticos, logran definir el campo de esfuerzos en el material y en sus fronteras, y establecen un procedimiento para estimar los esfuerzos principales en las fronteras del material en contacto con las paredes del silo.



Para valorar los esfuerzos principales en un punto de la pared, se recurre a

$$(\sigma_1)_{\text{pared}} = \sigma_1 e^{2\theta \tan \phi} \quad (19.1)$$

$$(\sigma_3)_{\text{pared}} = (\sigma_1)_{\text{pared}} \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) \quad (19.2)$$

siendo θ el ángulo que resuelve la siguiente ecuación:

$$\frac{D}{2} - \frac{\cos(\frac{\pi}{2} - \alpha - \theta)}{\sin(\frac{3\pi}{4} - \alpha + \frac{\phi}{2})} \times \left\{ \sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) + \sin \alpha e^{[\frac{\pi}{4} + \alpha - \frac{\phi}{2}] \tan \phi} \right\} e^{\theta \tan \phi} = 0 \quad (19.3)$$

Fig 20. Flujo idealizado.

y el esfuerzo $\sigma_1 = \gamma x + \sigma_{1A}$, siendo

σ_{1A} el esfuerzo principal en A definido por alguna

de las teorías estáticas aplicadas a la zona del embolo. Conociendo los esfuerzos principales, se pueden valorar los esfuerzos horizontales y verticales en la pared, aplicando

$$(\sigma_H)_{\text{pared}} = \frac{(\sigma_{1p} + \sigma_{3p})}{2} + \frac{(\sigma_{1p} - \sigma_{3p})}{2} \cos 2(\alpha + \theta - \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) \quad (19.4)$$

$$(\sigma_V)_{\text{pared}} = \frac{(\sigma_{1p} + \sigma_{3p})}{2} - \frac{(\sigma_{1p} - \sigma_{3p})}{2} \cos 2(\alpha + \theta - \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) \quad (19.5)$$

Estas expresiones sustituyen a (14.4) y (14.3) respectivamente, cuando se considera la apertura del orificio en la base de un silo.

aplicando los resultados anteriores a un caso específico, se obtienen los resultados mostrados en la fig 21.

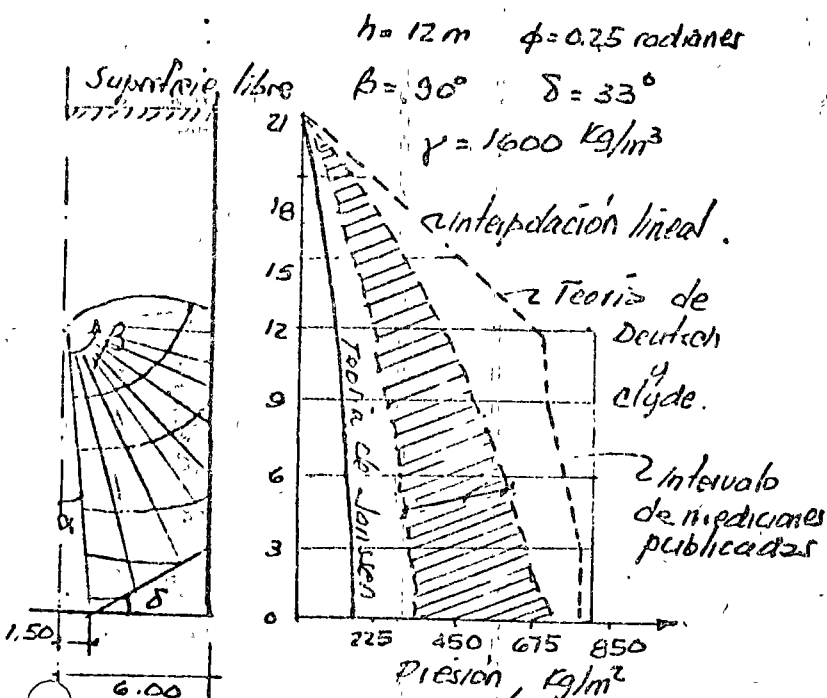


Fig 21. Resultados obtenidos de la teoría de Deutsch y Clyde.

20. Factores de presión dinámica. C_d

De lo antes expuesto, se puede establecer que localmente, la presión horizontal puede resultar ser de tres a cuatro veces la presión estática calculada mediante las teorías estáticas. Muchos silos diseñados con esas teorías han fallado y muchos otros aun no muestran signos de daño aunque podrían tener márgenes de seguridad peligrosamente bajos.

Aunque la teoría antes descrita aclara el proceso de generación de sobrepresiones, en la práctica se ha optado por aproximaciones usando factores de presión dinámica C_d , para transformar las presiones estáticas en presiones de diseño. En general se puede establecer que

$$\text{presión de diseño} = C_d (\text{presión estática})$$

En la tabla 6 se proporcionan valores del coeficiente C_d para diversos silos.

Se observa que la teoría de Deutsch y Clyde proporciona una curva de variación con la profundidad similar a la de todas las teorías estáticas. Sin embargo, las presiones resultan de cuatro a ocho veces los valores de la teoría de Janssen.

Para fines comparativos se muestra la zona de valores medidos por diversos autores, lo que parece indicar que la teoría en estudio proporciona valores muy conservadores para fines de diseño.

Tabla - Valores del factor de sobrepresión C_D , cuando hay flujo local.
 Cuando fluye toda la masa se recomienda usar valores mayores.

Descripción del área de aplicación	Silos de concreto		Silos de acero	
	Reimbert	Janssen	Reimbert	Janssen
1.- Silos aislados cilíndricos o poligonales.				
Tercio superior H_1	1.00	1.35	1.10	1.50
Das tercios inferiores $H/D = 1.5$	1.50	1.75	1.65	1.95
Ver nota $H/D \geq 4.5$	1.75	1.75	1.95	1.95
2.- Grupos de silos circulares o poligonales				
(a) Silos exteriores				
Tercio superior H_1	1.00	1.35	1.10	1.50
Das tercios inferiores $H/D = 1.5$	1.50	1.75	1.65	1.95
ver nota $H/D \geq 4.5$	1.75	1.75	1.95	1.95
b) Silos interiores				
Tercio superior H_1	1.00	1.35	1.10	1.50
Das tercios inferiores $H/D = 1.5$	1.25	1.50	1.40	1.65
ver nota $H/D \geq 4.5$	1.50	1.50	1.65	1.65
3.- Intersticios entre silos.				
Tercio superior de H_1	1.00	1.35	1.10	1.50
Das tercios inferiores $H/D = 1.5$	1.25	1.50	1.40	1.65
ver nota $H/D \geq 4.5$	1.50	1.50	1.65	1.65
4.- Depósitos laterales en grupos de silos en cualquier arreglo, y en silos exteriores conectados a depósitos laterales.				
Tercio superior de H_1	1.00	1.35	1.10	1.50
Das tercios inferiores $H/D = 1.5$	1.75	2.00	1.95	2.20
ver nota $H/D \geq 4.5$	2.00	2.00	2.20	2.20

Descripción de área de aplicación.	Silos de concreto		Silos de acero	
	Reimbert	Janssen	Reimbert	Janssen
5. Silos cuadrados o rectangulares aislados o en grupos.				
Tercio superior de $(H_1)_a$ ó b	1.00	1.35	1.10	1.50
Las tercias inferiores				
$H/(a \text{ ó } b) = 1.5$	1.25	1.50	1.40	1.65
Ver nota $H/(a \text{ ó } b) \geq 4.5$	1.50	1.50	1.65	1.65

Nota: Para la teoría de Reimbert, C_D para H/D entre 1.5 y 4.5 debe obtenerse por interpolación.

Para ambos métodos, si $H/D > 5$ los valores de C_D deben incrementarse en 15% sobre los mostrados en la tabla.

$$H_1 = D \tan \phi \leq \frac{1}{3} H \quad (H_1)_a = 6 \tan \phi \leq \frac{1}{3} H \quad (H_1)_b = D \tan \phi \leq \frac{1}{3} H.$$

6.- Losas planas d con tolva, formada por relleno de concreto en la parte superior de la losa; sistema de traves y losas; tolvas de concreto; anillos de fierro y columnas.				
a) Para harina y cascarrilla	1.50	1.25	1.50	1.25
b) Para todo tipo de granos	1.35	1.10	1.35	1.10
c) Para todos materiales excepto a ó b.				
1) Losa y tolva formada relleno concreto	1.35	1.10	1.35	1.10
2) Losas sin tolva, tolvas de concreto, anillos y columnas	1.75	1.50	1.75	1.50
7). Tolvas de acero y anillos. Vigas de acero en silos de concreto o acero. Columnas de acero.				
a) Para harina y cascarrilla	1.75	1.50	1.75	1.50
b) Todo tipo de granos	1.50	1.25	1.50	1.25
c) Material granular, excepto a y b)	2.00	1.75	2.00	1.75

En términos generales, la curva de presión lateral de un silo ha sido propuesta como formada por tres zonas; mostradas en la fig 22.

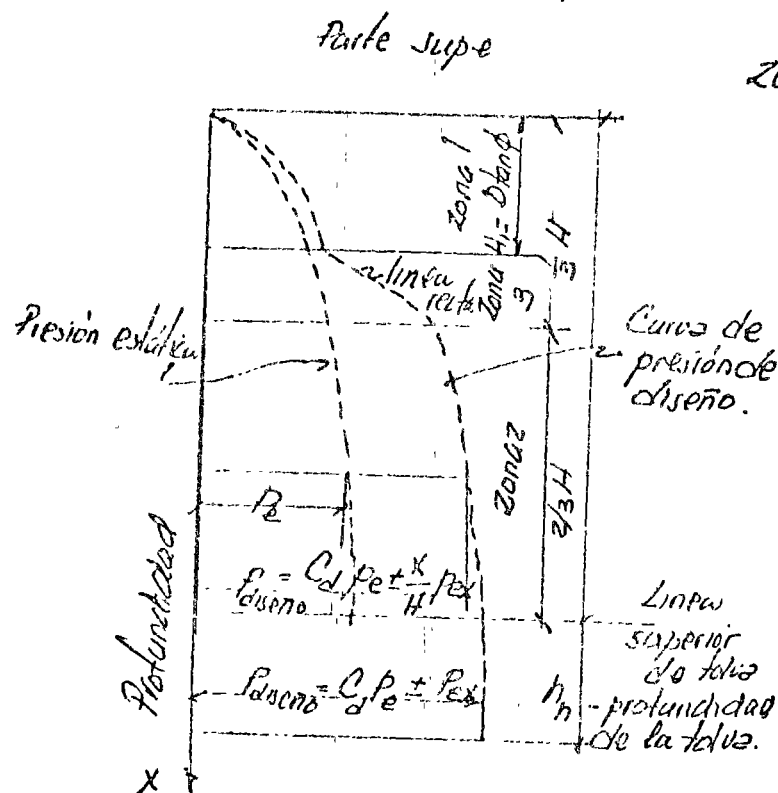


Fig 22 Curva de diseño para presión lateral

Zona 1.- La porción superior de la profundidad $H = D \tan \phi$. Es la zona de empujes bajos, para la cual se considera la fórmula de Rankine para calcular la presión lateral, siempre y cuando sea modificada por la forma de silo.

Zona 2.- Esta zona, definida por las dos tercios inferiores del silo, presenta presiones laterales importantes. En esta zona C_d varía con el tipo de estructura.

zona 3.- La curva de presión lateral se considera que sea una línea recta. Une la zona de máxima presión en la zona 1 y la mínima de la zona 2. Es horizontal cuando $H_1 = H/3$. La fig 22 muestra la curva resultante para diseño. Notese que existen presiones incrementadas P_{ex} , debido a la excentricidad de la descarga que debe agregarse al producto $C_d P_e$.

Se considera que P_{ex} varía desde cero en la parte superior del silo hasta un máximo P_{ex} en $x = H$, y permanece con ese valor dentro de la tolva.

Se considera que $P_{ex} = P_i - P$ (en $x = H$), siendo P_i la presión lateral en un silo imaginario con la salida del silo centrada. P es la presión estática.

21.- Cargas de sismo y viento.

- Las cargas de sismo afectan la estabilidad y resistencia de los silos. Columnas y paredes que soportan silos pueden ser particularmente vulnerables así como las cimentaciones. En ausencia de mejores recomendaciones, puede recurrirse a cargas locales que permitan valor la acción sísmica.

Existe evidencia de que solo una fricción del material almacenado necesita ser considerada al calcular la acción sísmica. Algunos autores recomiendan usar por lo menos el 80% del peso del material almacenado para definir las fuerzas sísmicas. Valores más pequeños han sido propuestos, pero debe hacerse mayor investigación para aceptar valores más bajos.

- Cuando el fondo del silo está en soportes independientes de las paredes, la estructura del silo y la de soporte soportarán la acción sísmica sobre el peso efectivo de los materiales almacenados. Se ha propuesto el siguiente procedimiento

- a) Para la estructura de soporte, el valor más pequeño de:
 - 1.- Una porción de la fuerza, dividida de acuerdo a la rigidez relativa de ambas estructuras.
 - 2.- una fuerza debida al peso efectivo dentro de la tolva, si es que esta existe, más el producto del coeficiente de fricción interna multiplicado por el peso del material almacenado en el cuerpo del silo.
- b) Para la estructura del silo, la mayor de las siguientes fuerzas:
 - 1.- La fuerza total, menos la que absorbe la estructura de soporte.
 - 2.- Cincuenta por ciento de la fuerza total debida al material almacenado.

Las recomendaciones anteriores son solo aproximaciones, ya que el fenómeno sísmico es extraordinariamente complejo. Para ilustrar este punto, se describen a continuación los resultados de pruebas que intentan describir la interacción dinámica entre fluido y estructura en tanques construidos sobre una mesa vibratoria, sometida a la componente más intensa del sismo del Centro, registrado en 1940.

Dos tanques fueron probados, como se muestra en la Figura 23, de 4 pies de diámetro y 60 cm de altura y otro de 3.66 m de diámetro, por 0.90 m. de altura. Estos tanques son modelos a escala de tanques típicos de almacenamiento de aceite. Se fabricaron de aluminio de manera de mantener similitud con prototipos de acero, que eran tres veces mayores. La respuesta dinámica dentro del intervalo elástico podía ser simulada por cualquier escala de líneas, mediante el ajuste de la escala de tiempo por la raíz cuadrada de la escala de líneas.

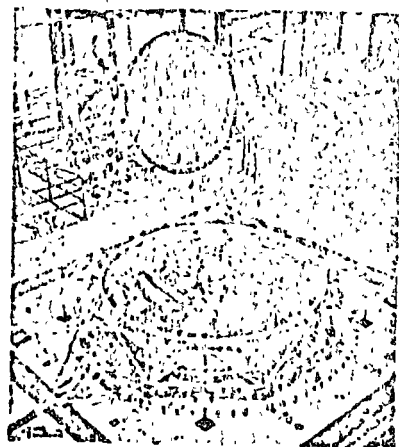
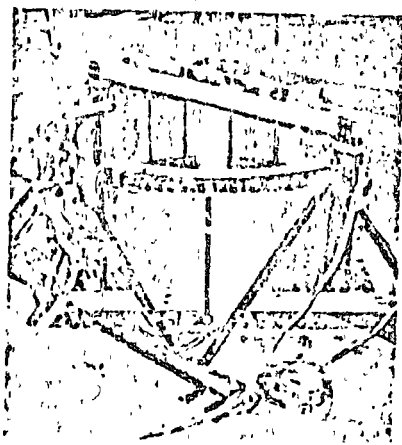


Fig 23. Modelos de aluminio a escala, de tanques para almacenamiento de líquidos.

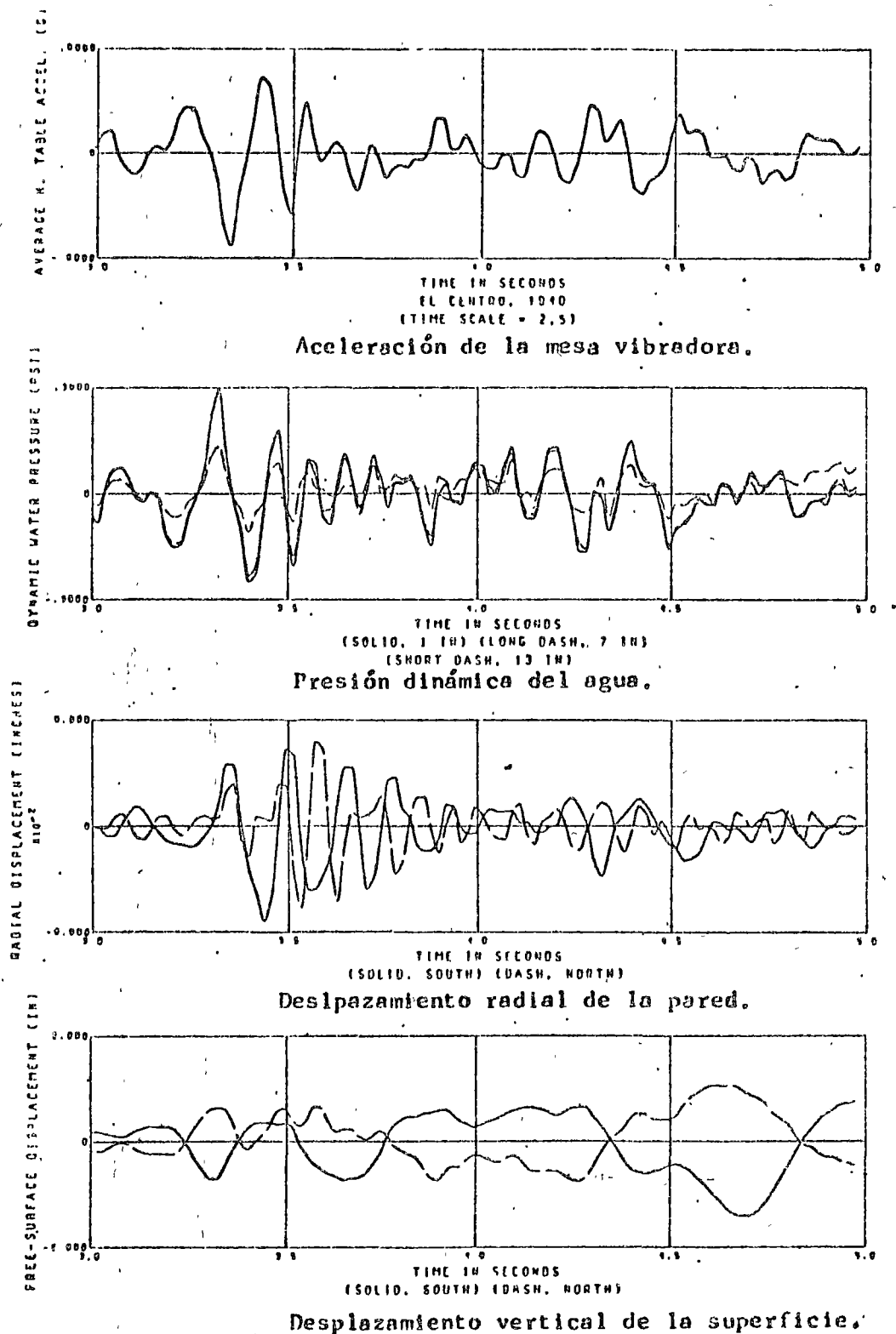


Fig 24.- Comportamiento de el tanque de 120m de altura, sometido a la acción del sismo de El Centro, 1940

Se instrumentaron los tanques de manera de medir los desplazamientos en las paredes del tanque, así como las esfuerzos en puntos notables. La distribución de presiones que actuó en diversas instantes se muestra en la fig. 25, así como los desplazamientos de las paredes.

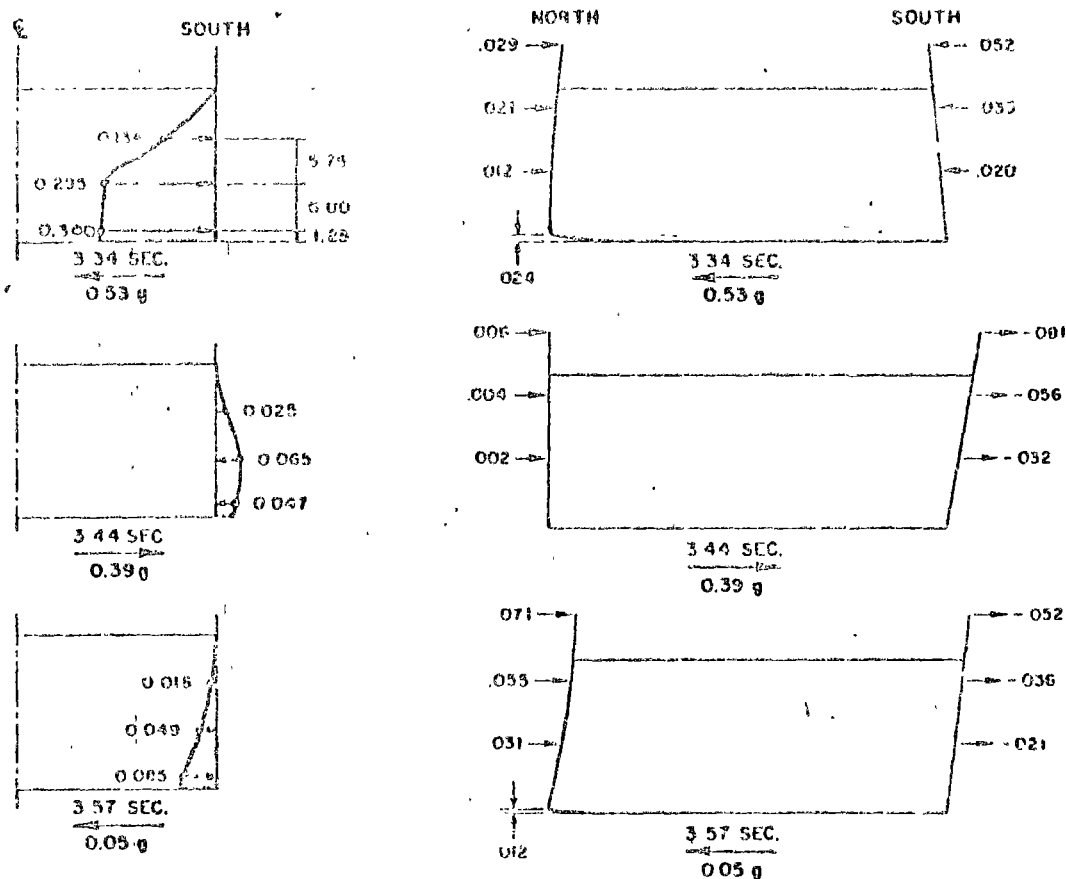


Fig. 25. Comportamiento del tanque de 120 m de altura en diversos instantes.

Se observa claramente que pueden presentarse distorsiones importantes, y tendencias a levantamiento del fondo, lo que tiende a romper los sistemas de anclaje del depósito contra la cimentación.

22.- Efecto de temperatura

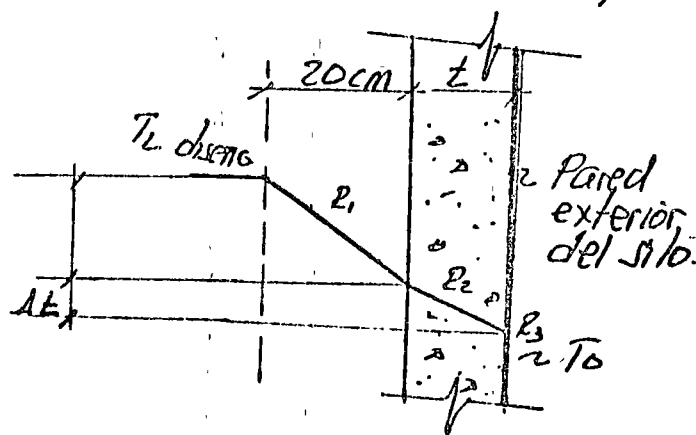
En silos donde los materiales que se almacenan se encuentran a alta temperatura, se pueden presentar esfuerzos térmicos que sean muy altos para ser despreciados. Generalmente se considera la acción térmica cuando la diferencia de temperaturas es superior a 80°F entre el interior y el exterior.

Así, se considera que la temperatura interior de diseño es

$T_{i \text{ diseño}} = T_i - 80$. La temperatura de material granular caliente en silos tiende a disminuir apreciablemente cerca de la pared interior del silo. Con cemento caliente, se sugiere que 20 cm de material próximo a la pared se considere como material aislante en el cual la temperatura varía linealmente. La fig 26a muestra la variación en el cemento y en la pared del silo.

El momento horizontal que puede producir la acción térmica se puede valorar mediante

$$M = 1.43 E_c t^2 \alpha_t \Delta T \text{ Kg.} \quad \dots (22.1)$$



$$\Delta T = [T_{i, \text{diseño}} - T_o] \times K_T$$

siendo el valor de K_T de finicio en la siguiente expresión

$$K_T = \frac{0.08t}{4.09 + 0.08t}$$

t - espesor en pulgadas.

E_c - módulo de Young del concreto de la pared

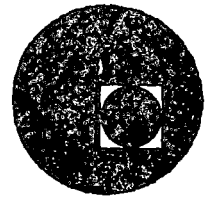
T_o - Temperatura exterior en invierno, con bulbo seco ($^{\circ}\text{F}$)

Fig 26.- Cálculo de ΔT en la pared de un silo.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES

SILOS CUADRADOS Y RECTANGULARES
DISEÑO ESTRUCTURAL



PROF. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS

Noviembre de 1976

9

0

0

0. 0. 1.

○ Diseño de silos rectangulares o cuadrados.

1.- Métodos de diseño

Para dimensionar el refuerzo y los espesores de silos rectangulares o cuadrados, se puede recurrir a métodos de resistencia última o a diseño bajo esfuerzos permisibles.

En lo que sigue se muestran las expresiones que definen a los elementos mecánicos últimos, mediante el empleo de factores de carga K_u o K_g . Sin embargo, basta hacer a K_u o K_g iguales a 1 para obtener los elementos mecánicos para diseño en base a esfuerzos permisibles.

○ En el caso de silos de concreto, el reglamento ACI-1971 proporciona los valores de K para cargas vivas o muertas, las cuales se usarán en el diseño de silos para valor la resistencia última. Así mismo proporciona los factores de reducción de capacidad ϕ (que en ACI se nombran ϕ). Los valores del factor de reducción ϕ son:

a) Para concreto colado lentamente $\phi = 1.00 \times \phi$ (el valor de ϕ se tomará de la sección 9.2)

b) Para concreto colado de manera continua, con buena supervisión $\phi = 0.95 \times \phi$ (ver sección 9.2)

○ En lo que sigue se describe la secuencia de cálculo para silos cuadrados o rectangulares, y se aplica a un ejemplo específico.

2.- Silos rectangulares o cuadrados.

Considera la sección transversal horizontal de un silo

mostrada en las figs 27 a y b, puede aceptarse que se trata de un mureo rígido de espesor unitario, sometido a la presión generada por el material almacenado, la cual puede ser estimada por algunas de las teorías antes expuestas, con una variación en sentido vertical conocida al incrementarse la profundidad.

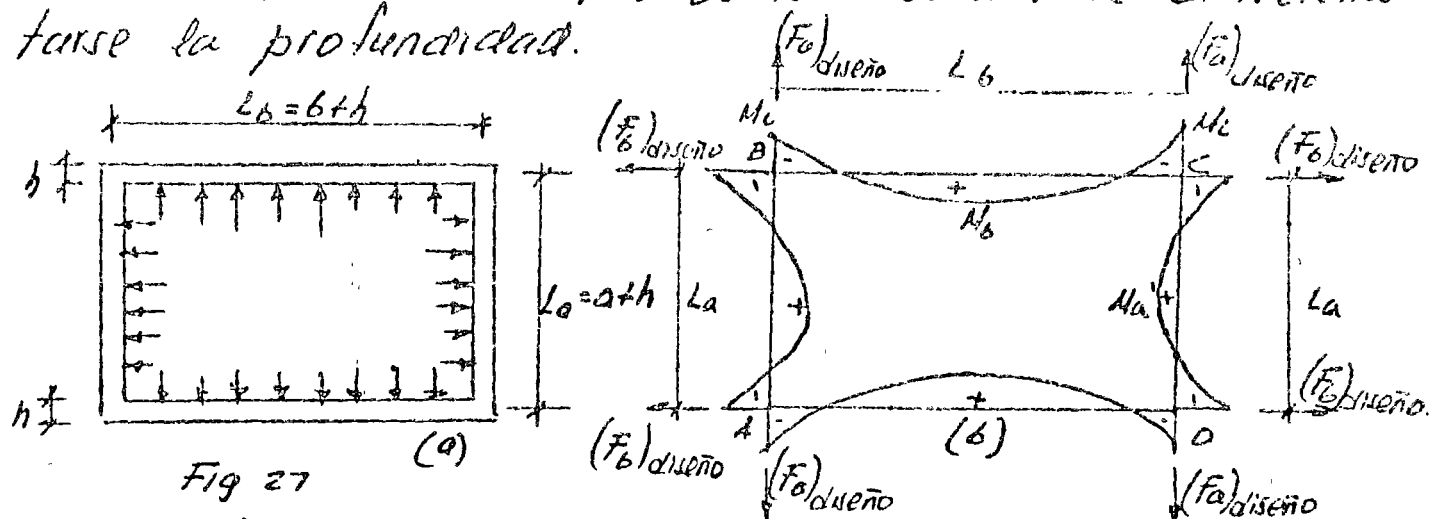


Fig 27

En la fig 27 b se muestra el diagrama de momentos flexionantes así como las fuerzas axiales y cortantes.

La fuerza de tensión a una profundidad conocida queda definida por:

$$F_{a,u} = K_{LL} p_{diseño} \left(\frac{b}{2} \right) \quad \text{para la pared "a"} \quad (2.1)$$

$$F_{b,u} = K_{LL} p_a \text{ diseño} \left(\frac{a}{2} \right) \quad \text{para la pared "b"} \quad (2.2)$$

Los valores máximo de los momentos flexionantes en la sección transversal, pueden calcularse usando una estructura reticular formada por las líneas de centro de cada una de las placas que forman al silo.

En una celda aislada, de espesor constante, usando una altura unitaria, al aplicar la ecuación de tres momentos se obtiene:

$$M_c a + 2M_b (a+b) + M_c b = -\frac{1}{4} (p_b a^3 + p_b b^3)$$

por lo que

$$M_c = - \frac{p_b a^3 + p_b b^3}{4(a+b)} \quad (2.3)$$

En la sección media de cada uno de los lados

$$M_b = \frac{1}{8} p_b b^2 - |M_0|$$

(2.4)

$$M_a = \frac{1}{8} p_a a^2 - |M_0|$$

Cuando la celda resulta ser cuadrada y $a=b$ $p_a=p_b=p$

$$M_c = - \frac{p}{12} a^2$$

$$M_a = + \frac{p}{24} a^2$$

Si la celda presenta cartelas, que se extienden a 0.2 de la longitud de cada lado, y los espesores son diferentes.

$$M_c = - \frac{p b^2}{12} \frac{1 + \beta^2 k}{1 + k}$$

siendo $k = \frac{I_b}{I_a} \frac{a}{b}$ $\beta = \frac{a}{b}$

I_b e I_a los momentos de inercia de las placas.

y considerando la presencia de las cartelas se introduce una corrección en los momentos por efecto del cambio de momento de inercia que depende del grado de empotramiento $\mu = \frac{M_0}{\frac{p b^2}{8}}$

Además de estos momentos se generan momentos ortogonales que pueden ser valuados por teoría de placas. Cerca del fondo del silo, donde existe continuidad con la placa del fondo o la tava, pueden existir momentos verticales importantes. El espesor de la pared y refuerzo vertical deben proporcionarse para soportar esa flexión combinada con las fuerzas verticales debidas a peso propio, peso de las instalaciones y carga en la parte alta del silo y la fricción generada por el material almacenado. Ya que el fondo del silo es soportado desde las paredes, la tensión que generan en la parte interior de la pared debe ser considerada. Considerando a la pared como una viga de

gran peralte, transfiriendo sus cargas verticales a las columnas que soportan al silo. Puede usarse la aproximación de Dischinger para calcular el refuerzo, que se muestra en la fig 28 para un caso particular de un muro sobre apoyos múltiples.

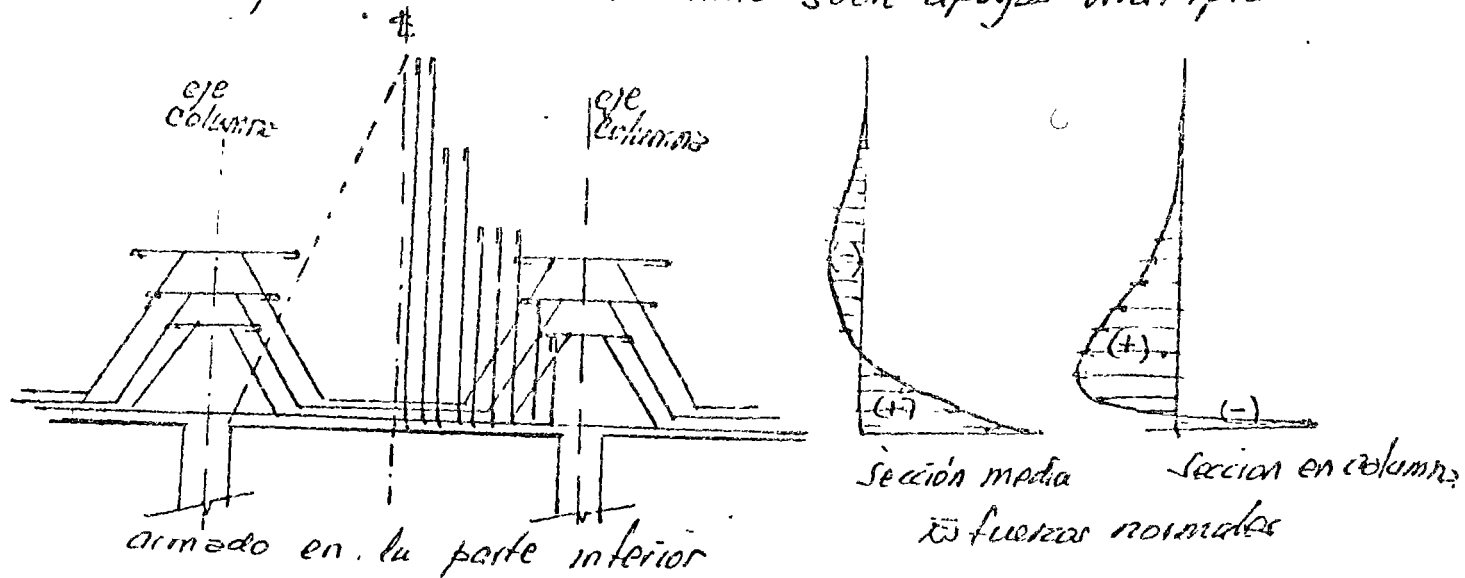


Fig. 28. Esfuerzos en la parte inferior del silo y refuerzo.

3. Diseño último de concreto en flexión combinada con tensión.

La pared del silo debe ser reforzada para resistir la acción combinada de tensión y flexión. La combinación de ambos elementos mecánicos puede ser reemplazada por una tensión excéntrica, con excentricidad $e = M_u / F_u$. Esta fuerza excéntrica F_u , para encontrarse en el espacio comprendido entre las dos lechadas de refuerzo, o bien fuera de ese espacio. Es necesario recurrir a diferentes métodos de diseño para analizar cada caso.

a) Pequeña excentricidad $e \leq \frac{h}{2} - d''$

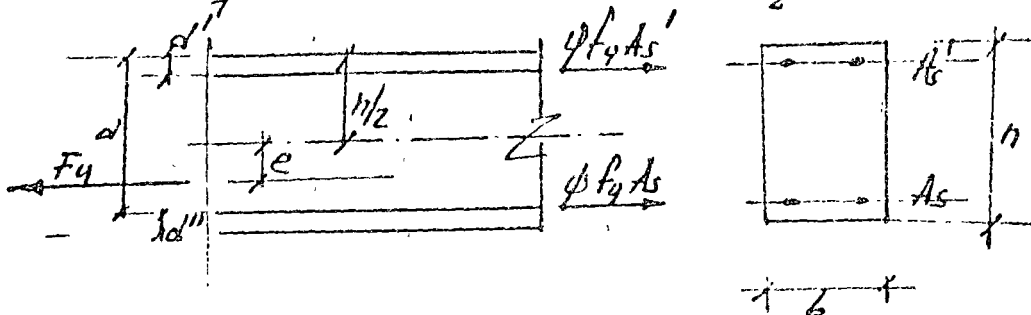


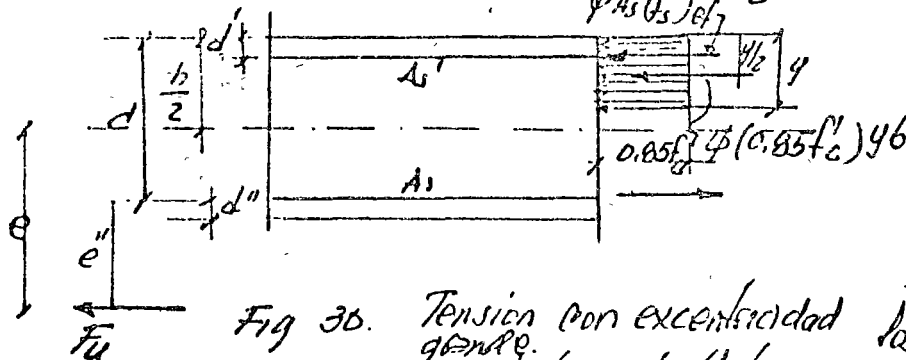
Fig 29. Tensión con pequeña excentricidad.

Tomando momentos respecto a cada uno de las lechadas, e ignorando la resistencia a la tensión del concreto, se puede obtener:

$$A_s \text{ necesaria} = \frac{F_u e'}{\phi f_y (d - d'')} \quad (3.1)$$

$$A_s' \text{ necesaria} = \frac{F_u e''}{\phi f_y (d - d')} \quad (3.2)$$

b) Excentricidad grande $e > \frac{h}{2} - d''$



Para esta condición, ACI limita la relación ϕ/β para diversos valores de resistencias de materiales que forman la pared, fijando los siguientes límites.

Fig 3b. Tension con excentricidad grande.

Valores de ϕ/β

Concreto f'_c (kg/cm ²)	Esfuerzo de fluencia del acero f_y (kg/cm ²)		
	2800	3500	4200
280	0.436	0.405	0.378
350	0.411	0.381	0.355
420	0.386	0.357	0.333

En el diseño, se supone que se requiere acero de compresión A_s' , aceptando un valor efectivo de $(f_s')_{ef}$, mediante

$$(f_s')_{ef} = 6125 \left(\frac{\phi/\beta - 0.85 f'_c}{f_y} \right) - 0.85 f'_c \quad (3.3)$$

el cual no deberá exceder $f_y - 0.85 f'_c$; $\beta = \frac{e}{h}$

Si (3.3) da valores negativos, no se requiere refuerzo en compresión. Entonces, aun cuando se ponga A_s' , el parámetro d debe ser incrementado o A_s' colocado en una nueva posición en la cual sea efectivo

$$(A_s')_{necesario} = \frac{F_u (e''/\phi) - 0.85 f'_c b \phi (\frac{h}{2} - d'')}{(f_s')_{ef} (d - d'')} \quad (3.4)$$

Si (3.3) da valores positivos, si se requiere refuerzo en compresión y el acero en tensión será:

$$(A_s)_{necesario} = \frac{F_u/\phi + 0.85 f'_c b \phi \frac{h}{2} + A_s' (f_s')_{ef}}{f_y} \quad (3.5)$$

Si la ecuación (3.4) da un valor negativo, no se requiere

refuerzo en compresión. Entonces aún cuando se coloque o no se ponga, la pared se diseña como simplemente armada. En este caso, el área de tensión requerida será:

$$A_s \text{ necesaria} = \frac{F_u / \phi + 0.85 f'_c b g}{f_y} \quad (3.6)$$

siendo

y la profundidad necesaria del bloque de compresión definida por:

$$g = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 F_u e''}{0.85 \phi f'_c b}} \quad (3.5)$$

4. Espeor de las paredes en silos rectangulares.

Las paredes de los silos rectangulares deben tener un espesor que satisfaga los siguientes requisitos:

- a) Los mencionados en la sección 14.2 de ACI
- b) Las impuestas por la resistencia a la flexión, bajo acción combinada con tensión.

- c) Las impuestas por cortante. El esfuerzo cortante último en la base de apoyo de cada pared no debe exceder $v = 0.53 \left(1 - 0.028 \frac{F_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c}$

$$\text{Cuando } v_u = \frac{V_u}{\phi b d} \quad A_g = \text{área de la sección} \quad (4.1)$$

- d) En adición, el espesor no debe ser menor de 15 cm cuando se use cimbras deslizante, a menos que se tomen precauciones especiales para reducir la fricción y así evitar el levantamiento del concreto.

Un aspecto importante en los muros, reside en los detalles de colocación del refuerzo. Cuando se coloque chafalán, este deberá ser por lo menos igual al espesor de la pared y no menor de 25 cm. El refuerzo se colocará como se indica en la fig. 31

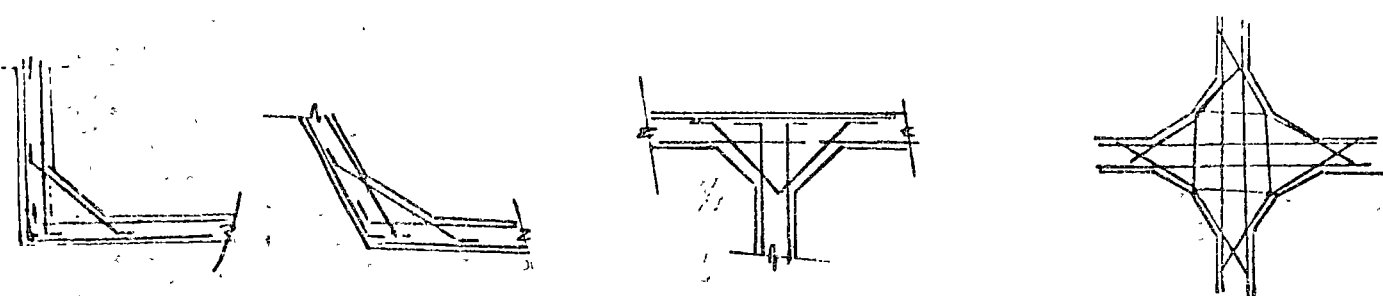


Fig. 31. Detalles de armados en esquinas.

5. Fondo de silos.

Se pueden presentar varias alternativas, ya que se pueden construir haciendo que las paredes se extiendan hasta la cimentación y que el fondo se apoye sobre las paredes (fig 32a), ó que el fondo se soporte de manera independiente en columnas que descansen en la misma cimentación de las paredes ó en cimentaciones independientes (figs 32 b a e).

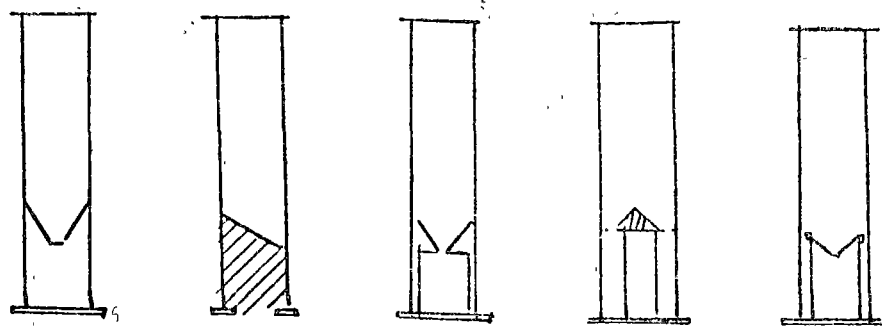


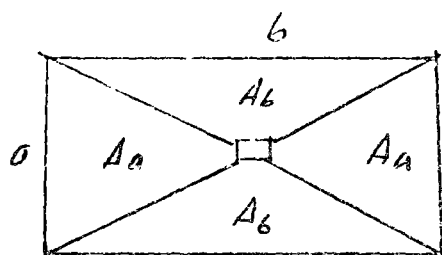
Fig. 32. Secciones transversales típicas en silos.

Los fondos de los silos se diseñan para soportar la carga proporcionada por el material almacenado, su peso propio, el peso de cualquier equipo o plataforma colgado de la tolva y efectos sísmicos o de temperatura. Así mismo los efectos de descarga y posible excentricidad deben ser considerados.

Los fondos planos se diseñan como sistemas de losas de espesor uniforme o con nervaduras.

Los fondos piramidales o tolvas están sujetos a flexión y fuerzas de membrana importantes. Para ilustrar su análisis se describe a continuación las consideraciones de diseño de tolvas aproximadamente simétricas.

Se supone que las fuerzas de membrana están formadas por fuerzas horizontales F_h y fuerzas F_m en el plano de la pared, normales a F_h . Las fuerzas F_m unitarias varían en intensidad a lo largo de la pared. Por razones de simplicidad es común considerar que sean constantes por líneas de diseño. Las presiones en cada pared se calculan usando algunas de las teorías ya mencionadas por considerar la acción del material almacenado, a las cuales se suma la acción de peso propio.



La presión aplicada en A_a afecta al valor de F_m en la pared "a" y la presión en A_b afecta a F_m en la pared "b". Si se ignora el área de descarga y se seleccionan factores C_a y C_b para definir la división de la carga en A_a y A_b , como por ejemplo en el caso simétrico $2C_a + 2C_b = 1$, entonces la fuerza meridional última unitaria resulta:

$$F_{mau} = \frac{K_{LL}(C_a W_{LL} + A_a \gamma_{a \text{ diseño}}) + K_g C_a W_g}{a \text{ sen } \alpha_a} \quad (5.1)$$

$$F_{mbu} = \frac{K_{LL}(C_b W_{LL} + A_b \gamma_{b \text{ diseño}}) + K_g C_b W_g}{b \text{ sen } \alpha_b} \quad (5.2)$$

Las fuerzas últimas horizontales se calculan mediante

$$F_{tau} = K_{LL} \left(\frac{b}{2} \right) \gamma_{a/b \text{ diseño}} \text{ sen } \alpha_a \quad (5.3)$$

$$F_{tb} = K_{LL} \left(\frac{a}{2} \right) \gamma_{a/b \text{ diseño}} \text{ sen } \alpha_b \quad (5.4)$$

Los momentos flexionantes y reacciones y desplazamientos normales pueden ser calculados mediante los datos que aparecen en las tablas 7, 8 y 9, las cuales fueron calculadas para placas triangulares, pero pueden ser usadas para placas trapeciales si su base menor no es mayor que la cuarta parte de la base mayor, sustituyendo a la placa por una triangular imaginaria, cuya altura L_h sea

$$L_h = \frac{(\text{altura trapecio}) \text{ base mayor}}{\text{base mayor} - \text{base menor}} \quad (5.5)$$

En las tablas que se muestran a continuación, se han calculado los elementos mecánicos y desplazamientos en 25 puntos de la placa, siguiendo la notación indicada en la fig 33, considerando dos casos de carga: el primero con carga uniforme, y el segundo con carga triangular, aceptando que los bordes estén empotrados.

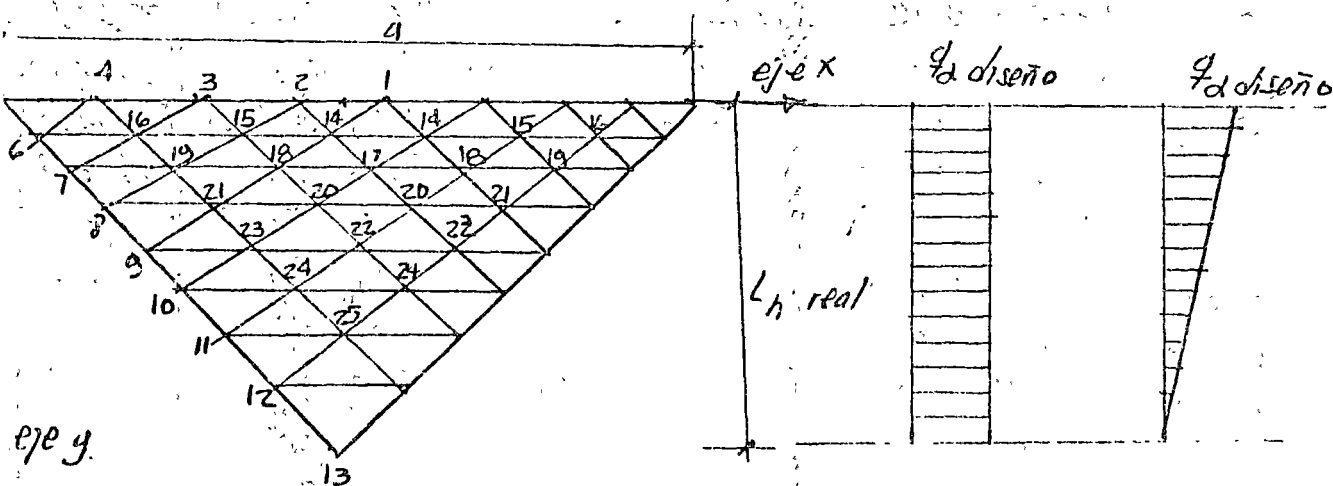


Fig 33.- Localización de puntos y cargas en una placa triangular

Los momentos flexionantes unitarios quedan definidos por

$$M_x = m_x q_d \text{ diseño } \frac{a^2}{64} \quad (5.6)$$

$$M_y = m_y q_d \text{ diseño } \frac{a^2}{64} \quad (5.7)$$

Las reacciones normales a la placa, y los desplazamientos quedan definidos por

$$R = \gamma \quad \text{Id diseño} \quad \frac{q}{8} \quad (5.8)$$

$$w = \frac{\delta \quad \text{Id diseño} \quad q^4}{4036 EI} \quad (5.9)$$

Los valores de los coeficientes m_x , m_y , γ y δ aparecen en las tablas 7 a 9.

Punto	Tabla 7. Placa con $q/L_n = 0.75$				Tabla 8.- Placa con $q/L_n = 1.00$			
	δ	m_x	m_y	γ	δ	m_x	m_y	γ
1	0	-0.2330	-1.3977	2.44d	0	-0.2091	-1.2547	2.249
2	0	-0.2063	-1.2044	2.184	0	-0.1787	-1.0721	1.968
3	0	-0.1185	-0.7111	1.428	0	-0.1039	-0.6232	1.294
4	0	-0.0343	-0.2055	0.442	0	-0.0297	-0.1784	0.481
5	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	-0.5758	-0.1710	1.149	0	-0.2241	-0.0958	0.577
7	0	-1.3155	-0.3559	2.175	0	-0.6748	-0.2598	1.515
8	0	-1.0061	-0.4476	2.531	0	-1.0464	-0.4016	2.118
9	0	-1.3521	-0.3939	2.240	0	-1.0118	-0.4276	2.204
10	0	-0.8259	-0.2561	1.633	0	-0.8148	-0.3305	1.796
11	0	-0.3447	-0.1180	1.016	0	-0.4169	-0.1751	1.116
12	0	-0.0600	-0.0330	0.493	0	-0.0981	-0.0502	0.481
13	0	0	0	0	0	0	0	0
14	1.21235	0.3990	0.3901	---	0.62233	0.2066	0.1750	---
15	0.89879	0.2337	0.3524	---	0.44479	0.1141	0.1954	---
16	0.37532	-0.1088	0.2113	---	0.17844	-0.0600	0.1530	---
17	1.99139	0.8281	0.6706	---	1.17677	0.5347	0.5865	---
18	1.62283	0.5979	0.5655	---	0.95205	0.3819	0.5125	---
19	0.73625	-0.1062	0.2396	---	0.42236	-0.0605	0.2531	---
20	1.58217	0.8117	0.3348	---	1.10230	0.6009	0.4303	---
21	0.80196	0.0384	0.0702	---	0.55797	0.0119	0.1719	---
22	0.93300	0.7271	0.0487	---	0.81779	0.6222	0.1576	---
23	0.61384	0.2260	-0.0681	---	0.51131	0.2013	0.0131	---
24	0.33246	0.3069	-0.0981	---	0.32160	0.2989	-0.1003	---
25	0.11205	0.2037	-0.0551	---	0.11584	0.2065	-0.1122	---

Punto	Tabla 9. Placa con $a/L_n = 1.50$			
	δ	m_x	m_y	γ
1	0	-0.1534	-0.9215	1.823
2	0	-0.1288	-0.7729	1.003
3	0	-0.0715	-0.4291	1.061
4	0	-0.0195	-0.1169	0.478
5	0	0	0	0
6	0	-0.0526	-0.0122	0.318
7	0	-0.1901	-0.1073	0.780
8	0	-0.3791	-0.2513	1.313
9	0	-0.5271	-0.3761	1.708
10	0	-0.5128	-0.3998	1.774
11	0	-0.3970	-0.2961	1.393
12	0	-0.1717	-0.1108	0.613
13	0	-0.0838	0.0375	0
14	0.20177	0.0622	-0.0120	—
15	0.13274	0.0284	0.0193	—
16	0.05195	-0.0201	0.0811	—
17	0.15050	0.2466	0.3756	—
18	0.35592	0.1670	0.3112	—
19	0.14802	-0.0212	0.2013	—
20	0.49613	0.3154	0.4003	—
21	0.21036	0.0210	0.2103	—
22	0.45203	0.3831	0.2662	—
23	0.27763	0.1209	0.1227	—
24	0.22829	0.2211	-0.0051	—
25	0.10763	0.1902	-0.1145	—

El espesor de las paredes y el refuerzo deben ser seleccionados de manera de hacer mínimo el agrietamiento.

El espesor debe ser seleccionado por razones de flexión y no menor a 15 cm. Debe cuidarse que el esfuerzo cortante se encuentre en límites admisibles.

Los detalles en toques piramidales deben ser cuidados para disminuir fricción. Deben colocarse chafnes en las intersecciones de las paredes.

El área de refuerzo no debe ser menor a 0.25% en ambas direcciones. El recubrimiento de las barras de refuerzo debe ser de 2.5 cm por lo menos. Si se coloca acero en las paredes puede reducirse a 2 cm.

El borde de descarga debe ser adecuadamente reforzado y detallado. Collares de concreto se colocan alrededor de la abertura, con anclas para unir las compuestas, ductas, etc.

6. Diseño de un silo rectangular

Se muestra a continuación el diseño de un silo rectangular de concreto para almacenar chicharos. Las dimensiones

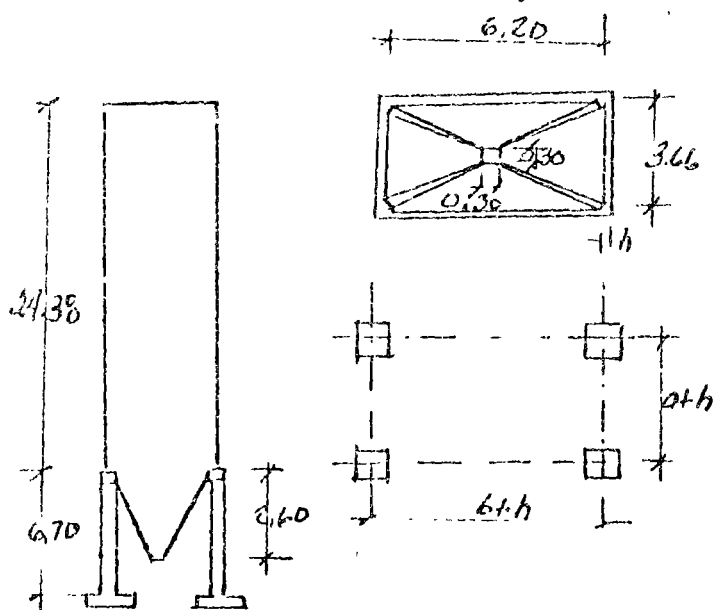


Fig. 30. Silo rectangular con tolva piramidal simétrica, soportado por 4 columnas

generales se muestran en la Fig. 34. El fondo es una tolva simétrica piramidal. Las paredes del silo sostienen a las paredes de la tolva y toda la estructura se apoya en cuatro columnas. La losa superior aplica una carga de 4475 kg/m en la parte superior de las paredes. Las paredes serán coladas con cimbra deslicante. Se usará $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Usando $\gamma = 800 \text{ kg/m}^3$ $\phi = 25^\circ$ $\mu' = 0.296$

se puede obtener

$$K = (1 - \sin 25^\circ) / (1 + \sin 25^\circ) = 0.406$$

Para la pared corta

$$\left(\frac{A}{L}\right)_a = \frac{a}{4} = 90 \text{ cm}$$

Para la pared larga

$$a' = \left(\frac{2 \times 3.66 \times 6.10 - 3.66 \times 3.66}{6.10} \right) = 5.12 \text{ m}$$

$$\left(\frac{A}{L}\right)_b = \frac{a'}{4} = 1.28 \text{ m.}$$

Usando estas valores, se puede calcular la presión estática a cualquier profundidad x . Los valores aparecen en la Tabla 10, así como los valores de C_d para las diversas zonas, lo cual permite calcular la presión de diseño en

Tabla 10.- Presiones en las paredes del silo (kg/m^2)

Prof. m.	Coeficiente C_d (tabla 6)	Pared a		Pared b	
		Estática	Diseño	Estática	Diseño
0.90	1.35	279	377	289	390
1.71	1.35	548	740	513	693
2.83	1.35	768	1037	817	1103
8.23	1.5	1643	2165	1858	2787
10.67	1.5	1828	2802	2191	3287
12.19	1.5	1980	2970	2372	3558
15.24	1.5	2142	3213	2641	3962
18.29	1.5	2250	3375	2846	4269
21.34	1.5	2328	3492	3003	4505
24.38	1.5	2372	3558	3110	4665

Cálculo de las
fuerzas de flexión
verticales.

$$A_a = \frac{3.66}{2} \times 1.83 = 3.35 \text{ m}^2$$

$$A_b = \frac{1}{2} (22.33 - 2A_a) = 7.82 \text{ m}$$

En el fondo $x = 24.38 \text{ m}$,
por lo que

$$(V_a)_{\text{diseño}} = (800 \times 24.38 - 0.8 \times \frac{2372}{1.406}) \times 3.35 = 13574 \text{ kg/m.}$$

Para la pared b

$$(V_b)_{\text{diseño}} = (800 \times 24.38 - 0.8 \times \frac{3110}{0.406}) = 17148 \text{ kg/m.}$$

Se conocen así las fuerzas para calcular la pared. Para obtener las fuerzas de membrana, y los momentos flexionantes horizontales, podemos analizar la tapa inferior de la pared.

$$F_{0,u} = 1.7 \times 4665 \times \frac{6.10}{2} = 24188 \text{ kg/m.}$$

De manera similar

$$F_{0,u} = 11069 \text{ kg/m}$$

Los momentos pueden ser obtenidos considerando a un marco de dimensiones $a \times h$ y $b \times h$. Suponiendo $h = 25 \text{ cm}$ con $d = 21.5 \text{ cm}$ se pueden encontrar los momentos, que resultaron

ser, en las esquinas $M_u = 22727 \frac{\text{kgm}}{\text{m}}$. Redondeando

este valor por la presencia de chaflanes, se obtiene

En la pared "a"

$$M_{au} = -17182 \text{ kgm/m.}$$

En la pared "b"

$$M_{bu} = -17182 \text{ kgm/m.}$$

En el centro del claro, para la pared "a" $M_{bu} = -10000 \text{ kgm/m}$
 y para la pared b $M_{bu} = +23909 \text{ kgm/m}$ Estos valores se
 presentan en la base de las paredes. Procediendo de
 manera similar, se pueden obtener los momentos ho-
 rizontales en diversos puntos de la pared, los cuales
 aparecen en la tabla II

Tabla II. Elementos mecánicos últimos y refuerzo horizontal.

Pict x (m)	Pared "a"					Pared "b"				
	F_{bu} kg/m	Apoyo		Φ		F_{bu} kg/m	Apoyo		Φ	
		$M_u (\frac{\text{kgm}}{\text{m}})$	$A_s (\frac{\text{cm}^2}{\text{m}})$	$M_u (\frac{\text{kgm}}{\text{m}})$	$A_s (\frac{\text{cm}^2}{\text{m}})$		$M_u (\frac{\text{kgm}}{\text{m}})$	$A_s (\frac{\text{cm}^2}{\text{m}})$	$M_u (\frac{\text{kgm}}{\text{m}})$	$A_s (\frac{\text{cm}^2}{\text{m}})$
0.90	1980	-1.59	0 2.54	-0.86	0 1.69	1160	-0.73	0 1.27	+1.91	2.75 0
1.71	3610	-3.14	0 4.66	-1.68	0 3.17	2310	-1.32	0 2.12	+3.18	5.08 0
8.23	14160	-10.36	0 16.29	-5.55	0 9.73	7680	-5.32	0 8.68	+14.18	21.37 0
10.67	17150	-11.73	0 18.83	-6.27	0 11.00	8720	-6.27	0 9.73	+15.09	23.91 0
12.19	18490	-12.55	0 20.31	-6.68	0 11.85	9240	-6.73	0 10.58	+16.09	24.33 0
15.24	20580	-13.55	0 21.79	-7.27	0 13.12	9990	-7.50	0 11.43	+18.00	27.51 0
18.29	22220	-14.18	0 23.06	-7.59	0 13.97	10510	-8.05	0 12.91	+19.32	29.41 0
21.34	23410	-14.65	0 23.70	-7.82	0 14.39	10880	-8.50	0 13.54	+20.36	31.32 0
24.38	24190	-17.18	0 25.60	-10.00	0 14.60	11070	-10.41	0 14.18	+23.91	32.16 0

Los momentos positivos indican tensión en la cara externa.
 El área en la parte superior indica área requerida en
 cara externa; la inferior en la cara interna, en la columna A_s .

Refuerzo horizontal bajo flexión y tensión.

En el borde inferior

$$c = \frac{M_{au}}{F_{au}} = \frac{17180}{24190} = 0.71 \text{ m} \quad e > 12.5 - 3.5 = 9 \text{ cm}$$

∴ se presenta la condición 6.

valor límite $\frac{f_c}{\sigma} = 0.378 \quad \therefore y_L = 8.13 \text{ cm.}$

$$\phi = 0.95 \times 0.90 = 0.85$$

$$e'' = 71 - 12.5 + 3.5 = 55 \text{ cm} \quad \text{tomando } \delta = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} (f'_s)_{ef} &= 6125 \left(\frac{8.13 - 0.65 \times 3.5}{8.13} \right) - 0.85 \times 280 \\ &= 4410 - 238 = 4172 > f_y - 0.85 f'_a = 3962 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$A'_s \text{ necesario} = \frac{24190 \left(\frac{55}{8.13} \right) - 0.85 \times 280 \times 100 \times 8.13 (21.5 - 4.07)}{3962 (16)} = -28.5$$

∴ No se requiere acero en compresión.

Refuerzo en tensión

$$y = 21.50 - \sqrt{21.5^2 - \frac{2 \times 24190 \times 55}{0.85 \times 0.85 \times 280 \times 100}} = 3.31 \text{ cm.}$$

$$A_{s \text{ nec}} = \frac{24190 / 0.85 + 0.85 \times 280 \times 100 \times 3.31}{4200} = 25.53 \frac{\text{cm}^2}{\text{m.}}$$

Para el centro de la pared $F_{au} = 24190 \text{ kg/m}$ y $M_{au} = -7950 \text{ kgm/m}$

Haciendo cálculos similares se observa que no se requiere acero en compresión y que el área de acero necesaria es $A_s = 14.60 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Así mismo se nota que no existe punto de inflexión en la pared por lo que este acero también debe colocarse en la cara interior de la pared.

En la pared "b" tampoco se requiere acero de compresión ni en la cartela, ni en el centro del claro. Las áreas necesarias son:

$$A_s \text{ en la esquina, interior} = 14.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ en el centro, afuera} = 32.16 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

En esta pared si existe punto de inflexión, de manera que resulte necesario reforzar la cara exterior.

Los resultados de cálculos similares aparecen condensados en la tabla.
 El refuerzo mínimo permitido es $0.0025 \times 25 \times 100 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$. Con estas datos se calcularon los espaciamientos de varillas que aparecen en la fig 31.

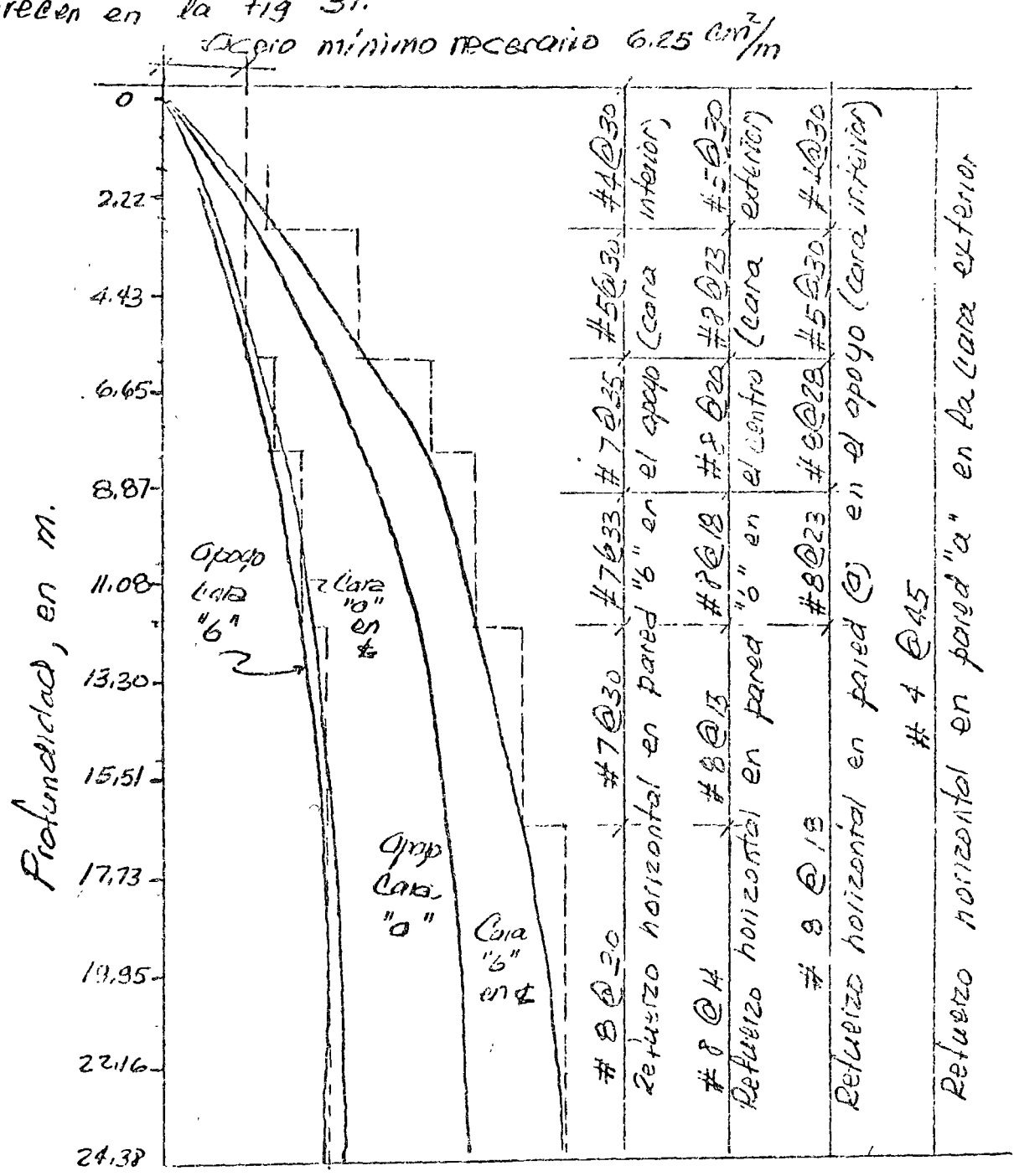


Fig 31.- Separación del refuerzo horizontal en las paredes del silo.
Reinforcement vertical. En base a especificaciones el refuerzo vertical mínimo resulta ser:

$$A_s \text{ nec} = 0.0025 \times 25 \times 100 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

P. Tanto hasta colocar #5 @ 40 cm.

Diseño de la tolva

Para todas las profundidades se usa $\frac{A}{2}$ igual al radio hidráulico de la parte superior de la tolva. En este caso las presiones cambian muy poco con la profundidad, así que se usará la presión para $X = 24.38$

Las presiones verticales de diseño son

$$q_{a, \text{diseño}} = 4108 / 0.406 = 10118 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{b, \text{diseño}} = 5381 / 0.406 = 13253 \text{ kg/m}^2$$

El ángulo de las paredes es

$\alpha_a = 45^\circ$ y $\alpha_b = 60^\circ$, por lo que las presiones de diseño en las paredes inclinadas serán:

$$q_{a, \text{diseño}} = (4108 + 10118)(0.707)^2 = 7111 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{b, \text{diseño}} = (5381)(0.866)^2 + 13253(0.5)^2 = 7349 \text{ kg/m}^2$$

Las fuerzas horizontales de diseño, de tensión son:

$$F_{ta_u} = 1.7 \left(\frac{6.10}{2} \right) 7349 \sin 45^\circ = 26922 \text{ kg/m}$$

$$F_{tb_u} = 1.7 \left(\frac{3.66}{2} \right) 7111 \sin 60^\circ = 19146 \text{ kg/m}$$

El peso de la tolva y el material que almacena se estima que suman 18688 y 16627 respectivamente. Aa y Ab son cada una una cuarta parte del área de la tolva y considerando $C_a = C_b = 1/4$

$$F_{ma_u} = \frac{1.7(0.25 \times 16627 + 5.67 \times 18688) + 1.4(0.25 \times 18688)}{3.66 \sin 45^\circ} = 42342 \text{ kg/m}$$

$$F_{mb_u} = \frac{1.7(0.25 \times 16627 + 5.67 \times 13253) + 1.4(0.25 \times 18688)}{6.10 \sin 60^\circ} = 26757 \text{ kg/m}$$

Tabla 12 Fuerzas de membrana en las paredes de la tolva

Prof X (mts)	Pared "a"					Pared "b"				
	Presión diseño kg/m²		Fu		kg/m	Presión diseño kg/m²		Fu		kg/m
	Latcol Pared	Vertical q _{a, dis}	Normal q _{a, dis}	Horiz F _{ta_u}		Latcol P _{b, dis}	Vertical q _{b, dis}	Normal q _{b, dis}	Horiz F _{tb_u}	
24.38	3560	8753	6162	26922	42342	4660	11492	6357	19146	26757
25.01	3560	8753	6162	17593	29222	4660	11492	6357	13716	18636
5.60	3560	8753	6162	12673	20873	4660	11492	6357	10436	14164
26.20	3560	8753	6162	7604	12375	4660	11492	6357	6858	9244
26.80	3560	8753	6162	2087	4478	4660	11492	6357	3429	2833

La tabla 12 muestra las fuerzas de membrana en diversas profundidades de la tolva. Los momentos flexionantes en las paredes fueron calculados, usando la tabla 8.

Todas las varillas son corrugadas #4

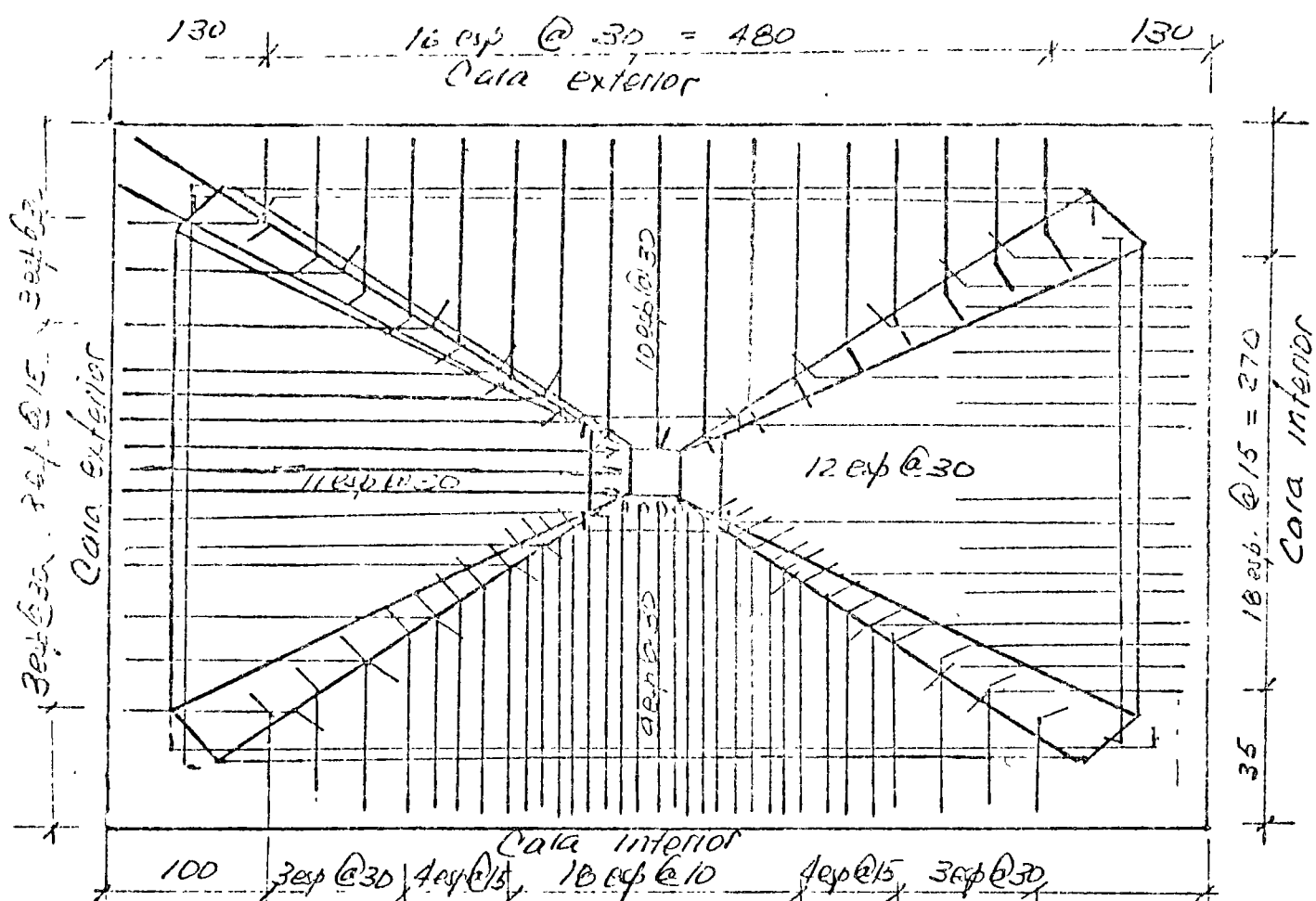


Fig 32 - Distribución del refuerzo en las paredes de la tolva.

En el centro del borde superior, (punto 1) de la placa a, se tiene,

$$m_x = -0,209 \quad m_y = -1,255$$

Por tanto

$$M_{xau} = -1,7 \left[0,209 (7090) (3,96)^2 \right] / 64 = -617 \text{ kgm/m}$$

$$M_{yau} = -1,7 \left[1,255 (7090) (3,96)^2 \right] / 64 = -3706 \text{ kgm/m}$$

Cálculos similares se hicieron para varios puntos de la pared triangular. A partir de estos elementos mecánicos y de las fuerzas de membrana de la tabla 12, se obtuvo el refuerzo necesario, tomando en consideración flexión y torsión. La distribución final de refuerzo se muestra en la figura 32, usando siempre la misma varilla, espaciada a diferentes distancias.

Diseño de la trabe de borde y refuerzo de las paredes verticales.

- Las trabes de borde se colocan para transmitir las fuerzas verticales de la tolva hacia las paredes. Para la pared "a" por ejemplo, la carga vertical que transmite es

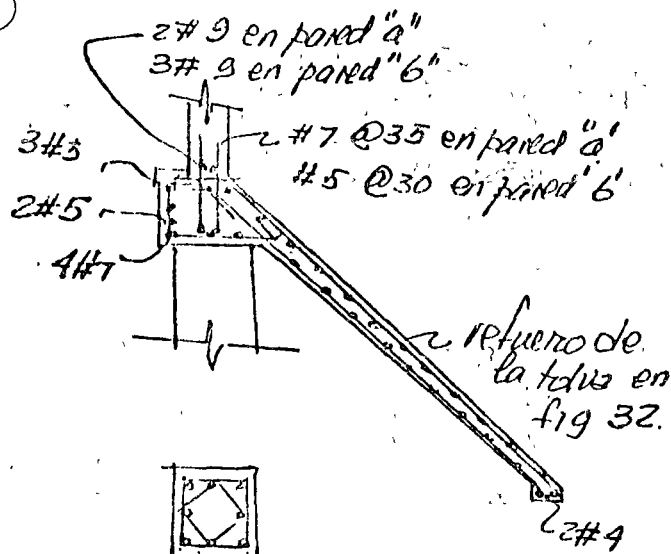
$$P_u = F_{\text{mau}} \sin \alpha_a = 42\,942 \times 0.707 = 30.36 \text{ t/m.}$$

$$A_{s\text{ nec}} = \frac{30360}{0.95 \times 0.9 \times 4200} = 8.45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Dibujando un detalle de la unión de la trabe de borde, las paredes y la tolva, fig 33, se determinó que la fuerza F_{mau} presenta una excentricidad de 15cm con respecto al centroide. El momento resistente a la torsión es tomado por la pared con un refuerzo adicional de $7.19 \text{ cm}^2/\text{m}$

El refuerzo total cerca de la cara interna será: $A_s = \frac{8.45}{2} + 7.19 = 11.42 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ y en la cara externa $A_s = 4.2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$. El refuerzo puede lograrse

con varillas en "U", como se muestra en la figura @ 35cm.



Columna 50x50 con 8#7
estribos #3 @ 35cm.

Fig 33 - Detalles de refuerzo en la trabe de borde

Ya que la trabe de borde se une a la pared vertical, estableciéndose una simplificación constructiva, la trabe de borde prácticamente no soporta cortante ni flexión. La fuerza vertical que existe en el muro es tomada como viga de gran parete

Así, por la pared "a"

$$\text{De la tolva} = 30360 \text{ kg/m}$$

$$\text{Fricción } 1.7(13574) = 23076 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso pared}$$

$$1.4(25)(24.4)(2400) = 20480 \text{ kg/m}$$

$$73916 \text{ kg/m}$$

- En la pared b, la fuerza resulta igual a 70.2 t/m

El análisis mostró que se requiere un refuerzo en el fondo de la pared "a" con 2#9 y en la pared b 3#9.

7.- Grupos de celdas cuadradas o rectangulares

Para analizar estas estructuras se calculan las presiones a una profundidad dada, y se aísla una faja unitaria horizontal para definir los elementos mecánicos bajo diversas condiciones de carga en distintas celdas, hasta obtener la envolvente de momentos flexionantes que sirva como base de diseño.

Así, en un grupo de 4 celdas rectangulares se obtuvo la siguiente envolvente de momentos horizontales

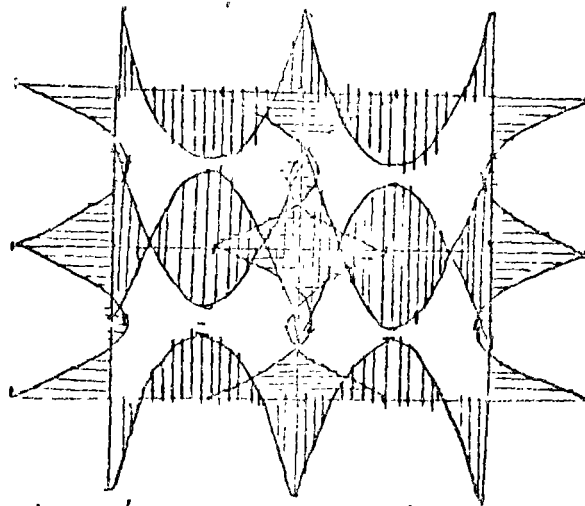
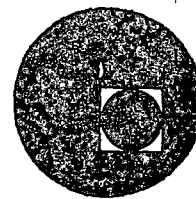


Fig. 34 - Envolvente de momentos en un grupo de celdas.

Especial cuidado debe tenerse en analizar todos los casos posibles sin que exista alguna regla simple que permita simplificar el análisis. En un caso resuelto se encontró que al llenar y vaciar la celda más pequeña provocó los máximos momentos en las paredes próximas a esa celda.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES



PROF. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVÁS

Noviembre de 1976

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
LIBRARY
540 EAST 58TH STREET
CHICAGO, ILL. 60637

○ Tanques cilíndricos.

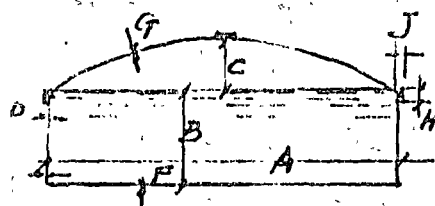
1.- Introducción.

Los tanques cilíndricos han resultado particularmente apropiados para almacenar agua, aceite, petróleo u otros líquidos, así como en baterías de silos para almacenar granos y materiales, ya que debido a su forma, se tienden a generar esfuerzos de membrana importantes en las paredes del recipiente, por lo que la presión lateral ejercida por el fluido puede ser soportada por paredes relativamente delgadas.

Existen relaciones geométricas entre las dimensiones de las paredes de recipientes cilíndricos, dependiendo de la capacidad de almacenamiento. Así, en tanques de concreto pretensado para almacenar líquidos, las relaciones entre las dimensiones que resultan económicas aparecen en la tabla 13.

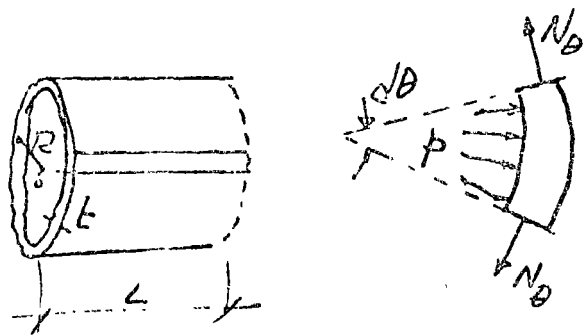
Tabla 13. Dimensiones económicas en tanques cilíndricos

Capacidad, m ³	Dimensiones, en m.								
	A	B	C	D	E	F	G	H	J
378	12.50	3.15	1.56	0.12	0.12	0.05	0.05	0.20	0.15
945	16.90	4.30	2.11	0.12	0.12	0.05	0.05	0.22	0.15
1890	21.35	5.35	2.67	0.12	0.12	0.05	0.05	0.30	0.17
2835	24.40	6.10	3.05	0.12	0.15	0.05	0.05	0.36	0.19
3780	26.95	6.70	3.36	0.12	0.18	0.05	0.05	0.38	0.22
5670	30.80	7.80	3.86	0.12	0.23	0.05	0.05	0.43	0.25
7570	33.85	8.55	4.23	0.12	0.24	0.05	0.06	0.48	0.27
9450	36.40	9.15	4.65	0.22	0.26	0.05	0.06	0.51	0.30
18900	46.00	11.45	5.75	0.22	0.44	0.05	0.10	0.69	0.38
37800	57.90	14.50	7.24	0.22	0.74	0.05	0.11	0.89	0.49



2. Consideraciones para su análisis

Sea un tubo cilíndrico de radio medio R y de espesor t , sujeto a una presión p sobre la pared, considerándose positiva cuando va del centro hacia afuera la presión y



el espesor pueden ser constantes o variables con la profundidad, aunque resultan constantes a una profundidad conocida, por generar un problema axisimétrico.

Esta condición de simetría radial hace que el cilindro se deforme de manera que cada paralelo de la superficie se alarga o se acorta, pero permanece circular. Las generatrices se deforman flexionándose en planos radiales.

Se puede considerar que la pared del tubo se descompone en tiras longitudinales, paralelas al eje del tubo. Suponiendo que la presión p sea soportada por cada tira longitudinal, lo que produce que aparezcan fuerzas N en sentido tangencial a cada tira, provocadas por la deformación de bandas anulares ortogonales a la tira. Llamando $w = \Delta R$ al desplazamiento radial (positivo hacia afuera) en un punto genérico de la tira longitudinal, puede pensarse que la resultante radial de las fuerzas N sea proporcional a w . Si se aisla la tira de longitud L , las fuerzas unitarias N_θ que actúan en la pieza, forman un pequeño ángulo $d\theta$ entre sí, dando una resultante radial $N_\theta L d\theta$. Si no existen esfuerzos longitudinales, esta fuerza provoca desplazamientos provocados por el cambio de radio ΔR tal que

$$w = \Delta R = \frac{R N_\theta}{t E} = \frac{p R^2}{E t} \quad (2.1)$$

La longitud $2\pi R$ de un anillo varía en $2\pi w$ o sea que la dilatación vale $\epsilon_0 = \frac{2\pi w}{2\pi R} = \frac{w}{R}$. Usando ley elástica se puede definir que $\sigma_0 = E\epsilon_0 = \frac{Ew}{R}$ y la fuerza $N_0 = \frac{Etw}{R}$. Esta fuerza, distribuida en las dos caras separadas $2R$ dan una componente radial

$$p = \frac{N_0}{2} = \frac{Etw}{R^2} = \frac{Et}{R^2} w = \beta w \quad (2.2)$$

donde $\beta = \frac{Et}{R^2}$

Este resultado indica que la tira longitudinal se comporta como una viga sobre cimentación elástica, la cual es gobernada por la ecuación:

$$\boxed{D w'''' + \beta w = p} \quad D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \quad (2.3)$$

Al integrar la ecuación anterior cuando p es constante, puede encontrarse que

$$N_0 = \frac{Et}{R} w \quad \phi = -w' \quad M = D w'' \quad T = D w''' \quad (2.4)$$

que definen a todas las elementos mecánicas en la tira longitudinal. El momento M en dirección longitudinal genera un momento $M_2 = 2M$ en la dirección del paralelo.

Si aceptamos que B sea constante y definimos $\alpha^4 = \beta/4D$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{\beta}{4D}} = \sqrt[4]{\frac{Et/R^2}{4Et^3/12(1-\nu^2)}} = \frac{\sqrt[4]{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{Rt}} = \frac{1.3}{\sqrt{Rt}} \quad (2.5)$$

que tiene dimensiones del inverso de una longitud, la ecuación diferencial se transforma en:

$$w'''' + 4\alpha^4 w = \frac{p}{D}$$

la solución homogénea resulta ser:

$$w = C_1 e^{\alpha x} \sin \alpha x + C_2 e^{\alpha x} \cos \alpha x + C_3 e^{-\alpha x} \sin \alpha x + C_4 e^{-\alpha x} \cos \alpha x$$

La expresión anterior representa el efecto de fuerzas y pares aplicados a lo largo del borde y se encuentran uniformemente distribuidos; por tanto es el efecto de las reacciones en el borde del cilindro. El valor de las constantes C_1 a C_4 dependerá de las condiciones en el borde.

Si ahora se considera un cilindro de longitud infinita y se mide la distancia x a partir del borde, se debe tener que $C_1 = C_2 = 0$, por lo que

$$w = C_3 e^{-\alpha x} \sin \alpha x + C_4 e^{-\alpha x} \cos \alpha x$$

Introduciendo $C_3 = C \cos \psi$, $C_4 = C \sin \psi$, siendo C una nueva constante y ψ un ángulo de fase ($C = \sqrt{C_3^2 + C_4^2}$, $\tan \psi = C_4/C_3$) se puede escribir:

$$w = C e^{-\alpha x} \sin(\alpha x + \psi) \quad (2.7)$$

Esta expresión indica que w varía conforme a una función senoidal amortiguada, con una longitud de onda definida por λ , tal que $\alpha \lambda = 2\pi$.

$$\lambda = \frac{2\pi}{\alpha} = \frac{2\pi}{\sqrt[4]{3(1-\nu^2)}} \sqrt{R_s} \doteq 4.83 \sqrt{R_s}$$

La derivada de w puede ser calculada, obteniéndose

$$w' = C \sqrt{2} \alpha e^{-\alpha x} \left(\sin\left\{\alpha x + \psi + \frac{3\pi}{4}\right\} \right) \quad (2.8)$$

Estas curvas, (2.7 y 2.8), se muestran en la figura 36, para $\psi = 0$. Usando las definiciones

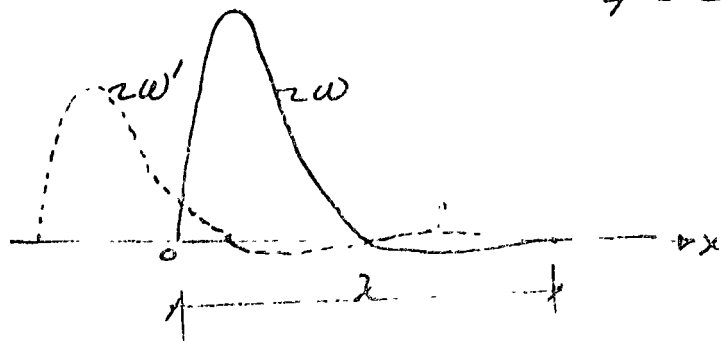


Fig. 36 Representación gráfica de w y w'

$$\begin{aligned} w &= C e^{-\alpha x} \sin(\alpha x + \psi) \\ \phi &= \sqrt{2} \alpha C e^{-\alpha x} \sin\left(\alpha x + \psi - \frac{\pi}{4}\right) \\ M &= 2\alpha^2 D C e^{-\alpha x} \sin\left(\alpha x + \psi - \frac{\pi}{2}\right) \\ T &= -2\sqrt{2} \alpha^3 D C e^{-\alpha x} \sin\left(\alpha x + \psi - \frac{3\pi}{4}\right) \end{aligned}$$

Como bien, para conocer el campo de desplazamientos w debe agregarse a la solución homogénea antes obtenida, la solución particular que se genera por la acción de la carga contra la pared del cilindro. Para ilustrar la solución, se analiza un ejemplo.

Un recipiente de lámina está constituido por una pared cilíndrica no muy corta y de dos fondos planos. Se estudiará el régimen estático debido a una presión interna p , despreciando la rigidez a la flexión de los fondos.

La ecuación diferencial resulta

$$w'''' + 4\alpha^4 w = \frac{p}{D} \quad p = \text{cte}$$

que admite la solución

$$w = \frac{pR^2}{Et} + C_3 e^{-\alpha x} \sin \alpha x + C_4 e^{-\alpha x} \cos \alpha x$$

$$M = D \cdot 2\alpha^2 e^{-\alpha x} (C_4 \sin \alpha x - C_3 \cos \alpha x)$$

Si se desprecia la dilatación del fondo y se supone nula su rigidez a la flexión, se debe tener, en $x=0$, $w=0$

$$M=0 \quad \text{ajustando constantes} \quad C_3=0 \quad C_4 = -\frac{pR^2}{Et}$$

por lo que

$$w = \frac{pR^2}{Et} (1 - e^{-\alpha x} \cos \alpha x)$$

$$M = -\frac{pRt}{2\sqrt{1-\nu^2}} e^{-\alpha x} \sin \alpha x$$

Para $\alpha x = \frac{\pi}{4}$ se obtiene $M_{\min} = -\left(\frac{pRt}{3.4}\right) e^{-\frac{\pi}{4}} \sin \frac{\pi}{4} = -0.0948 pRt$

Para $\alpha x = \frac{5\pi}{4}$ se obtiene $M_{\max} = -\left(\frac{pRt}{3.4}\right) e^{-\frac{5\pi}{4}} \sin \frac{5\pi}{4} = +0.0041 pRt$

para $\alpha x = \frac{3\pi}{4}$ se obtiene $w_{\max} = \frac{pR^2}{Et} (1 - e^{-\frac{3\pi}{4}} \cos \frac{3\pi}{4}) = 1.067 pR^2/Et$

Se trata ahora de obtener la elástica de un cascarón cilíndrico sometido a una condición de carga representada por un anillo sometido a un momento uniforme M_0



En este caso no existe solución particular, sino únicamente la solución homogénea

$$w = e^{\alpha x} (C_1 \cos \alpha x + C_2 \sin \alpha x) + e^{-\beta x} (C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x)$$

Si $x \rightarrow \infty$ $w \rightarrow 0$ $\therefore C_1 = C_2 = 0$.

Para definir C_3 y C_4 utilizaremos las siguientes condiciones de frontera:

Para $x=0$ $w=0$

Para $x=0^+$ $M = \frac{M_0}{2}$

De la primera

$$0 = (C_3 \times 1 + C_4 \times 0) \quad \therefore C_3 = 0$$

Usando (2.4)

$$M = D w''$$

$$w'' = -D 2\alpha^2 C_4 e^{-\beta x} \cos \beta x$$

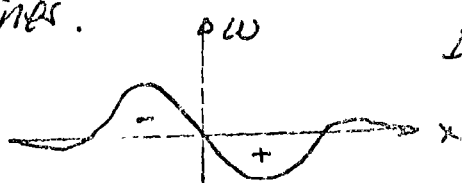
Para $x=0^+$

$$w'' = -D (2\alpha^2) C_4 = \frac{M_0}{2}$$

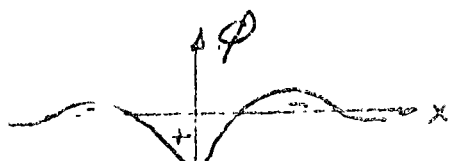
$$\therefore C_4 = -\frac{M_0}{4D\alpha^2}$$

$$\therefore w = -\frac{M_0}{4D\alpha^2} e^{-\beta x} \sin \beta x$$

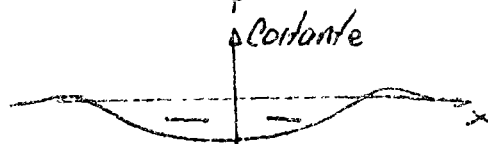
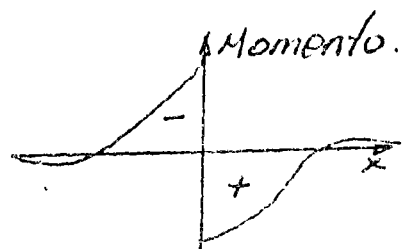
Usando (2.4) se pueden obtener las siguientes representaciones.



Desplazamiento



Rotación



3 Amortiguamiento de los efectos de borde.

- Los ejemplos anteriores ilustran claramente que al aplicar restricciones en tubos cilíndricos, o elementos mecánicos en paralelo, se producen efectos importantes en la vecindad del anillo donde se aplican, pero se amortiguan rápidamente al alejarse del anillo restringido.

El amortiguamiento depende del valor $e^{-\alpha x}$ y de la longitud de onda λ . Así, si $x=0$, $e^{-\alpha x}=1$; si $x=\frac{\lambda}{2}$, $\alpha x=\pi$ y $e^{-\pi}=0.043214$ y a la distancia $x=\lambda$, $e^{-2\pi}=0.00187$ por lo que el efecto en $x=0$ tiende a ser 23.14 y 535 veces mayor que a distancias $\frac{\lambda}{2}$ y λ respectivamente. Se ve así que a una distancia λ el efecto es despreciable.

- Puede así considerarse que las sollicitaciones generadas por fuerzas o pares, actuando en un borde, son efectos locales que se notan a valores menores de $x=\lambda$; λ depende de $\sqrt{R \cdot E}$ por lo que en cilindros con R y E pequeñas, los efectos se notan en zonas pequeñas próximas al borde.

4. Coefficientes elásticos de un borde

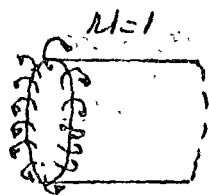
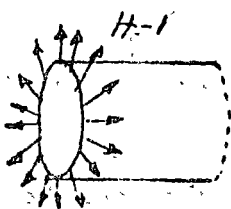


Fig. 37. Elementos mecánicos concentrados en un borde

El estudio de un cilindro unido en un borde con otra estructura resulta ser muy simple si se hace uso de coeficientes elásticos que dan el desplazamiento w , o la rotación en el borde por la acción de una fuerza $H=1$ o de un momento $M=1$ distribuido uniformemente a lo largo del borde. Estos coeficientes se obtienen de resolver la ecuación diferencial para H ó M , y obtener w y ϕ para $x=0$.

al hacerlo se obtiene:

$$\omega_H = \frac{1}{2\alpha^3 D} \quad \phi_H = \frac{1}{2\alpha^2 D} \quad \omega_M = \frac{1}{2\alpha^2 D} \quad \phi_M = \frac{1}{\alpha D} \quad (0.1)$$

Para ilustrar el manejo de estos coeficientes, se resuelven ejemplos específicos.

Se tiene un tubo de acero con $E=1 \text{ m}$ $t=2 \text{ cm}$ se trata de obtener los coeficientes elásticos.

Suponiendo $E=2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ y $\nu=0.3$

$$\alpha = \frac{1.285}{\sqrt{100 \times 2}} = 0.0309 \text{ cm}^{-1}$$

$$D = \frac{2.1 \times 10^6 \times 2^3}{12 \times (1-0.3^2)} = 1.54 \times 10^6 \text{ kg cm}$$

$$\therefore \omega_H = \frac{1}{2 \times 0.0309^3 \times 1.54 \times 10^6} = 4.327 \times 10^{-4} \text{ kg}^{-1}$$

$$\phi_H = \omega_H = 3.93 \times 10^{-5} \text{ kg}^{-1} \text{ cm}$$

$$\phi_M = 7.14 \text{ kg}^{-1}$$

Si ahora se aplica una fuerza radial $H=180 \text{ kg/cm}$ se puede obtener:

$$\omega = H \omega_H = 0.0779 \text{ cm}$$

$$\phi = H \phi_H = 0.007074 \text{ rad}$$

$$\sigma_0 = E \epsilon_0 = \frac{E \omega}{R} = 1635 \text{ kg/cm}^2.$$

La configuración de una tira longitudinal queda definida por:

$$w = \omega_H H e^{-\alpha x} \cos \alpha x = 0.0779 e^{-0.0309x} \cos 0.0309x$$

y a partir de este valor se pueden obtener todos los elementos mecánicos en el tubo, usando (2.4). Los resultados anteriores son válidos para un tubo largo.

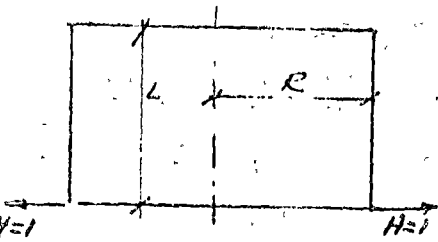
3.- Coeficientes elásticos para cilindros cortos

Usando la solución (2.6) y ajustando condiciones de frontera, se pueden encontrar los coeficientes elásticos para tubos cortos

Con diversas condiciones de frontera en el borde lejano.

○ Tabla 14.- Coeficientes elásticos en cilindros cortos

a) Borde lejano libre



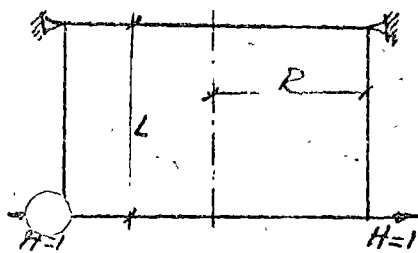
$$\omega_H = \frac{1}{2\alpha^3 D} \frac{\text{sh} \alpha L \text{Ch} \alpha L - \text{sen} \alpha L \text{cos} \alpha L}{\text{sh}^2 \alpha L - \text{sen}^2 \alpha L}$$

$$\phi_H = \frac{1}{2\alpha^2 D} \frac{\text{sh}^2 \alpha L + \text{sen}^2 \alpha L}{\text{sh}^2 \alpha L - \text{sen}^2 \alpha L} = \omega_M$$

$$\phi_M = \frac{1}{\alpha D} \frac{\text{sh} \alpha L \text{Ch} \alpha L + \text{sen} \alpha L \text{cos} \alpha L}{\text{sh}^2 \alpha L - \text{sen}^2 \alpha L}$$

(5.1)

b) Borde lejano articulado



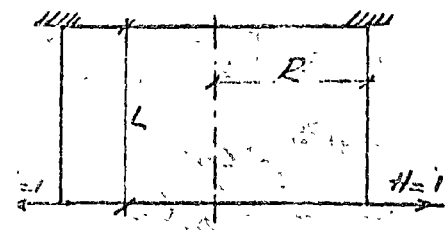
$$\omega_H = \frac{1}{2\alpha^3 D} \frac{\text{sh}^2 \alpha L + \text{sen}^2 \alpha L}{\text{sh} \alpha L \text{Ch} \alpha L - \text{sen} \alpha L \text{cos} \alpha L}$$

$$\phi_H = \frac{1}{2\alpha^2 D} \frac{\text{sh} \alpha L \text{Ch} \alpha L + \text{sen} \alpha L \text{cos} \alpha L}{\text{sh} \alpha L \text{Ch} \alpha L - \text{sen} \alpha L \text{cos} \alpha L} = \omega_M$$

$$\phi_M = \frac{1}{\alpha D} \frac{\text{sh}^2 \alpha L + \text{cos}^2 \alpha L}{\text{sh} \alpha L \text{Ch} \alpha L - \text{sen} \alpha L \text{cos} \alpha L}$$

(5.2)

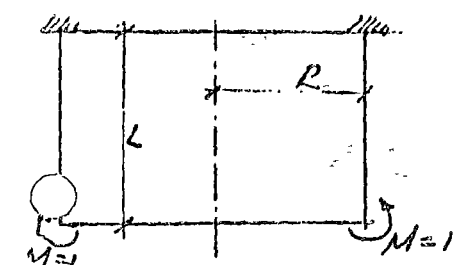
c) Borde lejano empotrado



$$\omega_H = \frac{1}{2\alpha^3 D} \frac{\text{sh} \alpha L \text{Ch} \alpha L - \text{sen} \alpha L \text{cos} \alpha L}{\text{ch}^2 \alpha L + \text{cos}^2 \alpha L}$$

$$\phi_H = \frac{1}{2\alpha^2 D} \frac{\text{ch}^2 \alpha L - \text{cos}^2 \alpha L}{\text{ch}^2 \alpha L + \text{cos}^2 \alpha L} = \omega_M$$

(5.3)



$$\phi_M = \frac{1}{\alpha D} \frac{\text{sh} \alpha L \text{Ch} \alpha L + \text{sen} \alpha L \text{cos} \alpha L}{\text{ch}^2 \alpha L + \text{cos}^2 \alpha L}$$

Se observa que se trata de los coeficientes elásticos por tuberías largas multiplicados por un factor.

correctivo, el cual resulta ser próximo a 1 al incrementarse αL . Así, para $\alpha L = \pi$, o sea cuando $L = \frac{\pi}{2}$, la diferencia es del orden de 1 milésimo y para $L = 2$, la diferencia es de un millonésimo, por lo que pueden considerarse los coeficientes elásticos para tubos muy largos, sin introducir modificaciones sensibles.

6.- Análisis de un tanque cilíndrico

En esta parte se limitará el estudio al problema del tanque con bordo empotrado en la cimentación.

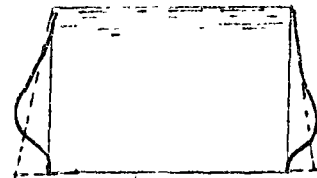
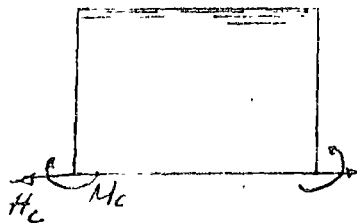
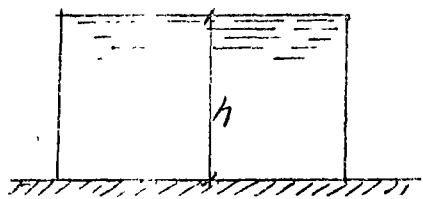


Fig. 3º Tanque cilíndrico empotrado en la base.

Si la altura h es considerable, $h > 2$, se puede considerar como un tubo largo, y la solución a la ecuación diferencial resulta ser:

$$w = \frac{\gamma R^2}{E t} (h-x) + e^{-\alpha x} (C_3 \sin \alpha x + C_4 \cos \alpha x) \quad (6.1)$$

Las constantes C_3 y C_4 se determinan mediante las condiciones del borde inferior, ya que el borde superior no tiene una influencia sensible sobre C_3 y C_4 . En el borde inferior

$$w_{x=0} = 0$$

$$w'_{x=0} = 0$$

debiendo cumplirse

$$\frac{\gamma R^2}{E t} h + C_4 = 0 \quad - \frac{\gamma R^2}{E t} + \alpha (C_3 - C_4) = 0$$

Por lo que

$$C_3 = - \frac{\gamma R^2}{E t} \frac{dh-1}{\alpha}$$

$$C_4 = - \frac{\gamma R^2}{E t} h$$

Conociendo C_3 y C_4 , es posible conocer ω , ϕ , M , T y las fuerzas y deformaciones unitarias en cualquier punto. En la solución del problema puede resultar útil el empleo de los coeficientes elásticos para simplificar.

Se considera que el borde inferior está libre y se aplican las elementos mecánicas H_c y M_c , y aceptare que ω_p y ϕ_p representan la deformación del borde libre bajo presión hidrostática. Si el borde se empalma, H_c y M_c hacen que el desplazamiento y la rotación del borde se anulen, por lo que puede escribirse

$$\omega_p + H_c \omega_H + M_c \omega_M = 0 \quad \phi_p + H_c \phi_H + M_c \phi_M = 0$$

que forman un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas.

Resolviéndolo el sistema, aceptando que $\omega_H \phi_M = 2 \phi_H^2$ y $\phi_H = \omega_M$.

$$H_c = \frac{1}{\phi_H} \phi_p - \frac{2}{\omega_H} \omega_p$$

$$M_c = \frac{1}{\omega_M} \omega_p - \frac{2}{\phi_M} \phi_p$$

Sustituyendo las expresiones (4.1) se obtiene

$$H_c = 2\alpha^2 D (\phi_p - 2\alpha \omega_p)$$

$$M_c = 2\alpha D (\alpha \omega_p - \phi_p)$$

En el caso en que el tanque este lleno de líquido

$\omega_p = \frac{\gamma D^2 h}{E\lambda}$ $\phi_p = \frac{\gamma D^2}{E\lambda}$, por lo que las fuerzas en la base quedan definidas por:

$$H_c = -\gamma \frac{2\alpha h - 1}{2\alpha^2} \quad M_c = \gamma \frac{\alpha h - 1}{2\alpha^3} \quad (6.2)$$

Si la altura h es notablemente mayor que λ , ó sea αh es mayor que 2π , se puede escribir

$$H_c = -\frac{\gamma h}{\alpha} \quad M_c = \frac{\gamma h}{2\alpha^2} \quad (6.3)$$

Se aplican a continuación los resultados anteriores al problema de un tanque de lámina con $R = 1 \text{ m}$, $t = 4 \text{ mm}$, $h = 5 \text{ m}$, cuando el tanque está lleno de agua. ($E = 2.1 \times 10^6$, $\nu = 0.3$)

$$\alpha = \frac{\sqrt[4]{3 \times 0.917}}{\sqrt{100 \times 14}} = 0.2032 \text{ cm}^{-1} \quad D = \frac{2.1 \times 10^6 \times 0.4^3}{12(1 - 0.3^2)} = 12308 \text{ kg/cm}$$

$$C_3 = -0.001 \frac{0.2032 \times 500 - 1}{0.2032} \frac{100^2}{2.1 \times 10^6 \times 0.4} = -5.89 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

$$C_4 = - \frac{0.001 \times 100^2}{2.1 \times 10^6 \times 0.4} 500 = -5.95 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

Por tanto las reacciones en el empotramiento resultan

$$M_c = (D) 2 \alpha^2 (-C_3) = 5.99 \text{ kg/cm}$$

$$H_c = T = 2 \alpha^3 D (C_3 + C_4) = -2.45 \text{ kg/cm}$$

Si se usan las expresiones (4.10) se obtienen los mismos valores y se emplean 6.13, se obtendrían

$$H = - \frac{0.001 \cdot 500}{0.2032} = -2.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$M_c = \frac{0.001 \cdot 500}{2 \times 0.2032^2} = 6.055 \frac{\text{kgcm}}{\text{cm}}$$

con errores de 0.43% y 1%

Si ahora el borde inferior se encontrase unido al fondo con una articulación que puede girar libremente, la ecuación que define a H_c es

$$w_p + H_c w_H = 0 \quad \therefore H_c = - \frac{w_p}{w_H}$$

Si la pared es alta, se tiene $H_c = -2 \alpha^3 b w_p$. Si el recipiente se encuentra lleno hasta el borde,

$$H_c = - \frac{2 \gamma h}{2 \alpha}$$

Con los razonamientos previos es posible analizar las paredes de revolución tanques cilíndricos

7.- Fondos de tanques cilíndricos

Se consideran como placas sobre cimentación elástica. Se acepta que la reacción del suelo es proporcional a los desplazamientos w , haciendo que su magnitud sea $k w$, donde k es el módulo de la cimentación. El valor numérico de k depende de las propiedades del material que forma el suelo; para estimar su valor se puede recurrir a pruebas mediante placas, o en caso de no existir pruebas se puede recurrir a los valores medios propuestos en la siguiente figura

Módulo k en $\text{kg/cm}^2/\text{cm}$							
2	3	4	5	6	7	14	22
Características de la subbase, base o cim.							
Muy mala	Mala	Regular a buena	Excelente	Buena sub-base	Buena base		
G Grava	F finos < 0.1 mm				GB		
A arena	O - orgánica			GP	GC		
L limo	B - Bien graduada			GF			
C - arcilla	CI Compresibilidad			AW			
	CA - alta "			AC			
	P mal graduada	AP					
		AF					
CCA		LCI					
OCA		CCI					
	O CI						
CCA							

Fig 39.- Valores del módulo de cimentación en diversas cimentaciones.

Aceptando que la placa circular tenga una rigidez D , la ecuación de equilibrio se puede escribir, en términos de r , la distancia al centro de la placa, como:

$$\left(\frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \right) \left(\frac{d^2 w}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dw}{dr} \right) = \frac{q - k w}{D} \quad (7.1)$$

donde q es la sobrecarga que actúa sobre la placa

Introduciendo la notación $\frac{k}{D} = \frac{1}{\ell^2}$, $\frac{w}{\ell} = z$, $\frac{r}{\ell} = x$

la ecuación (7.1) se transforma en

$$\left(\frac{d^2}{dx^2} + \frac{1}{x} \frac{d}{dx} \right) \left(\frac{d^2 z}{dx^2} + \frac{1}{x} \frac{dz}{dx} \right) + z = 0 \quad (7.2)$$

Introduciendo el simbolismo $\Delta = \frac{d^2}{dx^2} + \frac{1}{x} \frac{d}{dx}$

se puede escribir finalmente

$$\Delta \Delta z + z = 0 \quad (7.3)$$

Existe solución para esta ecuación, que puede ser escrita como

$$z = B_1 I_0(x\sqrt{c}) + B_2 I_0(xc\sqrt{c}) + B_3 K_0(x\sqrt{c}) + B_4 K_0(xc\sqrt{c}) \quad (7.4)$$

donde I_0 y K_0 son funciones de Bessel de primera y segunda clase respectivamente, mientras que $B_1, B_2 \dots B_4$ son constantes arbitrarias que dependen de las condiciones de borde en la placa. Haciendo transformaciones matemáticas, se puede llegar a encontrar que:

$$w = C_1 \operatorname{ber} x + C_2 \operatorname{bei} x + C_3 \operatorname{kei} x + C_4 \operatorname{ker} x \quad (7.5)$$

donde aparecen funciones de Kelvin. F. Seichester (*) obtuvo muchas soluciones a problemas de placas circulares bajo diversas condiciones de frontera.

Conocidas estas soluciones, puede recurrirse a condiciones de compatibilidad en las bordes y resolver el problema de cualquier tanque.

8. Consideraciones sobre fondos de tanques.

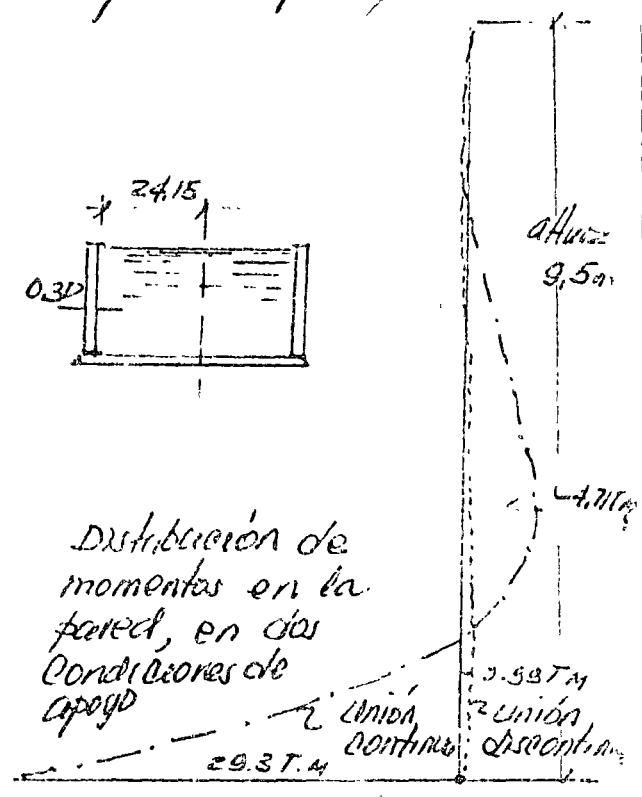
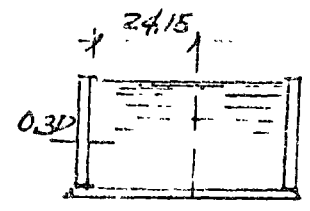
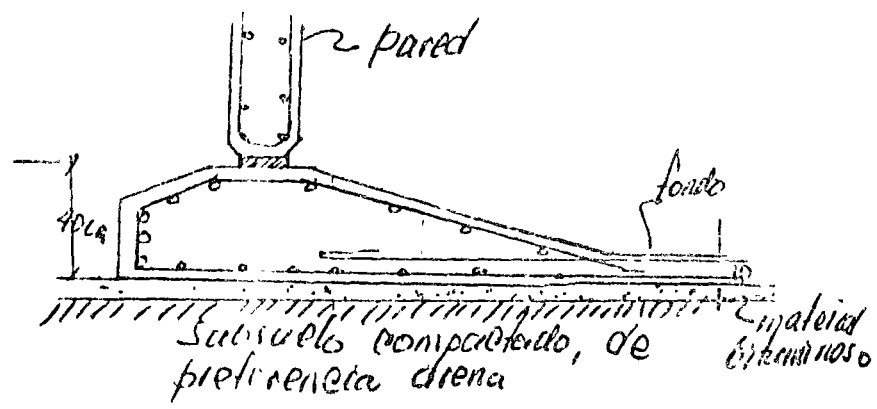
Debido a heterogeneidad en el terreno bajo los fondos de los tanques, pueden presentarse movimientos importantes que producirían rotaciones en los bordes de las paredes del tanque y sería difícil estimar las condiciones de diseño.

(*) = Abhandl. "Kreisplatten auf elastischer Unterlage". Berlin, 1926

En tanques de concreto se puede usar una losa delgada de concreto reforzado, colada y vibrada, armada con barras de pequeño diámetro a pequeñas separaciones, como la forma de construcción más eficiente. Este tipo de losas es lo suficientemente flexible para adaptarse a los desplazamientos del suelo de cimentación provocados por las altas cargas producidas por el fluido.

El refuerzo debe ser diseñado de manera de que la contracción de fraguado y la temperatura forme pequeñas grietas, aunque estas pueden ser evitadas mediante pretensado.

En tanques de más de 30 m de diámetro, es aconsejable hacer la conexión de la pared con la losa del fondo, de manera de evitar continuidad y evitar incertidumbre respecto a las condiciones de diseño. En la fig 40 se muestran detalles de la conexión y su efecto en los momentos flexionantes que se presentan en la pared.



distribuciones probables.

En tanques de concreto pretensado, y en tanques donde se almacenen líquidos a altas temperaturas, siempre es necesario recurrir a la unión entre el fondo del tanque mostrada en la fig 40, para permitir los movimientos inducidos por la operación de pretensado, o para facilitar expansiones por efectos térmicos.

9.- La cubierta del tanque.

La mayoría de los tanques se cubren con estructuras que resultan ser cascarones en el caso de concreto, o estructuras espaciales en el caso de tanques metálicos.

Para tanques de concreto con 40 m de diámetro, pueden emplearse cascarones exterior de concreto reforzado. Para ello se requiere un anillo de borde superior que en ocasiones puede ser formado por el engrosamiento del borde del cascarón. Detalles de uniones en la parte superior se muestran en la fig 41. La cubierta puede también producir momentos en la pared del tanque. Algunas veces es posible evitar estos momentos introduciendo una articulación anular abajo de la faja de borde. En ocasiones en tanque que almacenan combustibles se puede colocar junta anular para explosión.

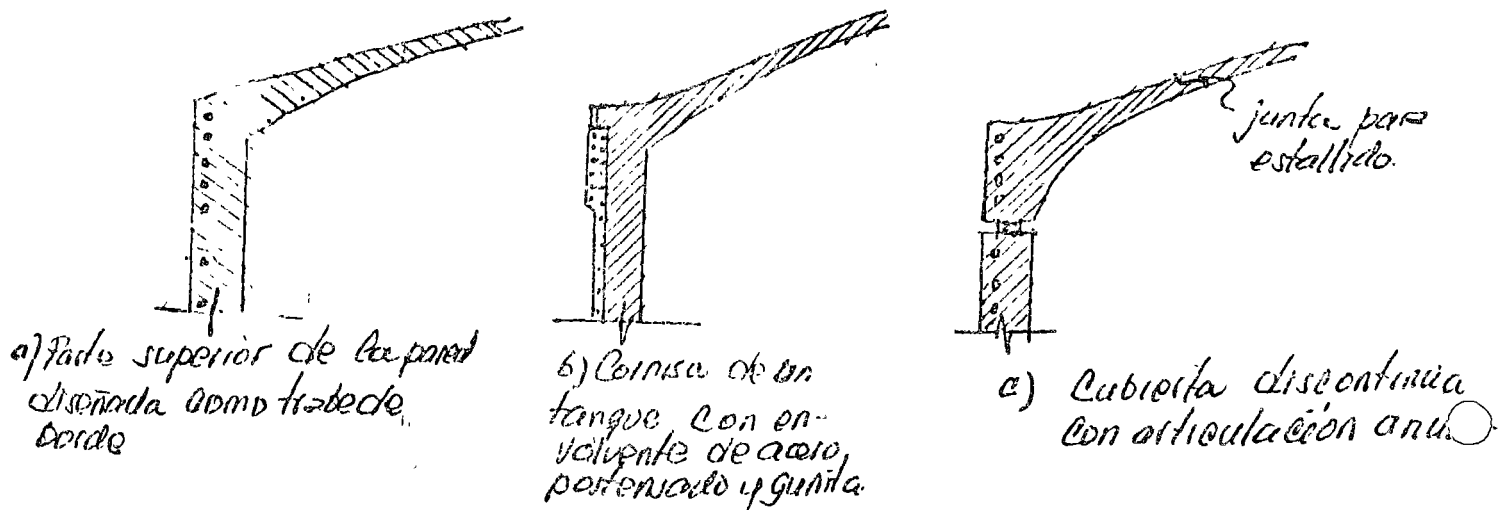


Fig 41.- Unión de la cubierta con la pared de tanques cilíndricos

10.- Ejemplo ilustrativo.

○ sea un tanque cilíndrico de 60 mts de diámetro, con 3.15 m de altura, con una pared de 40 cm de espesor. El peso de la cubierta del tanque sobre la pared es de 36 kg/cm de circunferencia. Se intenta calcular la variación de los momentos con la profundidad, cuando el tanque está totalmente lleno de agua. Se analiza el efecto de precompresión vertical y horizontal en el comportamiento de la pared.

a) Peso total por unidad de longitud

$$W_{pp} = \pi \times 0.4 \times 3.15 \times 1.00 = 8784 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{\text{total}} = W_{pp} + 3600 = 124 \text{ Kg/cm.}$$

Fricción en la parte inferior del muro $\mu = 0.5$

$$\therefore H = 0.5 \times 124 = 62 \text{ Kg/cm.} \quad (10.1)$$

b) Efecto de pretensado q_p en sentido perpendicular, considerando una pérdida de 15%, para el borde inferior.

$$\frac{q_p (3000)}{40} \times 0.85 = \frac{.915 \times 300}{40} + 14$$

$$\therefore q_p = \frac{1}{0.85} \left(.915 + \frac{40}{3000} 14 \right) = 1.30 \text{ Kg/cm}^2$$

Desplazamiento inducido por el preesfuerzo

$$w = - \frac{1.30 \times 3000^2}{40 \times 2.65 \times 10^5} = -1.10 \text{ cm.}$$

Debido a la presión del agua $q_a = .915 \text{ Kg/cm}^2$

$$w_{\text{agua}} = + \frac{.915 (3000)^2}{40 \times 2.65 \times 10^5} = +0.78 \text{ cm.}$$

Se observa así que la pared se desplaza hacia adentro del tanque 1.10 cm durante la construcción, y al llenar el tanque la pared se mueve hacia afuera 0.78 cm

Si se trata de evitar el movimiento, sería necesario aplicar una fuerza P_0 en la base, la cual genere un desplazamiento en la pared igual a:

$$w = \frac{P_0}{2\alpha^3 D} e^{-\alpha x} \cos \alpha x$$

y en $x=0$ $w_0 = \frac{P_0}{2\alpha^3 D}$

Para el tanque en estudio

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{3(1-\nu^2)}{R^2 E^2}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 0.96}{3000^2 \times 40^2}} = 0.00376 \text{ cm}^{-1}$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{2.65 \times 10^5 \times 40^3}{12 \times 0.96} = 14.72 \times 10^8 \text{ kg/cm.}$$

Si se trata de evitar el desplazamiento debido a el pretensado, se debería tener

$$|P_0| = w_0 2\alpha^3 D = 2 \times (1.10) (0.00376)^3 (14.72 \times 10^8) = 172 \text{ kg/cm.}$$

Si se trata de evitar el movimiento debido al efecto del agua

$$|P_0| = w_{\text{agua}} 2\alpha^3 D = 122 \text{ kg/cm.}$$

En ambos casos el valor de P_0 resulta mayor que la fuerza de fricción H , definida en (10.1), por lo que si existiera movimiento presentándose una fuerza en el fondo de la pared igual a $H = 62 \text{ kg/cm}$. Puede entonces obtenerse la variación del momento flexionante en la pared usando (2.4)

$$M = D w''$$

$$\therefore M = H \frac{e^{-\alpha x}}{\alpha} \sin \alpha x$$

$$\therefore M = H \frac{e^{-0.00376x}}{0.00376} \sin 0.00376x \quad \dots (10.2)$$

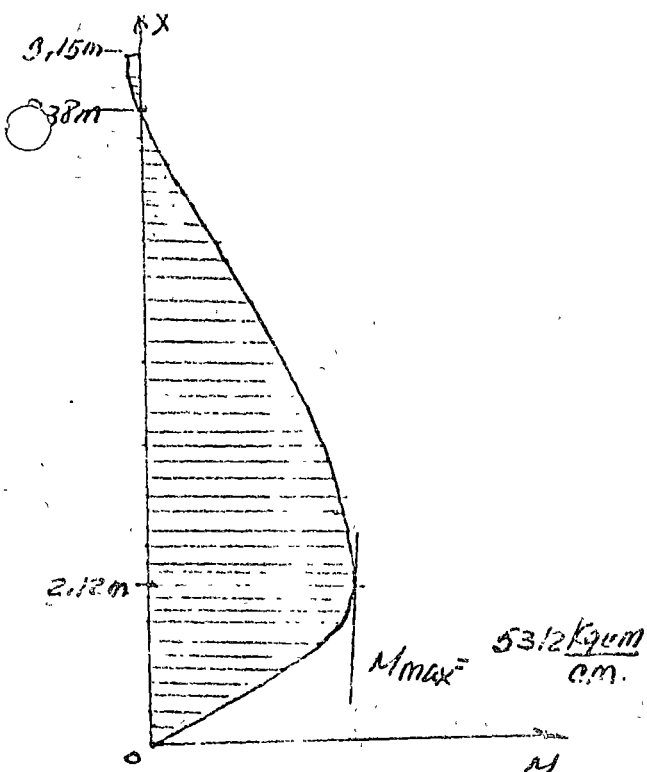


Fig 42.- Variación del momento flexionante con la altura

En la fig 42 se presenta la variación del momento flexionante con la altura, en la pared del tanque.

Conocida esa variación se puede obtener el esfuerzo máximo en la pared

$$\sigma = \frac{M}{I} c = \frac{6 M_{\max}}{t^2}$$

Por tanto el movimiento de la pared genera esfuerzos

$$\sigma_{\text{comp}} = \sigma_{\text{tension}} = \frac{6 \times 53.2}{40^2} = 20 \text{ Kg/cm}^2$$

Debido a peso propio y peso de la pared $w = \frac{95 + 36}{40 \times 1} = 3.28 \text{ Kg/cm}^2$

Se ve así que el efecto del momento flexionante puede agrietar la pared y permitir la salida del agua. Sería necesario colocar tendones verticales para pretensar la pared en sentido vertical, colocando barras verticales.

Si se colocan tendones de $13/16"$ que soporten 35 toneladas cada uno, en el centro de la pared, espaciados @ 105cm, sería posible llegar a tener en la condición más desfavorable una tensión máxima de $10.4 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$, la cual puede ser soportada por el concreto de la pared.

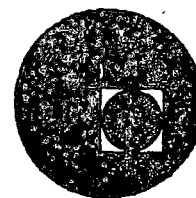
Se tiene así que 690 m^3 de concreto en las paredes, permiten almacenar 25871 m^3 de agua, es decir

0.0267 m^3 de concreto por cada metro cúbico de agua almacenada en el tanque, por lo que respecta a material colocado en la pared.

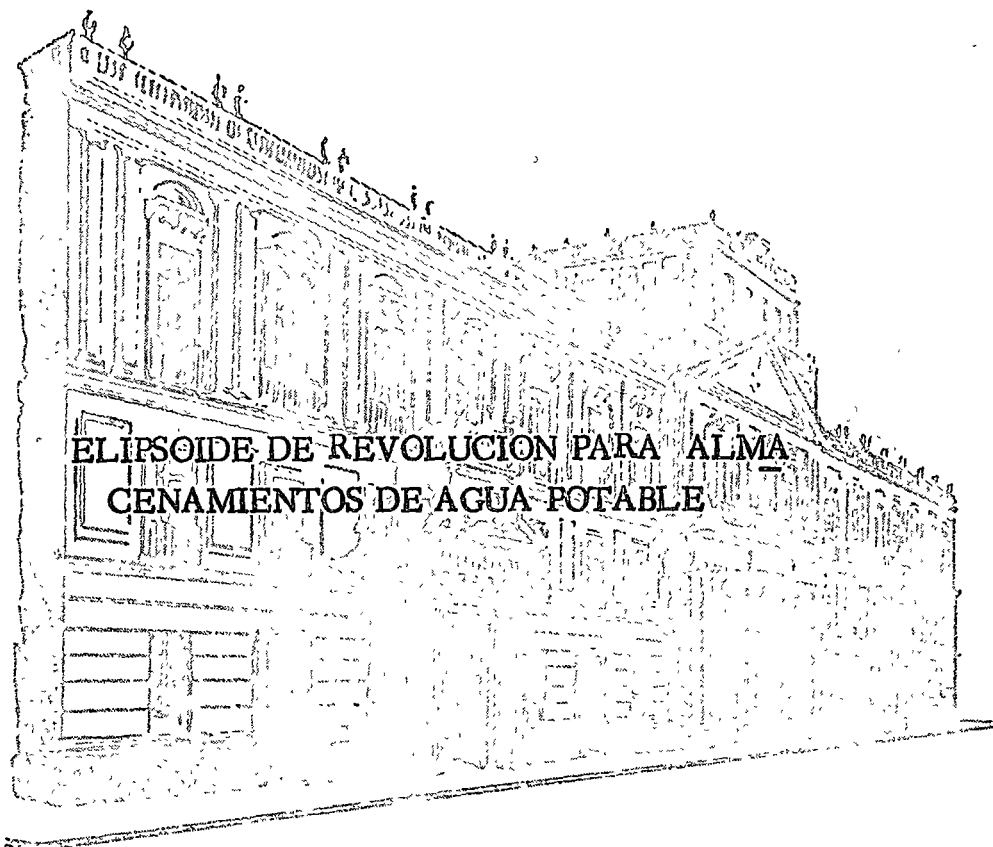




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES



DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

NOVIEMBRE DE 1976.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

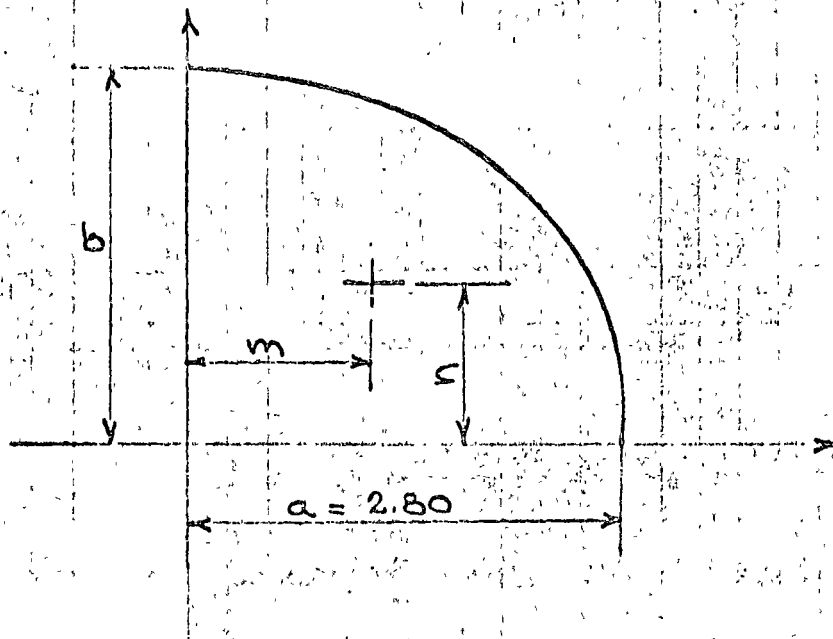
THE UNIVERSITY OF CHICAGO

ELIPSOIDE DE REVOLUCION PARA ALMACEN- MIENTOS ECONOMICOS DE AGUA POTABLE.

VOLUMEN POR ALMACENAR = 40 m³.

DETERMINACION DE LAS DIMENSIONES:

PROPONIENDO $a = 2.80 \text{ m.}$

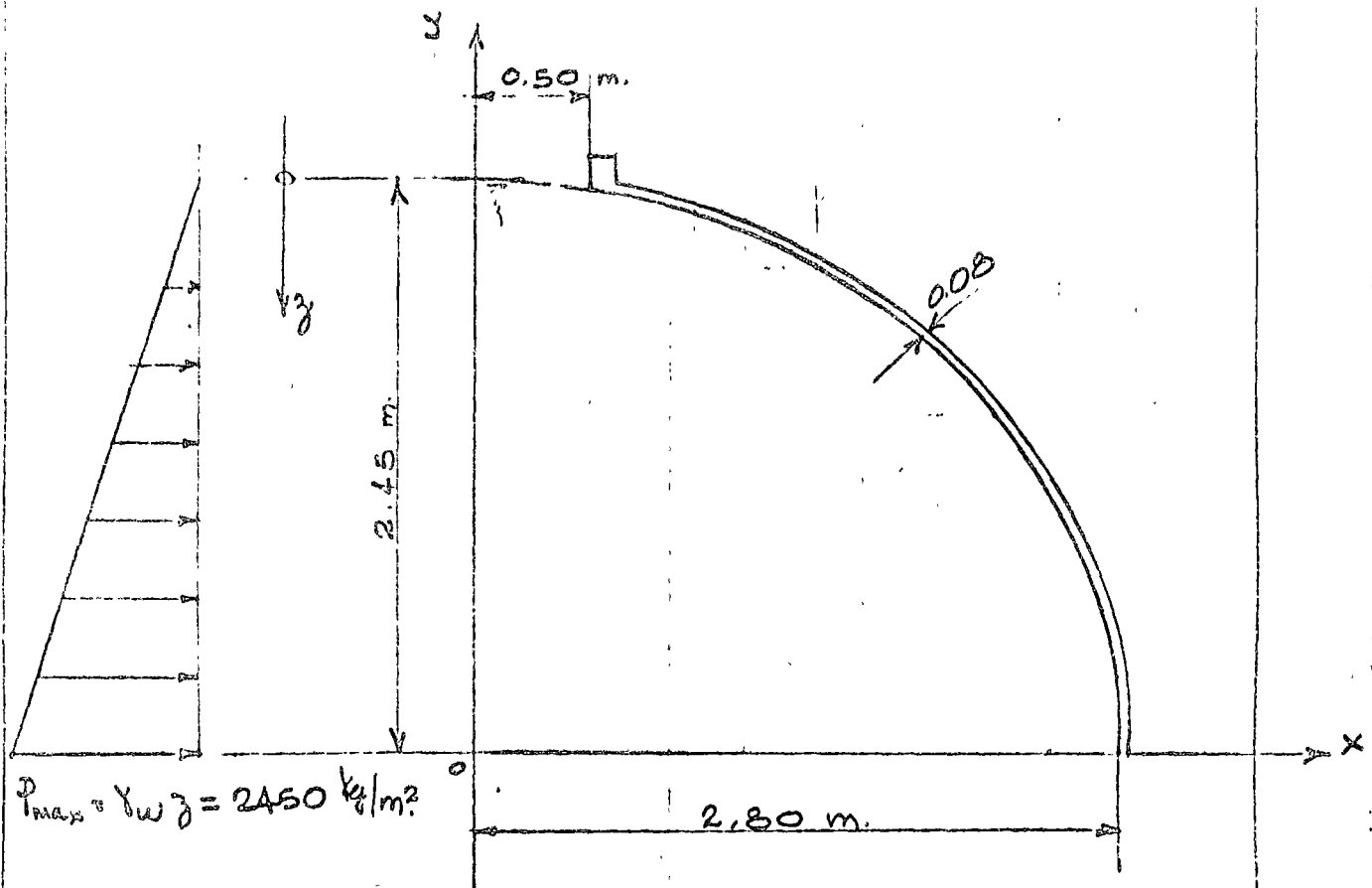


$$m = \frac{4}{3} \frac{a}{\pi} = \frac{4}{3} \times \frac{2.8}{\pi} = 1.185 \text{ m.}$$

$$\text{ÁREA NECESARIO} = \frac{4}{2\pi m} = \frac{40}{2\pi \times 1.185} = 5.4 \text{ m}^2$$

$$\therefore b = \frac{4A}{\pi a} = \frac{4 \times 5.4}{\pi \times 2.8} = 2.45 \text{ m.}$$

que es la dimension del $\frac{1}{2}$ lado menor de la elipse.



SECCION ESCOGIDA.

Para el calculo se considerara la condicion critica de lleno hasta la entrada de inspeccion para la cual tenemos el diagrama de presiones visto en la figura anterior.

Para el estudio de los esfuerzos en la seccion escogida se tomara elementos finitos de area para la determinacion de su magnitud y direccion.

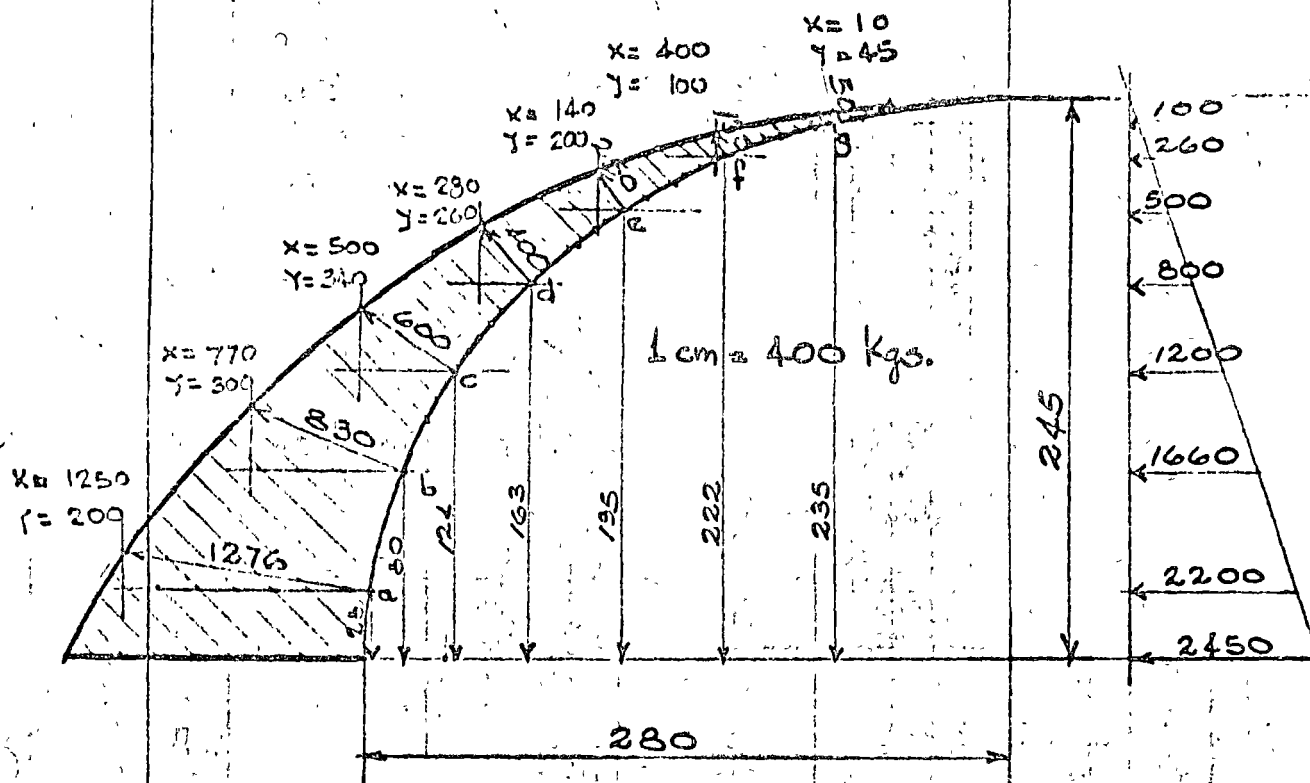
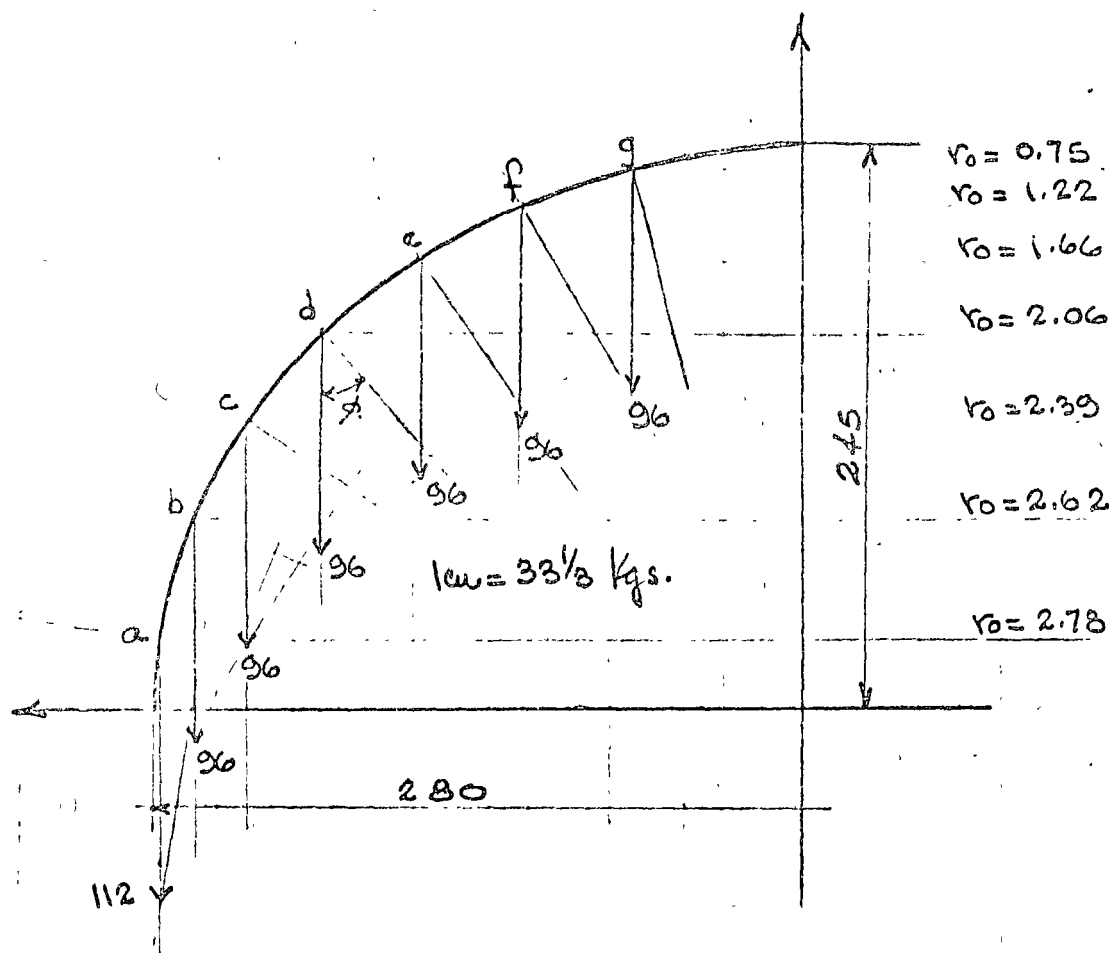


DIAGRAMA DE CARGAS.

Punto	Area tributaria m ²	Presion Kgs/m ²	Carga total en el elemento Kgs.
a	0.58	2,200	1276
b	0.50	1,660	830
c	0.50	1,200	600
d	0.50	800	400
e	0.50	500	250
f	0.50	260	130
g	0.50	100	50



CARGAS DE PESO PROPIO.

Determinacion de los radios de curvatura de los diferentes puntos estudiados.

$$R = \frac{a^2}{b} \left[1 + \frac{x^2}{a^2} \left(\frac{b^2}{a^2} - 1 \right) \right]^{3/2} \quad \text{--- } 1^*$$

Donde :

R = Radio de curvatura en el punto considerado.

* Pag. #77 Memoria de calculo de la bodega silo horizontal para Galletera Mexicana S.A. Mty. N.L. (C-42)

a = Semieje menor

b = Semieje mayor

x = Ordenada del punto considerado medida en la dirección del semieje menor.

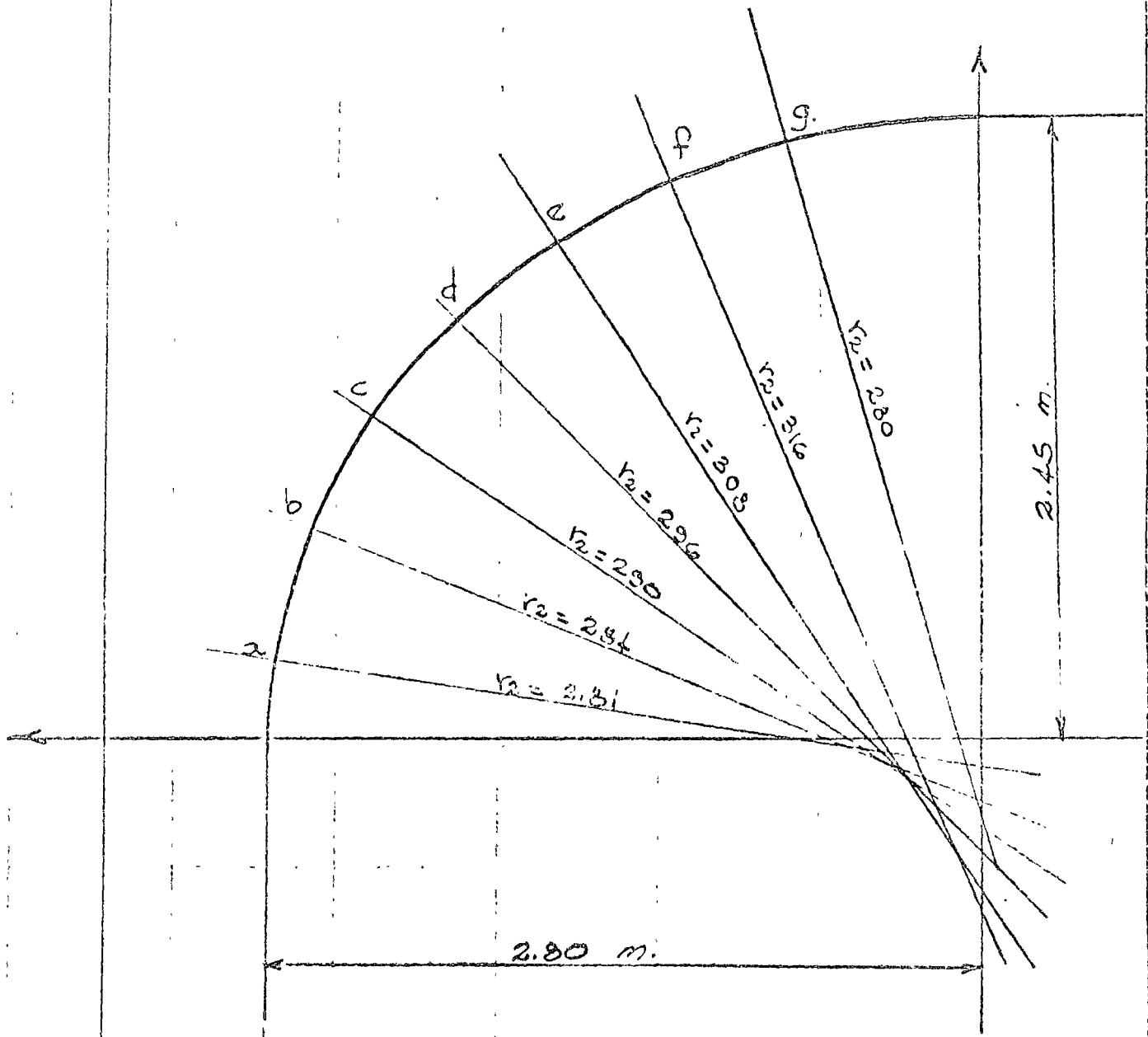
En este caso particular tenemos:

$$a = 2.45 \text{ m}, \quad b = 2.80 \text{ m}$$

$$R = \frac{2.45^2}{2.8} \left[1 + \frac{x^2}{2.45} \left(\frac{2.8^2}{2.45^2} - 1 \right) \right]^{3/2}$$

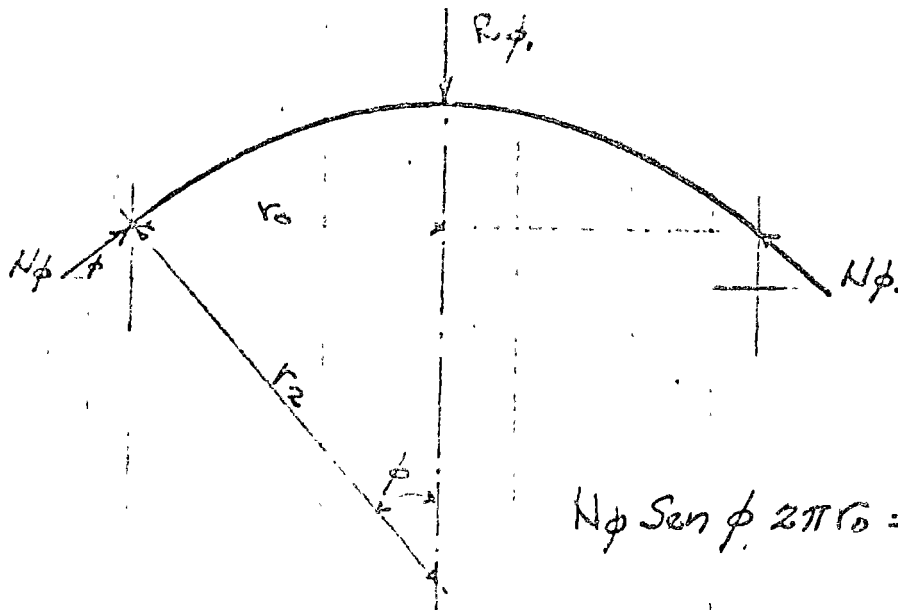
$$= 2.14 \left[1 + 0.0517 x^2 \right]^{3/2}$$

TABLA DE RADIOS DE CURVATURA.					
Punto	x	x^2	$1 + 0.0517 x^2$	$(1 + 0.0517 x^2)^{3/2}$	R
a	0.28	0.08	1.00431	1.004	2.14
b	0.80	0.64	1.033	1.045	2.23
c	1.24	1.54	1.079	1.14	2.44
d	1.63	2.65	1.138	1.21	2.59
e	1.95	3.80	1.197	1.31	2.81
f	2.22	4.93	1.255	1.40	3.00
g	2.35	5.50	1.285	1.46	3.13



Radios al eje de revolucion.

Determinación de los valores de $N\phi$.



$$N\phi \operatorname{Sen} \phi \cdot 2\pi r_0 = R\phi$$

$R\phi$ = Componentes en "y" debidas a las cargas =
Componentes en "y" debidas al peso propio.

$$\begin{aligned} R\phi_a &= (-45 \times 0.75 - 100 \times 1.22 - 200 \times 1.66 - 260 \times 2.06 - 340 \times 2.39 \\ &\quad - 300 \times 2.62 - 200 \times 2.78) 2\pi + 96 \times 2\pi (0.75 + 1.22 + 1.66 \\ &\quad + 2.06 + 2.39 + 2.62) + \pi \times 2 \times 112. \\ &= (-33.75 - 122 - 332 - 535.6 - 812.6 - 786 - 556) 6.2832 \\ &\quad + 603.19 (10.70) + 703.72 \\ &= -19,967.70 + 6454.13 + 703.72 \end{aligned}$$

$$R\phi_a = -12,809 \text{ Kgs.}$$

$$\begin{aligned} R\phi_b &= (-45 \times 0.75 - 100 \times 1.22 - 200 \times 1.66 - 260 \times 2.06 - 340 \times 2.39 \\ &\quad - 300 \times 2.62) 2\pi + 96 \times 2\pi (0.75 + 1.22 + 1.66 + 2.06 \\ &\quad + 2.39 + 2.62). \end{aligned}$$

$$= -16,474 + 6,454.13$$

$$R\phi_b = -10,020.11 \text{ Kgs.}$$

SECRETARIA

DE

RECURSOS HIDRAULICOS.

TANQUE DE ALMACENAMIENTO PARA
AGUA POTABLE DE 40 M³ DE CAPACIDAD

BALLESTEROS S.A.

JULIO - 1969.

$$\begin{aligned}
 R\phi_c &= -3,177.95 + 786 + 556) 6.283 + 603.19(10.7 - 2.62) \\
 &= -1835.95(6.283) + 603.19(8.08) \\
 &= -11,535 + 4,873
 \end{aligned}$$

$$R\phi_c = -6,662 \text{ kgs.}$$

$$\begin{aligned}
 R\phi_j &= (-1,835.9 + 812.6) 6.2832 + 603.19(8.08 - 2.39) \\
 &= -1,023.35(6.283) + 3,432
 \end{aligned}$$

$$R\phi_j = -2,998 \text{ kgs.}$$

$$\begin{aligned}
 R\phi_c &= (-1023.35 + 535.60) 6.283 + 603.19(5.69 - 2.06) \\
 &= -487.75 \times 6.283 + 603.19 \times 3.63 \\
 &= -3064.6 + 2,189.6
 \end{aligned}$$

$$R\phi_c = -875 \text{ kgs}$$

$$\begin{aligned}
 R\phi_f &= (-487.75 + 332) 6.2832 + 603.19(3.63 - 1.66) \\
 &= -155.75 \times 6.2832 + 603.19 \times 1.97 \\
 &= -978.61 + 1,186.28
 \end{aligned}$$

$$R\phi_f = +209.67$$

$$\begin{aligned}
 R\phi_g &= (-155.75 + 122) 6.2832 + 603.19(1.97 - 1.22) \\
 &= -33.75 \times 6.2832 + 603.19(0.75) \\
 &= -212.06 + 452.39
 \end{aligned}$$

$$R\phi_g = +240.33 \text{ kgs.}$$

$$N\phi = \frac{R\phi}{\sin\phi \cdot 2\pi r_0}$$

Punto	$R\phi$	r_0	$2\pi r_0$	$\sin\phi$	$\sin\phi \cdot 2\pi r_0$	$N\phi$
a	-12.810	2.73	17.47	$\frac{110}{112} = 0.980$	17.1	-750
b	-10.020	2.62	16.46	$\frac{90}{92} = 0.979$	15.41	-650
c	-6.362	2.39	15.02	$\frac{80}{96} = 0.833$	12.52	-532
d	-2.933	2.06	12.94	$\frac{68}{96} = 0.708$	9.17	-327
e	-0.875	1.66	10.43	$\frac{52}{96} = 0.542$	5.66	-154
f	+2.10	1.22	7.67	$\frac{37}{96} = 0.385$	2.96	+71
g	+2.40	0.75	4.71	$\frac{25}{96} = 0.260$	1.23	+195

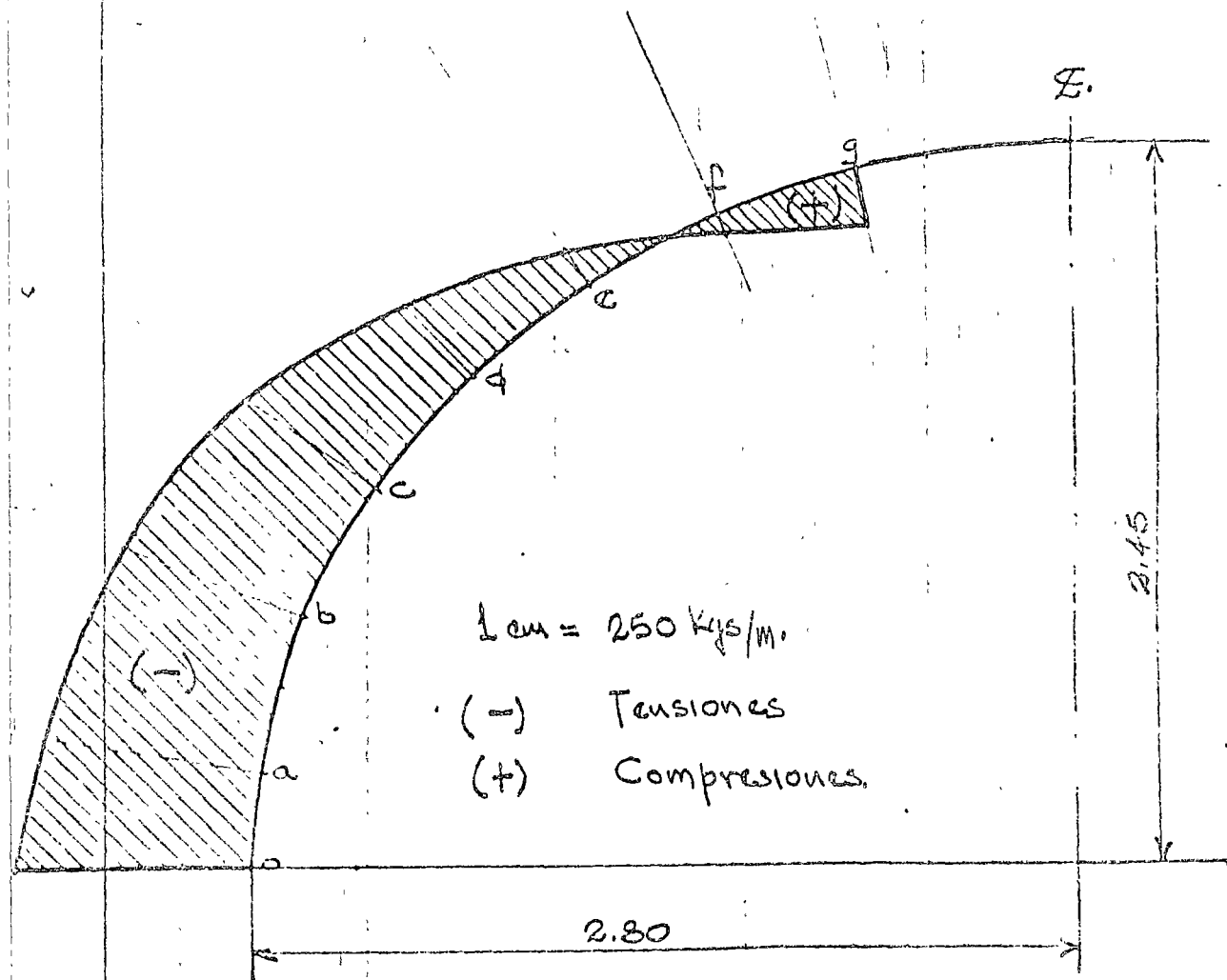
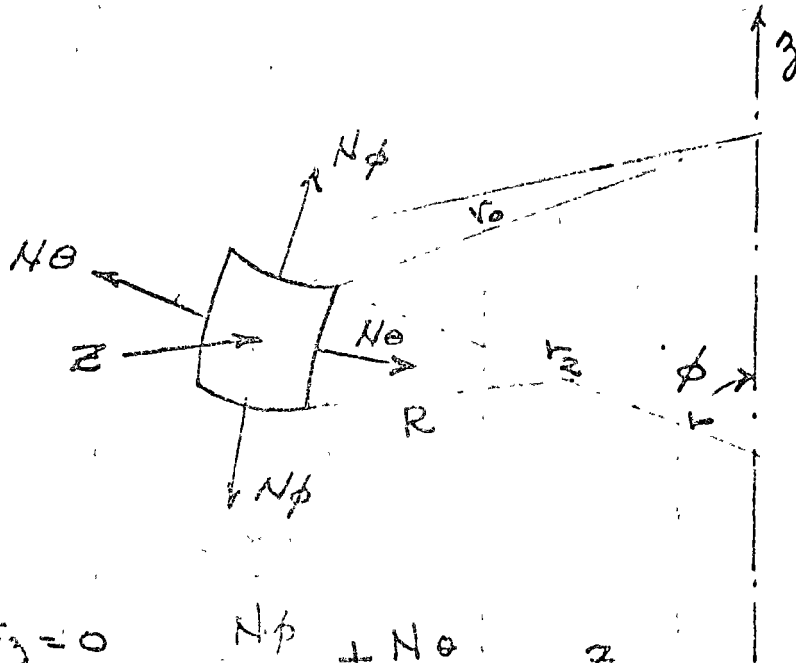


DIAGRAMA DE $N\phi$

Determinación de los Valores de N_θ .



$$D_e \equiv F_y = 0 \quad \frac{N_y}{R} + \frac{N_\theta}{r_2} = -Z.$$

$$\frac{N_\theta}{r_2} = -Z - \frac{N_y}{R}, \quad \therefore N_\theta = -r_2 Z - \frac{r_2}{R} N_y$$

Donde $Z = P_n \text{ almuerzo} - P_n \text{ peso propio}$.

Punto	N_y	R	r_2	P_{pp}	$P_{almc.}$	Z	$r_2 Z$	$\frac{r_2}{R} N_y$	N_θ
a	-750	2.14	2.31	20	1276	1256	3530	-934	-2546
b	-650	2.23	2.84	28	830	792	2250	-827	-1423
c	-532	2.44	2.90	53	600	547	1590	-632	-953
d	-327	2.59	2.96	69	400	331	978	-374	-604
e	-154	2.81	3.03	81	250	169	521	-169	-352
f	+71	3.00	3.16	89	150	71	224	+75	-299
g	+195	3.13	2.80	92	50	-42	-118	+174	-56

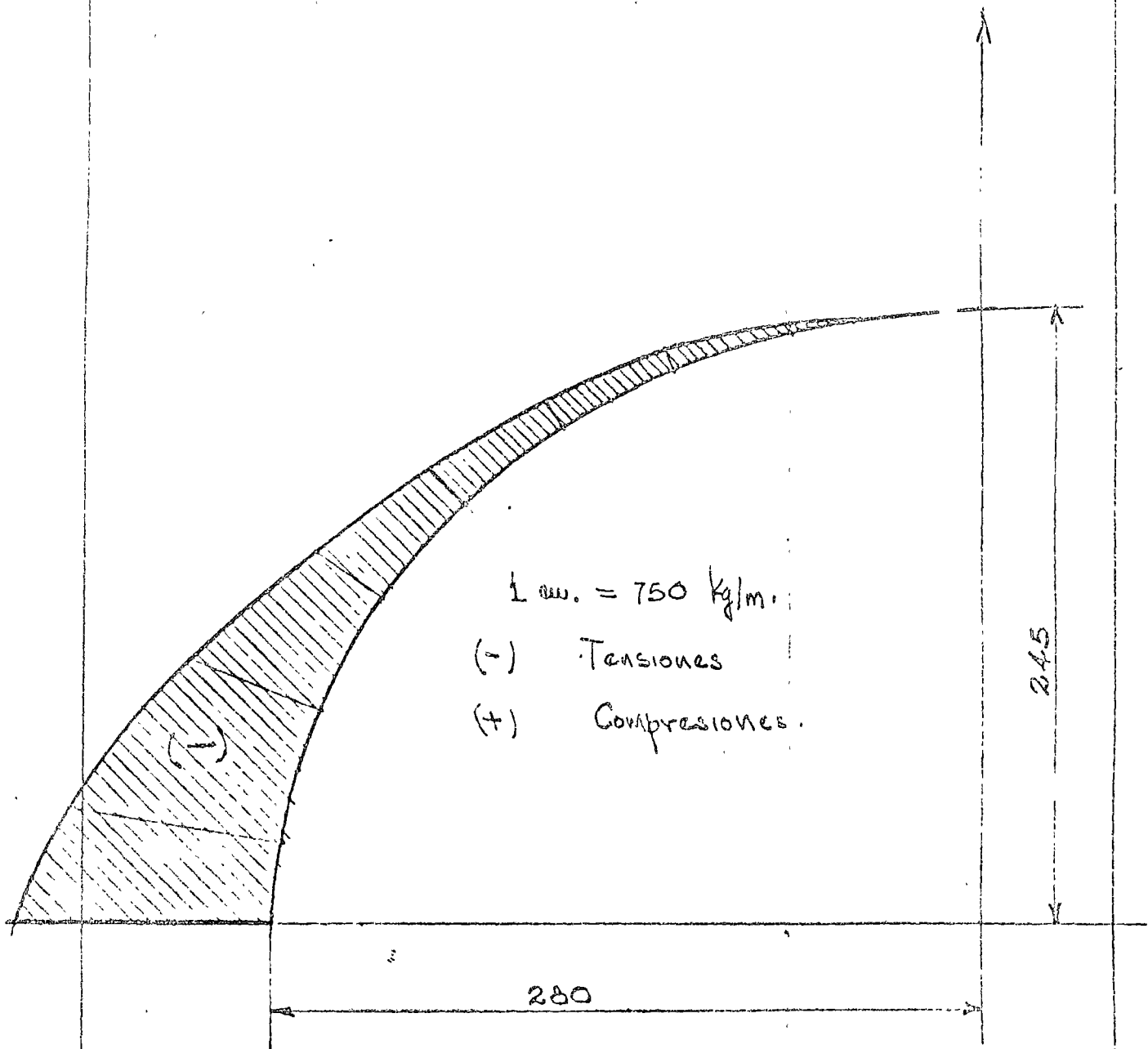


DIAGRAMA DE $N\theta$

DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO PARATOMAR LOS ESFUERZOS $N\phi$ y $N\theta$.

Punto	$N\phi$	$N\theta$	$A_s\phi$	REFUERZO	$A_s\theta$	REFUERZO
	Kg/m	Kg/m	cm^2		cm^2	$Nr. \phi 5/16 @ 30$
a	-750	-2546	0.75	ALAMBROS 30 Ws.	1.26	✓ ✓
b	-650	-1423	0.65		0.71	✓ ✓
c	-532	-953	0.53		0.48	
d	-327	-604	0.33		0.31	
e	-154	-352	0.15	3 APS 3" @ 1/4"	0.13	usara Alambros $\phi 1/4" @ 30$ Ws.
f	+71	-299	—		0.15	
g	+195	-56	—		0.03	se Alambros $\phi 1/4" @ 30$ Ws.

$$A_s\phi = \frac{N\phi}{1000}$$

$$A_s\theta = \frac{N\theta}{2000}$$

Comprobacion del esfuerzo maximo de tension en el concreto:

$$f_{ct} = \frac{cE_sA_s + N\phi}{A_c + nA_s}$$

Donde : f_{ct} = Esfuerzo de tension en el concreto

$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ Modulo de elasticidad del acero.

$c = 0.0003$ Coeficiente de contraccion del concreto.

$A_s = 1.26 \text{ cm}^2/m$. Seccion maxima de acero de refuerzo.

$$A_c = 8 \times 100 = 800 \text{ cm}^2 \text{ Área de concreto.}$$

$$n = \text{Relación de Módulos} = \frac{E_s}{E_c} = 9.$$

$$H\phi = \text{tension horizontal} = 750 \text{ kgs/m.}$$

$$f_{CT} = \frac{(0.0003)(2.1 \times 10^6)(1.26) + 750}{800 + 9(1.26)} = \frac{795 + 750}{800 + 11.35}$$

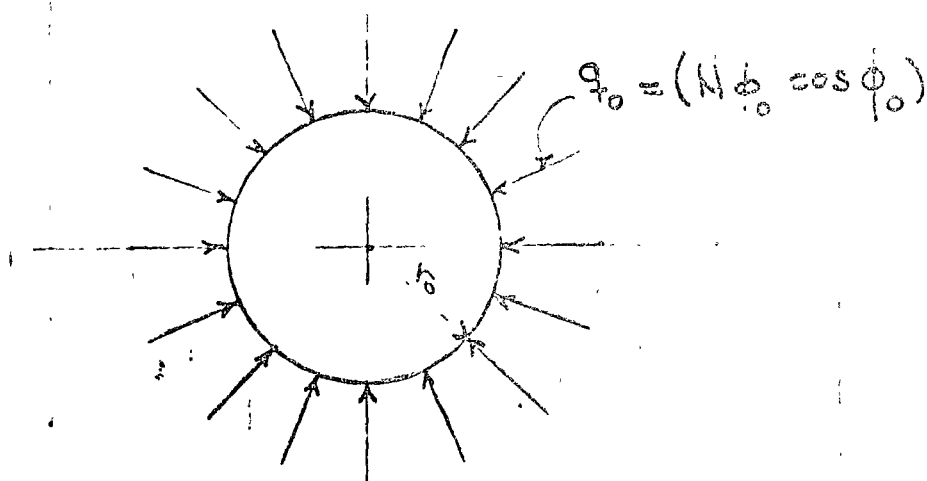
$$\frac{f}{f_{CT}} = \frac{14.45}{311.35} = 1.78 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{CT} \text{ max. permisible} = 0.1 f'_c = 0.1 \times 210$$

$$f_{CT} \text{ m.p.} = 21 \text{ kg/cm}^2 >> 1.78 \text{ kg/cm}^2.$$

CARGA DE PUNDO DEL ANILLO DE COMPRESION:

Despreciando su ligadura con el cascaron que en este caso favorece tenemos:



$$q_0 = -200 (0.999) \approx -200 \text{ kgs/m.}$$

$$q_{cr} = \frac{3EI}{l_0} \quad \text{Carga critica de pandeo.}$$

Proponiendo seccion de $10 \times 10 \text{ cms.}$ minimo

$$I = \frac{1}{12} 10 \times 10^3 = 833 \text{ cm}^4.$$

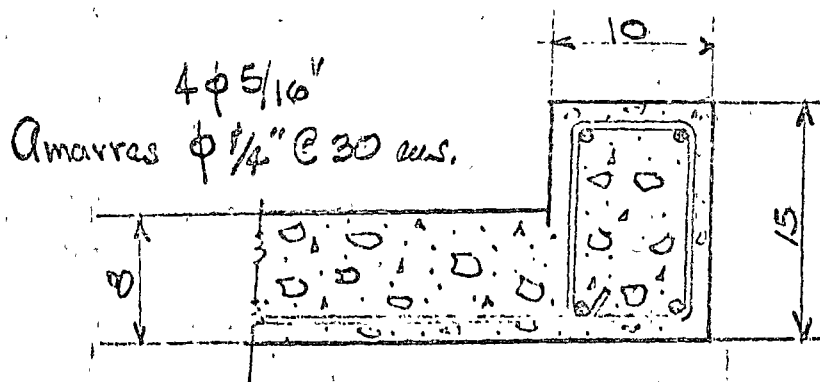
$$q_{cr} = \frac{3 \times 210,000 \times 833}{50^3} = 42,100 \text{ kg/cm.}$$

$$F.S. = \frac{q_{cr}}{q_0} = \frac{42,100 \times 100}{200} = 21,050 \quad \checkmark$$

Revisión del esfuerzo de compresión:

$$\begin{aligned} T_p &= N \phi \cos \phi l_0 = 200 \times 0.999 \times 0.15 \\ &= 100 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

$$\sigma_c = \frac{100}{10 \times 10} = 1 \text{ kg/cm}^2, \ll 0.25 f'_c \quad \checkmark \checkmark$$



Seccion elegida.

15
DALLESTEROS, S. A.
EDIFICIO SANTOS DESPA
APARTADO 2807 TELEFONO 47 51-01
MONTERREY, N. L. MEXICO

ANALISIS DE LA LOSA DEL
PISO PARA HACERLA TRABAJAR
COMO CIMENTACION DEL TANQUE.

OCTUBRE - 1969.

P. Ballster

ANÁLISIS DE LOSA INFERIOR EN TANQUE CON GENERATRIZ ELÍPTICA PARA USAR ESTA COMO LOSA DE CIMENTACIÓN

1^{ER} CONDICIÓN: TANQUE VACÍO

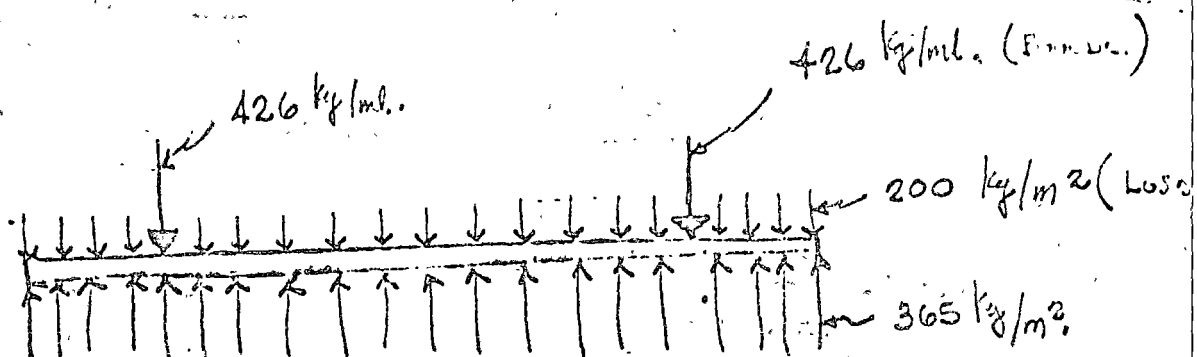
$$W_{pp. BOVEDA} = \text{Vol. nec. de Conc.} \times 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$= 3.0 \text{ m}^3 \times 2500 = 7,500 \text{ Kgs}$$

TOTAL

$$w/ml = \frac{7,500}{\pi \times 5.6} = 426 \text{ kg/ml.}$$

$$w_{pp} \text{ losa} = 2500 \times 0.08 = 200 \text{ kg/m}^2$$



Reacción del
terreno

$$\frac{7,500}{42.5} = 165 + 200 = 365 \text{ kg/m}^2$$

$$A = \frac{\pi \times 7.6^2}{4} = \frac{\pi \times 58}{4} = 45.5 \text{ m}^2$$

P. Ballesteros 17

teniendo en cuenta la carga de los diversos terrenos:

$$q = 165 \text{ kg/m}^2$$

Placa Circular libremente apoyada.

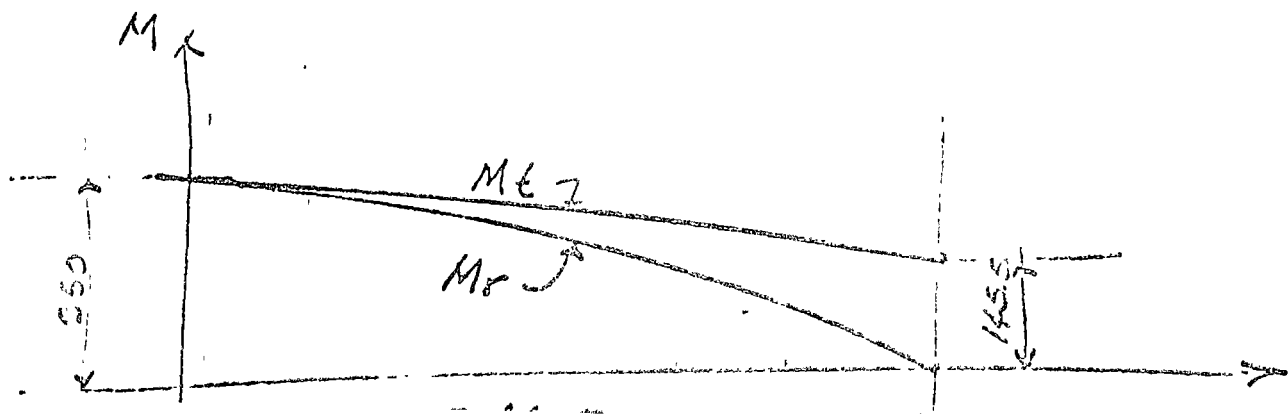
$$M_r = \frac{q}{16} (3+\nu)(a^2-r^2)$$

$$M_t = \frac{q}{16} [a^2(3+\nu) - r^2(1+3\nu)]$$

$$\begin{aligned} (M_r)_{r=0} &= (M_t)_{r=0} = \frac{3+\nu}{16} q a^2 \\ &= \frac{3+0.1}{16} (165) (2.8^2) \\ &= \frac{3.1}{16} (165) (7.83) = \underline{\underline{250 \text{ kg-m/m}}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (M_t)_{r=a} &= \frac{q a^2}{8} (1-\nu) = \frac{165 (2.8^2)}{8} (1-0.1) \\ &= \frac{165 (7.83)}{8} (0.9) = \underline{\underline{145.5 \text{ kg-m/m}}} \end{aligned}$$

$$(M_r)_{r=a} = \underline{\underline{0}}$$



Placa Circular. Empotrada.

$$q = 165 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_r = \frac{q a^2}{16} \left[(1+\nu) - \left(\frac{r}{a}\right)^2 (3+\nu) \right]$$

$$M_t = \frac{q a^2}{16} \left[(1+\nu) - \left(\frac{r}{a}\right)^2 (1+3\nu) \right]$$

$$\begin{aligned} (M_r)_{r=0} &= (M_t)_{r=0} = \frac{1+\nu}{16} q a^2 \\ &= \frac{1+0.1}{16} \times 165 \times 2.8^2 \\ &= \frac{1.1}{16} \times 165 \times 7.83 = 88.8 \text{ kg-m/m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (M_r)_{r=a} &= -\frac{q a^2}{8} = -\frac{165 \times 2.8^2}{8} = -\frac{165 \times 7.83}{8} \\ &= -161.5 \text{ kg-m/m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (M_t)_{r=a} &= -\nu \frac{q a^2}{8} = -\frac{0.1 \times 165 \times 2.8^2}{8} \\ &= -\frac{16.5 \times 7.83}{8} = -16.15 \text{ kg-m/m.} \end{aligned}$$

Puntos de Inflección.

$$\left(\frac{r}{a}\right)^2 = \frac{1+\nu}{3+\nu} = \frac{1.1}{3.1} = 0.355 \quad \nu =$$

$$r = \sqrt{0.355 (2.8)^2} = \sqrt{0.355 (7.83)} = \sqrt{2.78} = 1.67 \text{ m.}$$

$$\left(\frac{r}{a}\right)_t^2 = \frac{1 + \nu}{1 + 3\nu} = \frac{1.1}{1 + 3(0.3)} = \frac{1.1}{1.9} = 0.579$$

P. Balasiano 19

$$r = \sqrt{0.579(2.8^2)} = \sqrt{0.579(7.84)} = \sqrt{4.538} = 2.13 \text{ m.}$$

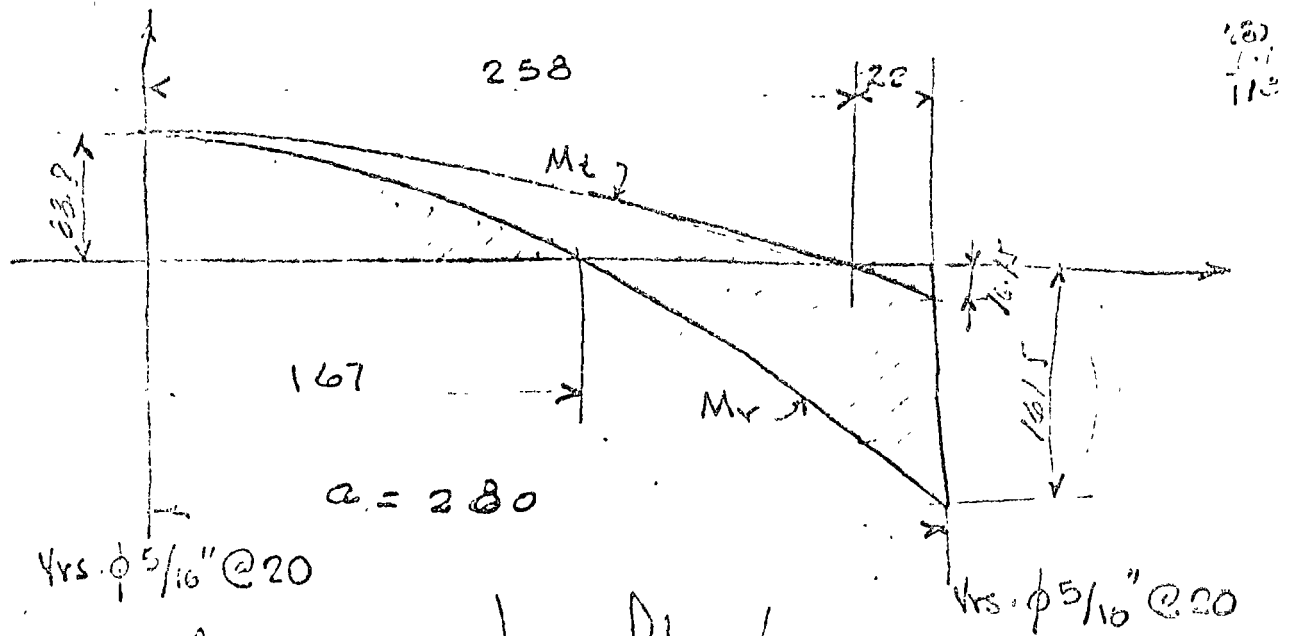
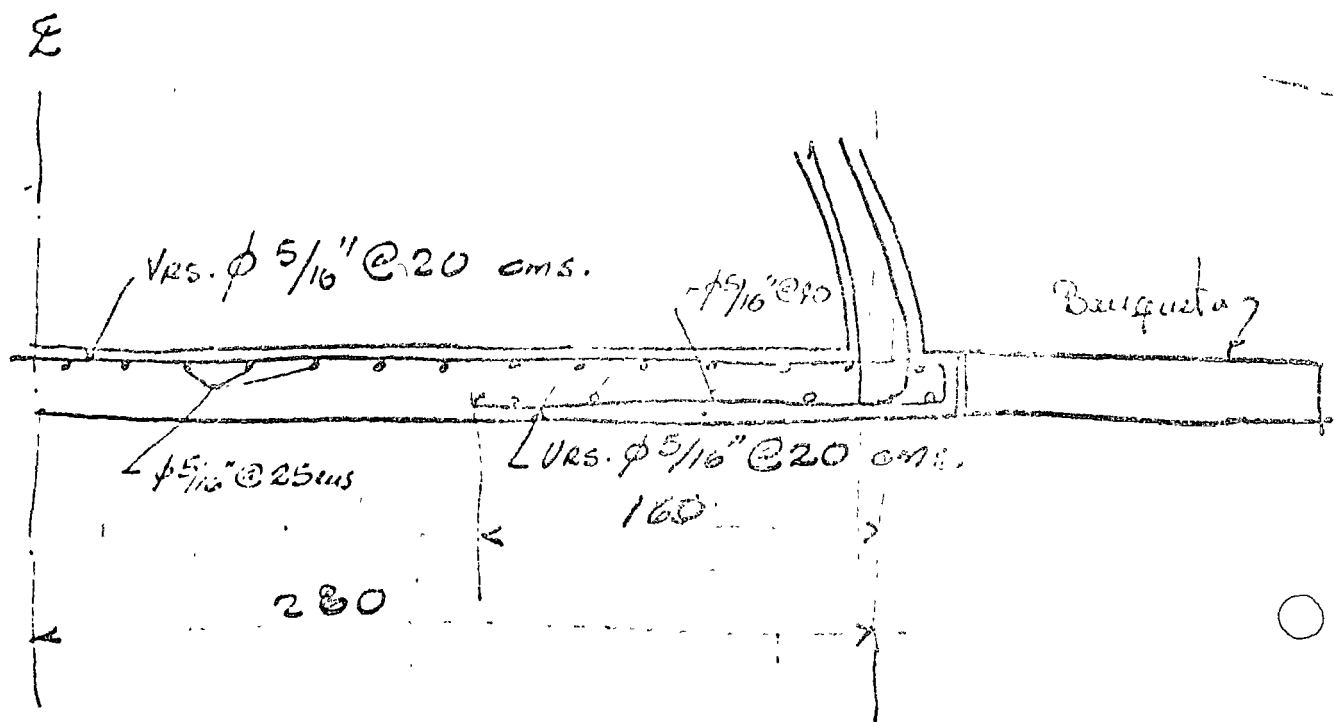


Diagrama de momentos flectores.



Acero de Refuerzo.

P. Ballesram

28

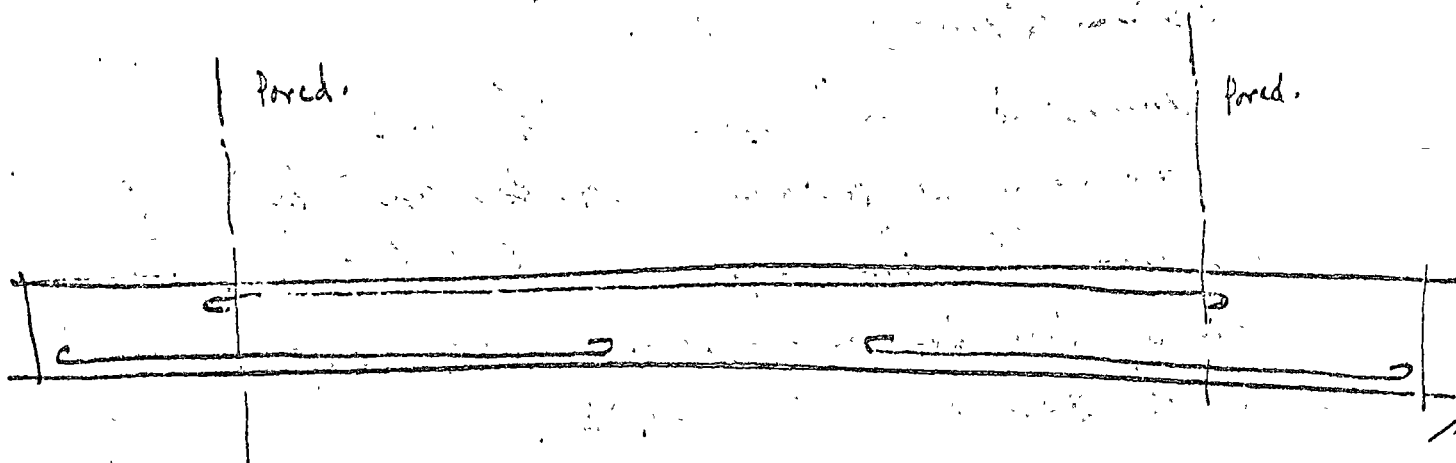
$$(A_{sr})_{r=0} = \frac{25\phi \times 10\phi}{2000 \times 0.85 \times \phi} = \frac{12.5}{5.10} = 2.46 \text{ m}^2/\text{m}$$

5 Vrs. $\phi 5/16''/\text{m}$ (ESPACIADAS @ 20 cms.)

$$A_s = \frac{20\%}{210} \times 12.5 = 1.19 \text{ m}^2/\text{m} \quad \phi 5/16'' \text{ @ } 20 \text{ cms.}$$

$$(A_{sr})_{r=a} = 2.46 \left(\frac{12.5}{250} \right) = 1.23 \text{ m}^2/\text{m}$$

3 Vrs. $\phi 5/16''/\text{m}$ (Espaciadas @ 33 cms)



2ª CONDICION:

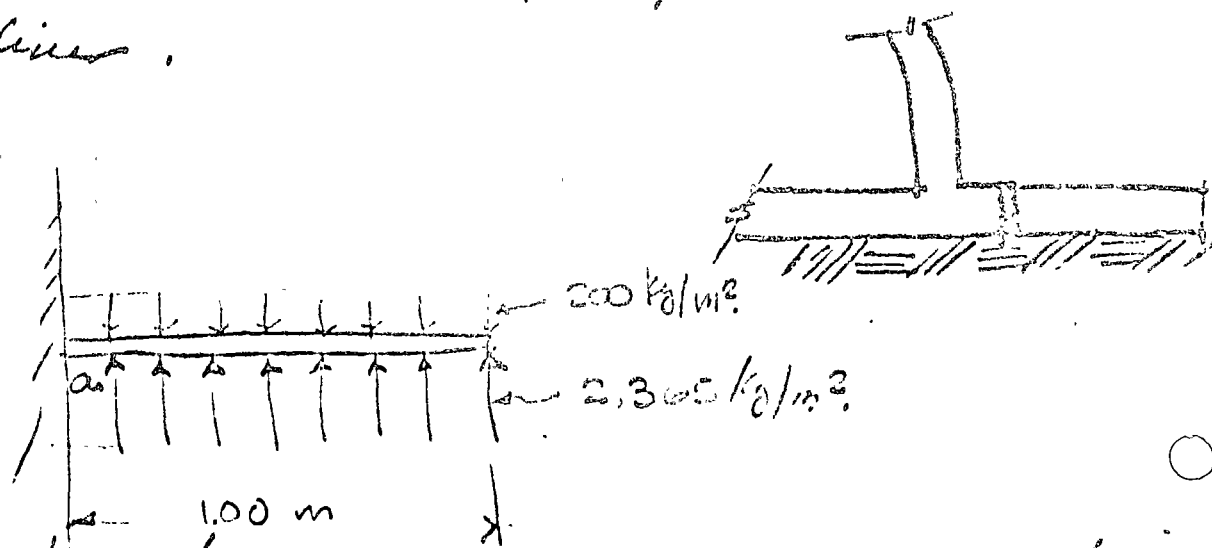
TANQUE LLENO.

P. Ballastern

Tomando una altura promedio de 2.00 m.

Tenemos que el agua ejerce una presión sobre el terreno de 2000 kg/m^2 los cuales sumados de los efectos de forma propia de las losas y de las bombas nos dan una total de $2,365 \text{ kg/m}^2$.

Esta condición no nos afecta en las partes de las losas que quedan cargadas con agua (inferior del tanque) pues los efectos se anulan debido a una presión de contacto sobre el terreno de $0,1236 \text{ kg/cm}^2$ que es mínima. Solo consideramos entonces el presinctor que las losas que quedan en contacto.



Para lograr esta condición se hara una junta en la base del colado.

P. Balasano 25

$$M_{Max} = M_a = \frac{2365 \times 1.0^2}{2} - \frac{200 \times 1.0^2}{2}$$

$$= \frac{2265 \times 1}{2} = 1,133 \text{ kg-m.}$$

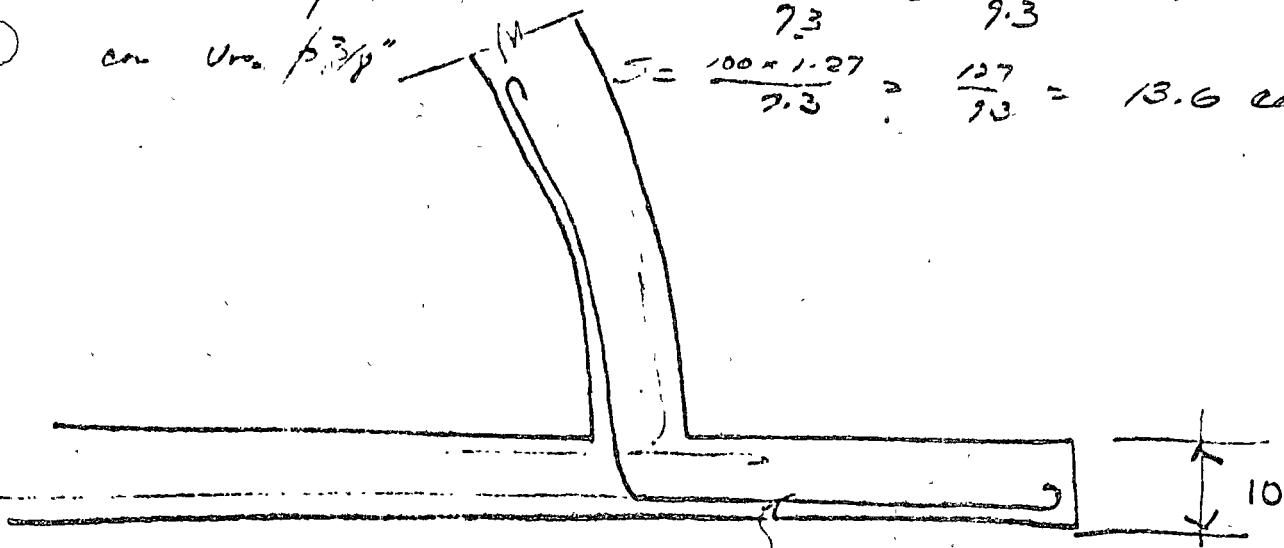
$$C = \sqrt{\frac{1133 \times 100}{1.4 \times 100}} = \sqrt{81} = 9 \text{ ans.}$$

$$A_s = \frac{113.3 \times 100}{1800 \times 0.85 \times 8} = \frac{113.3}{12.2} = 9.3 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Con Vrs. $\phi 5/10$ " $S = \frac{100 \times 0.49}{9.3} = \frac{49}{9.3} = 5.3 \text{ ans. } \times$

con Vrs $\phi 3/8$ " $S = \frac{100 \times 0.71}{9.3} = \frac{71}{9.3} = 8.0 \text{ ans. } \checkmark$

con Vrs. $\phi 3/8$ " $S = \frac{100 \times 1.27}{9.3} = \frac{127}{9.3} = 13.6 \text{ ans. } \checkmark$

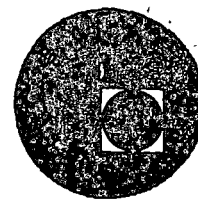


Vrs. $\phi 3/8$ " @ 8 ans.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA LA NUEVA
PLANTA DE TANG DE GENERAL FOODS DE MÉXICO
UBICADA EN SANTA CLARA ESTADO DE MÉXICO

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO
NOVIEMBRE DE 1976.

STANDARD HORIZONTALS OF CIRCLES
STANDARD HORIZONTALS OF CIRCLES
STANDARD HORIZONTALS OF CIRCLES

STANDARD HORIZONTALS OF CIRCLES

STANDARD HORIZONTALS OF CIRCLES

STANDARD HORIZONTALS OF CIRCLES

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X,

CONTENIDO

	pág.
1. ANTECEDENTES.	2
2. TRABAJOS DE CAMPO.	2
3. PRUEBAS DE LABORATORIO.	2
4. ESTATIGRAFIA Y PROPIEDADES.	3
5. CAPACIDAD DE CARGA DEL SUBSUELO.	4
6. CIMENTACION DEL EDIFICIO DE PROCESO.	5
6.1 Descarga debida a la excavacion.	6
6.2 Esfuerzo neto en $D_f = 2.5$ m.	6
7. CIMENTACION EN EDIFICIO DEL ALMACEN DE PROCESO.	6
8. ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION.	7
8.1 Asentamientos bajo el punto a y b	8
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	9

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-00-12

X,

1. ANTECEDENTES.

GENERAL FOODS DE MEXICO, S. A., solicitó a BALLESTEROS, S. A., el estudio de Mecánica de Suelos y selección del tipo de cimentación para la ampliación de su nueva planta de Tang, en Santa Clara, Ecatepec, Estado de México. Para lo cual proporcionó la ubicación de la area de ampliación (Fig. 2), y las cargas sobre columnas (Fig. 1).

2. TRABAJOS DE CAMPO

Se efectuaron tres sondeos mixtos SM-1, SM-2 y SM-3, cuya localización en planta se indica en la Fig. 2, llevándose a profundidades de 20, 35.40, y 20.00 metros respectivamente, y se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas. El muestreo inalterado se efectuó mediante tubos de pared delgada tipo "Shelby" en los estratos compresibles, y barril doble giratorio tipo "Denison" en los suelos muy compactos. Las muestras alteradas se obtuvieron mediante el método de penetración estándar (Ref. 1, Pag. 295-314), todas las muestras obtenidas se trasladaron al laboratorio para realizar las pruebas necesarias.

3. PRUEBAS DE LABORATORIO

A todas las muestras se les efectuaron pruebas de clasificación al tacto en estado húmedo y seco, y de contenido natural de agua w. También en muestras representativas de cada es -

X,

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros³ consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X,

trato se efectuaron pruebas complementarias de clasificación: límite líquido w_L y límite plástico w_p , con el objeto de reclasificar al suelo de acuerdo al sistema unificado de clasificación (SUCS), (Ref. 1, Pag. 36-45). Los resultados, se muestran en las Figuras 3, 4 y 5.

En las muestras inalteradas se efectuaron pruebas de: Compresión simple, con el objeto de conocer la resistencia al esfuerzo cortante. Gravedad específica de los sólidos, para estimar el peso propio del subsuelo p_0 , y la relación inicial de vacíos e_0 . Consolidación para estimar los asentamientos a largo plazo. Los resultados de consolidación se muestran en las Figuras 6, 7, 8.

4. ESTATIGRAFIA Y PROPIEDADES

Del nivel actual del terreno hasta una profundidad de 0.6 m. se encontró un relleno compuesto de arcilla limosa con raí - ces. De 0.6 m a 2.50 m se encontró una arcilla de alta plas - ticidad. De 2.50 m a 3.60 m se encontró un estrato de arena arcillosa, poco compacto. De 3.60 a 15.40 m se encontró una arcilla extra sensitiva de un peso de los sólidos $\gamma_s = 2.2 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3}$ y una relación de vacíos e_0 lo cual varía de 7.41 m a 2.55. De 15.40 m a 16.60 m se encuentra un estrato de arena limosa muy compacta con una resistencia a la penetración estándar ma - yor de 30 golpes por pie. De 16.60 m a 17.20 m se encontró -

X,

JALILESTEROS, S. A.

ingenieros-consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-06-12

X.

una arcilla sensitiva con una gravedad especifica de 2.37 y una relación de vacíos de 2.63. De 17.20 m a 22.10 m se encontró una arena limosa muy compacta con una resistencia a la penetración estándar mayor de 30 golpes por pié. De 22.10 m a 24.0 continua una arcilla arenosa de una resistencia a la penetración estándar de 2 golpes por pié. De 24.00 m a 24.80 m se localizó un estrato de arena poco compacto. De 24.80 m a 25.90 m, continua la arcilla anterior. De 25.90 m a 26.50 m se localizó un estrato de arena arcillosa muy compácto con una resistencia a la penetración estándar de 99 golpes por pié. De 26.50 m a 30.50 m se encontró una arcilla similar a la anterior, y de 30.50 m a 35.50 m se localizó un estrato de arena limosa y limo arenoso muy compacto con gran resistencia a la penetración estándar. Los resultados se muestran en Figs. 3,4,5 y 12.

Los niveles freáticos en los sondeos 1, 2 y 3, se localizaron a profundidades de 2.90, 2.55 y 2.70 respectivamente.

5. CAPACIDAD DE CARGA DEL SUBSUELO.

La carga de falla del subsuelo viene dada por (Ref. 1 Pag. 223)

$$q_{ds} = 1.2 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (5.1)$$

donde:

q_{ds} = carga de falla del subsuelo en ton/m²

X.

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros⁻⁵⁻ consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 529-88-12

X,

c = cohesión del subsuelo en ton/m^2

D_f = Profundidad de desplante en metros

B = Ancho de la cimentación en metros

N_c , N_q y N_γ ; son factores de capacidad de carga.

De las pruebas de laboratorio se tiene:

$$c = \frac{q_u}{2} = \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = \frac{e_0 \gamma_w + \gamma_s}{e_0} = \frac{7.41 + 2.2}{7.41} = 1.30 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad (5.2)$$

$$D_f = 2.5 \text{ m (De Fig. 4).}$$

Para $\phi = 0$ se obtiene, $N_c = 5.14$, $N_q = 1$, y $N_\gamma = 0$

Substituyendo (5.2) en (5.1) se obtiene

$$q_{ds} = 1.2(1.25)(5.14) + 1.3(2.5)(1) = 10.96 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (5.3)$$

La carga de trabajo para un factor de seguridad de 3 será

$$q_w = \frac{q_{ds}}{3} = \frac{10.96}{3} = 3.65 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (5.4)$$

6. CIMENTACION DEL EDIFICIO DE PROCESO.

Para este edificio se ha seleccionado una cimentación por superficie a base de cajones de cimentación como se indica en la Fig. 9.

X,

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X,

6.1. Descarga debida a la excavación.

$$\gamma D_f = 1.3 \times 2.5 = 3.26 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (6.1.1)$$

6.2. Esfuerzo neto en $D_f = 2.5 \text{ m.}$

Peso de losa de cimentación:

$$6.67 \times 6.0 \times .2 \times 2.4 = 19.21 \text{ ton}$$

Peso losa de piso:

$$6.67 \times 6.0 \times .15 \times 2.4 = 14.41 \text{ ton}$$

Sobre carga en losa de piso:

$$6.67 \times 6.0 \times 0.4 = 16.01 \text{ ton}$$

Peso de diafrágmata:

$$0.30 \times 3.00 \times 11.97 \times 2.4 = \frac{25.86 \text{ ton}}{75.49 \text{ ton}}$$

Carga sobre columna:

$$\begin{array}{rcl} \text{Carga Total} & = & \frac{151.00 \text{ ton}}{226.49 \text{ ton}} \end{array}$$

$$\text{Esfuerzo total} = \frac{226.49}{6 \times 6.67} = 5.66 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (6.2.1)$$

$$\text{Esfuerzo Neto} = 5.66 - 3.26 = 2.40 \text{ ton/m}^2 \quad (6.2.2)$$

7. CIMENTACION EN EDIFICIO DE ALMACEN DE PROCESO

Seleccionando zapatas de $3.00 \times 3.00 \text{ m}$ con un espesor de 0.5 m (Fig. 10) se tiene el siguiente esfuerzo neto sobre la cimentación:

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X,

Peso de la zapata:

$$3.00 \times 3.00 \times 0.5 \times 2.4 = 10.80 \text{ ton}$$

Peso del pedestal:

$$0.4 \times 0.4 \times 2.00 \times 2.4 = 0.77 \text{ ton}$$

Peso del relleno:

$$0.20 \times 2.6^2 \times 1.6 = 2.16 \text{ ton}$$

Peso del Piso:

$$0.15 \times 2.6^2 \times 2.4 = \frac{2.43 \text{ ton}}{16.16 \text{ ton}}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{Carga de la columna} & = & 17.00 \text{ ton} \\ \text{Carga Total} & = & 33.16 \text{ ton} \end{array}$$

$$\text{Esfuerzo total} = \frac{33.16}{3.0 \times 3.0} = 3.68 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Esfuerzo Neto} = 3.68 - 3.26 = 0.42 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (7.1)$$

8. ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION.

En el almacén de proceso, las zapatas centrales quedan prácticamente compensadas, lo cual se observa de 7.1, y considerando que, las zapatas laterales cargan 7 toneladas menos, - estas quedarán totalmente compensadas. Por lo tanto solo - estimaremos los asentamientos del edificio de proceso. En la Fig. 11 se muestra la variación con la profundidad del peso propio del terreno p_0 , y los incrementos de esfuerzo debido al incremento neto de presión $\Delta p = 2.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$, bajo los puntos a y c, y en la Fig. 14 se muestran los coeficientes - de influencia para el cálculo de los esfuerzos así como sus -

X,

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros-consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 532-88-12

X,

valores en función de la profundidad.

El asentamiento S para arcillas normalmente cargadas viene dado por (Ref. 1 Pag. 72).

$$S = H \frac{C_c}{1+e_0} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta \sigma_z}{p_0} \quad (8.1)$$

donde:

S = Asentamiento del estrato de arcilla

H = Espesor del estrato

C_c = Índice de compresión

e_0 = Relación inicial de vacíos

p_0 = Presión de peso propio del terreno

$\Delta \sigma_z$ = Incremento de presión debida al incremento de carga sobre la cimentación

8.1. Asentamientos bajo el punto a y b

De las Figuras 11, 14 y de fórmula 8.1 se tiene lo siguiente para el punto a:

$$\Delta S_{1a} = 10 \frac{3.33}{1+4.33} \log_{10} \frac{15+2}{15} = 0.3396 \text{ m}$$

$$\Delta S_{2a} = 3.12 \frac{1.71}{1+2.63} \log_{10} \frac{15.35+1.36}{25.35} = 0.0334 \text{ m}$$

$$\Delta S_{3a} = 2.00 \frac{1.71}{1+2.19} \log_{10} \frac{24.01+1.00}{34.01} = 0.0135 \text{ m}$$

$$\Delta S_{4a} = 1.00 \frac{1.71}{1+2.20} \log_{10} \frac{37.76+0.89}{37.76} = 0.0054 \text{ m}$$

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros-consultores

O

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X,

$$\Delta S_{5a} = 4.00 \frac{1.98}{1+3.20} \log_{10} \frac{42.21+0.74}{42.21} \quad \Delta S_a = \frac{0.0142 \text{ m}}{0.41 \text{ m}} \quad (8.1.1)$$

Y para el punto c se tiene:

$$\Delta S_{1c} = 10 \frac{3.33}{1+4.33} \log_{10} \frac{15+0.57}{15} = 0.1010$$

$$\Delta S_{2c} = 3.12 \frac{1.17}{1+2.63} \log_{10} \frac{25.35+0.52}{25.35} = 0.0095$$

$$\Delta S_{3c} = 2.00 \frac{1.71}{1+2.19} \log_{10} \frac{34.01+0.46}{34.01} = 0.0063$$

$$\Delta S_{4c} = 1.00 \frac{1.71}{1+2.20} \log_{10} \frac{37.76+0.425}{37.76} = 0.0026$$

$$\Delta S_{5c} = 4.00 \frac{1.98}{1+3.20} \log_{10} \frac{42.21+0.39}{42.21} \quad \Delta S_c = \frac{0.0075}{0.13} \quad (8.1.2)$$

La cimentación por cajones del edificio de proceso presenta una rigidez infinita por lo tanto el asentamiento total tendrá un orden de magnitud aproximadamente igual al valor medio

$$S_T = \frac{\Delta S_a + \Delta S_c}{2} \quad (8.1.3)$$

Substituyendo (8.1.1) y (8.1.2) en (8.1.3) se obtiene

$$S_T = \frac{0.41+0.13}{2} = 0.27 \text{ m} \quad (8.1.4)$$

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

9.1. La profundidad de desplante de cimentación respecto a la superficie actual se recomienda de 2.5 m.

X,

BALLESTEROS, S. A.
- 10 -
INGENIEROS CONSULTORES

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-00-12

X,

- 9.2. El esfuerzo neto de trabajo para cimentar por superficie a una profundidad de 2.5 m con un factor de seguridad respecto a falla de 3, puede ser de 3.65 ton/m²
- 9.3. Se propone una cimentación a base de cajones de cimentación, - parcialmente compensada para el edificio de proceso, su esfuerzo neto a la profundidad de desplante, es del orden de 2.40 -- ton/m², sus dimensiones se indican en la Fig. 9. No es necesario usar pilotes de control, se puede dejar la preparación en los cajones para colocarse en el futuro en caso de ser necesario.
- 9.4. En el almacén de proceso se proponen zapatas cuadradas de 3.00 x 3.00 m, desplantadas a 2.5 m, estas prácticamente quedan totalmente compensadas, su esfuerzo neto oscila de cero a 0.42 ton/m².
- 9.5. Los asentamientos a largo plazo en el edificio de proceso serán menores o iguales a 27 cm. Los asentamientos diferenciales serán despreciables por la rigidez de la cimentación y la estructura. En el almacén de proceso serán nulos, su valor se registrará por el regional.
- 9.6. Sólo el almacén de proceso tendrá rellenos, se recomienda excavar 50 cm. para quitar la arcilla superficial con raíces, y rellenar con un limo arenoso compactado al 90% respecto a la prueba de compactación de Proctor, compactándose en capas de 20 cm, --

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 529-88-12

X,

hasta llegar a 20 cm arriba del nivel actual del terreno.

9.7. La losa de piso en almacén de proceso deberá llevar juntas de construcción impermeables con separaciones en ambas direcciones menores o iguales a 8.00 m, también en su intersección con el muro perimetral deberá llevar juntas de construcción. La unión entre los pedestales de columna deben ser dadas, que queden separadas del plano inferior de la losa, una distancia mayor o igual a 20 cm.

9.8 La estructura actual, el edificio de proceso, y el almacén de proceso deberán ser independientes, es decir tendrán juntas de construcción en cimentación y estructura.

BALLESTEROS, S.A.
Ingenieros Consultores.

10. Referencias

- 10.1 Terzaghi, Karl y Peck, Ralph B., "Soil Mechanics in Engineering Practice"; John Wiley & Sons, Inc. 2a. edición, 1967.
- 10.2 Meyerhof, G.G., "Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils", J. Soil Mechanics, ASCE, 82 SM 1, Paper 866, 1956, pp. 1-19.
- 10.3 Schmertman, John H., "The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay", Transactions, ASCE, Vol. 120, 1955, pp. 1201-1233.
- 10.4 Boussinesq, J., "Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques", Paris, Gauthier-Villars, 1885.
- 10.5 Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley.

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

LISTA DE FIGURAS

- Fig. 1 Cargas sobre columnas de cimentación
- Fig. 2 Croquis de localización de sondeos
- Fig. 3 Columna estratigráfica SM-1
- Fig. 4 Columna estratigráfica SM-2
- Fig. 5 Columna estratigráfica SM-3
- Fig. 6 Prueba de consolidación a 6 m. de profundidad en SM-2
- Fig. 7 Prueba de consolidación a 18 m. de profundidad en SM-2
- Fig. 8 Prueba de consolidación en SM-2 a 20 m. de profundidad
- Fig. 9 Croquis de cimentación del edificio de proceso a base de cajones de concreto reforzado
- Fig. 10 Croquis de cimentación a base de zapatas cuadradas en almacén de proceso
- Fig. 11 Esfuerzos verticales debidos a peso propio y sobre carga neta aplicada
- Fig. 12 Perfiles estatigráficos
- Fig. 13 Prueba Triaxial consolidada rápida a 32 m de profun-

X₂

BALLESTEROS, S. A

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-86-12

x_1

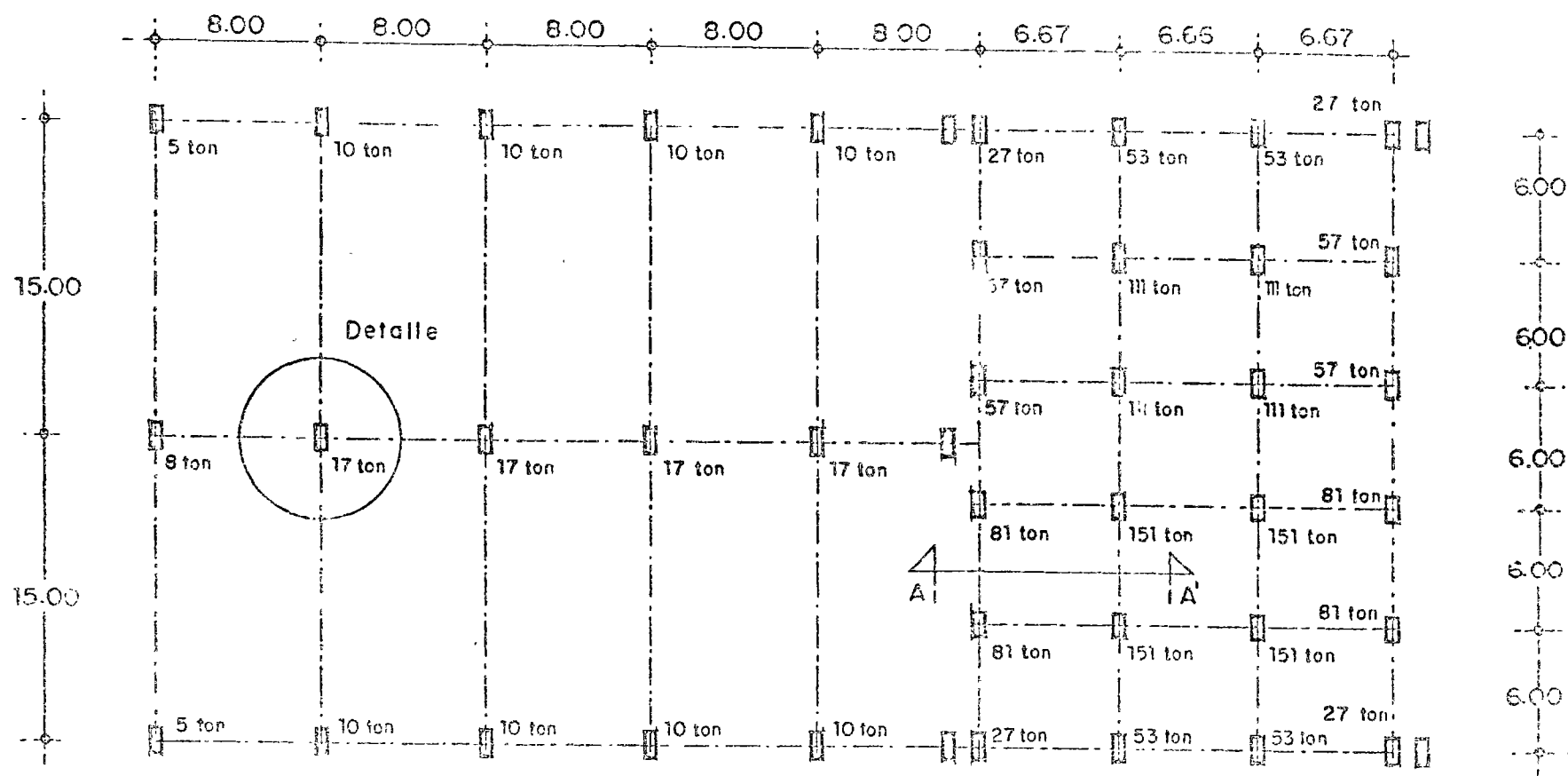
Fig. 14 Coeficientes de influencia para el cálculo
de incremento de esfuerzos verticales $\Delta\sigma_z$

Fig. 14a Condición analizada

Fig. 15 Curva de esfuerzo deformación.

x_2

V



ALMACEN PROCESO

EDIFICIO PROCESO

Ver corte en la Fig. 9
detalle en la Fig. 10

Nota : Cargas proporcionadas por MECSA .

BALLESTEROS, S. A.

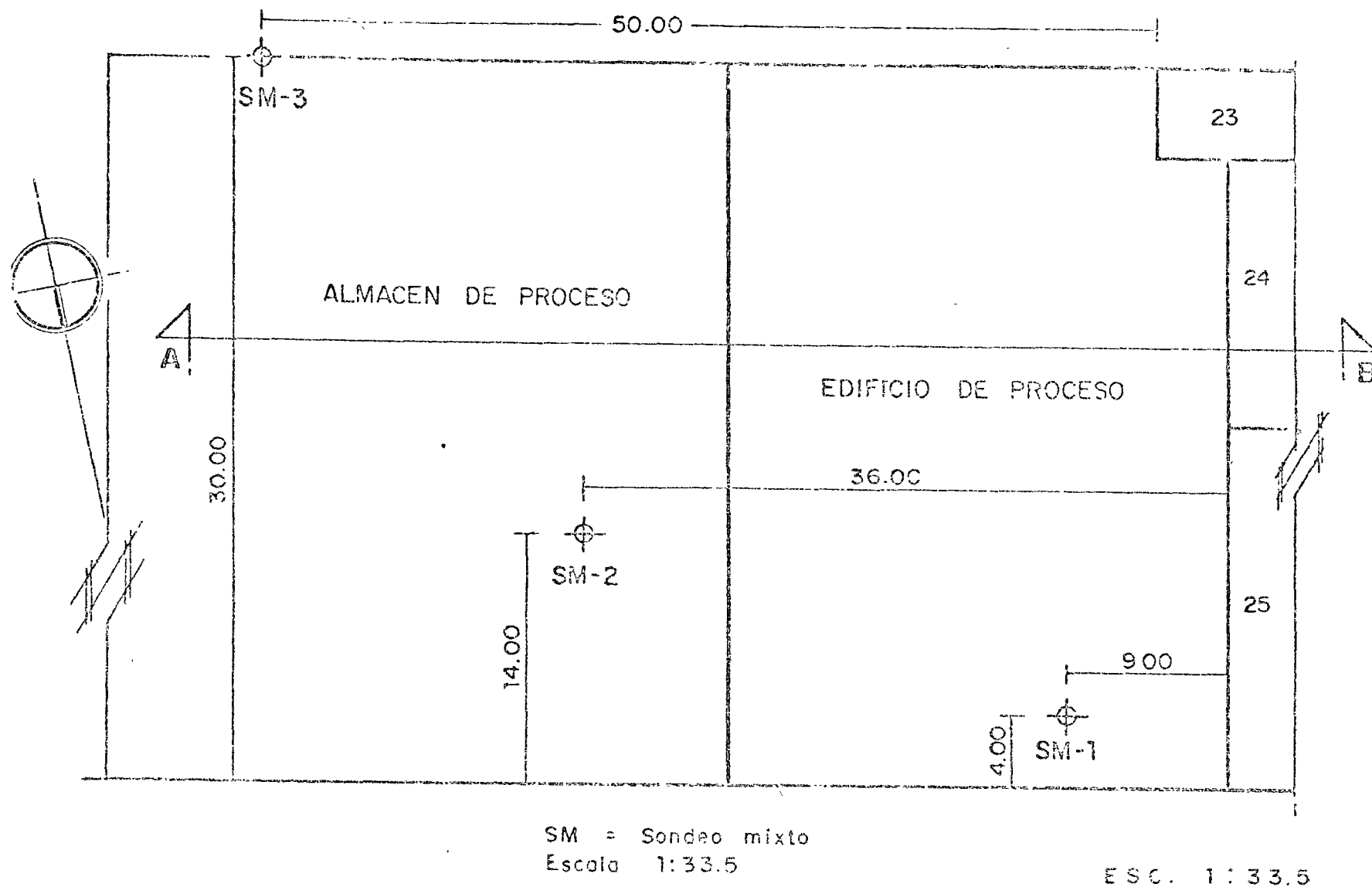
CARGAS SOBRE COLUMNAS

OBRA : GENERAL FOODS DE MEXICO S.A

Localización : STA. CLARA, ECAITE EC
EDO. DE MEXICO

ESC : 1 : 33.5

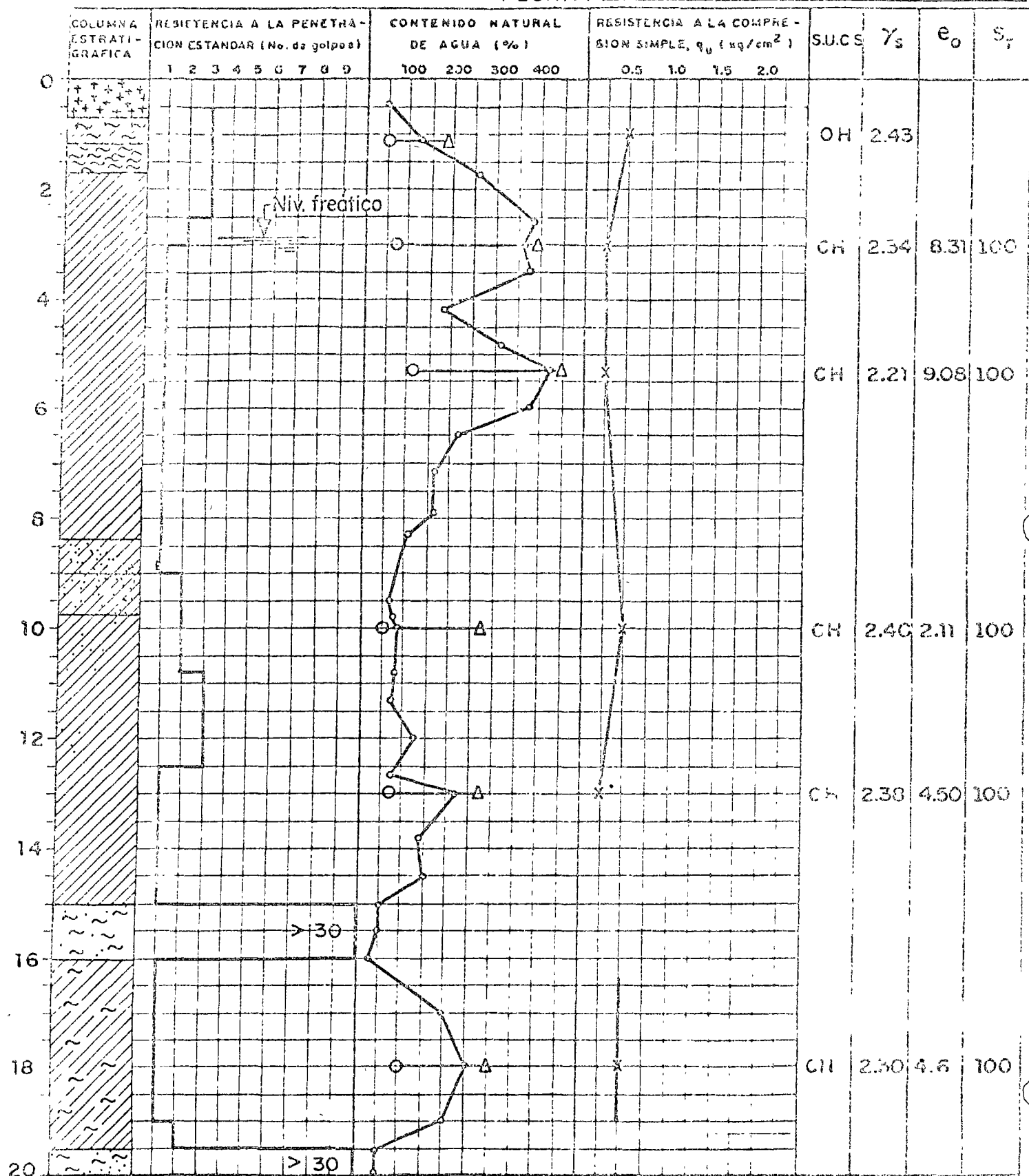
FIGURA No 1



CROQUIS DE LOCALIZACION DE SONDEOS

LOCALIZACION : STA. CLARA , ECATEPEC
 EDO. DE MEXICO
 TIPO DE SONDEO : MIXTO , M 1
 NIVEL DE AGUAS FREATICAS : 2.90 metros
 ELEVACION : 0.00
 FECHA : JULIO 6 DE 1976

INTEROR, S.A.
 CENTROS CONSULTORES
 Avenida 125-102 Mexico 13, D.F. Tel: 539-88-12



INTERCONSULTORES

Av. 125-102 Mexico 13, DF Tel: 539-89-12

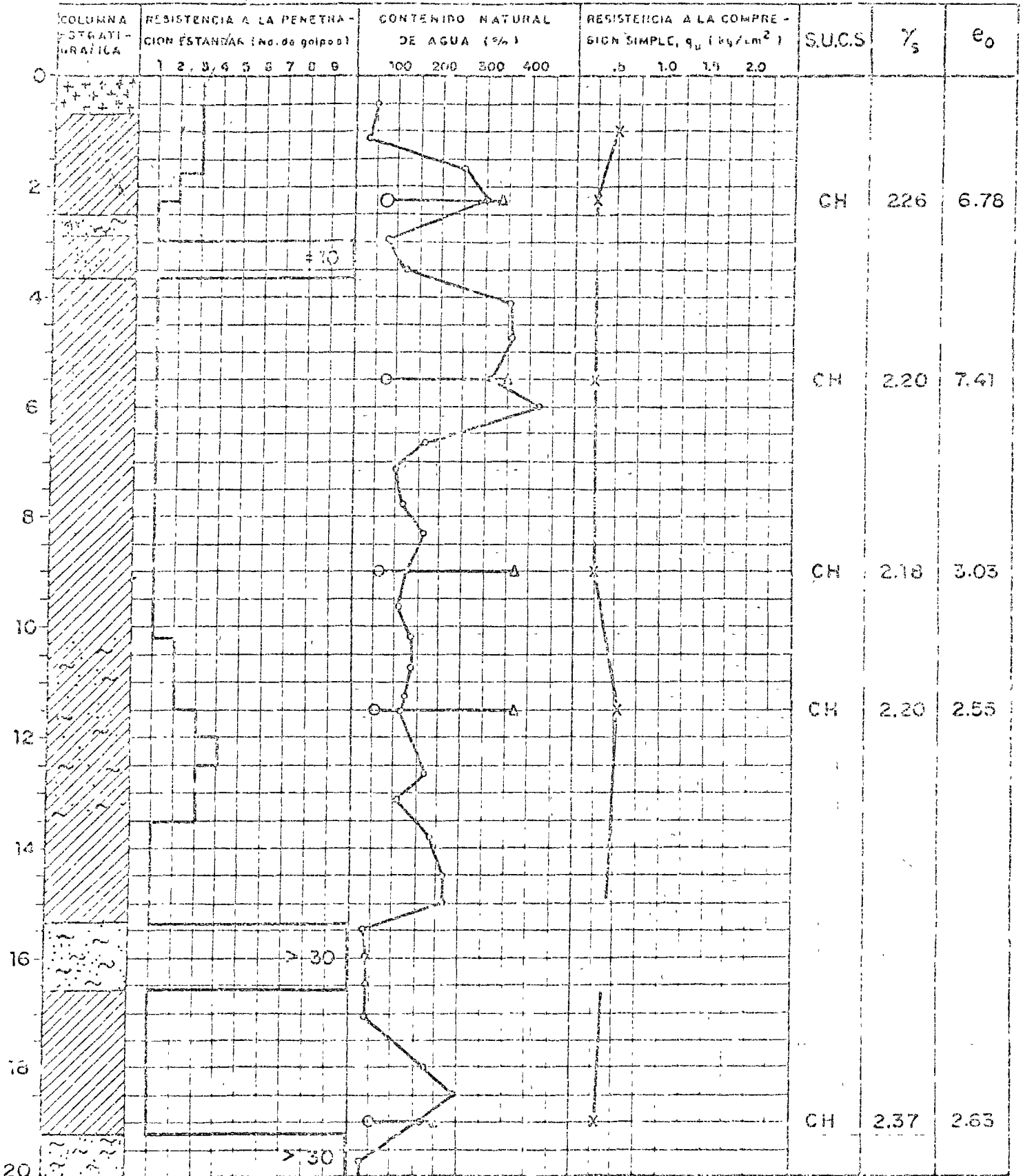
LOCALIZACION : STA. CLARA , ECATEPEC
EDO. DE MEXICO

TIPO DE SONDEO : MIXTO , M - 2

NIVEL DE AGUAS FREATICAS : 2.55 metros

ELEVACION : 0.00

FECHA : JULIO 5 DE 1976

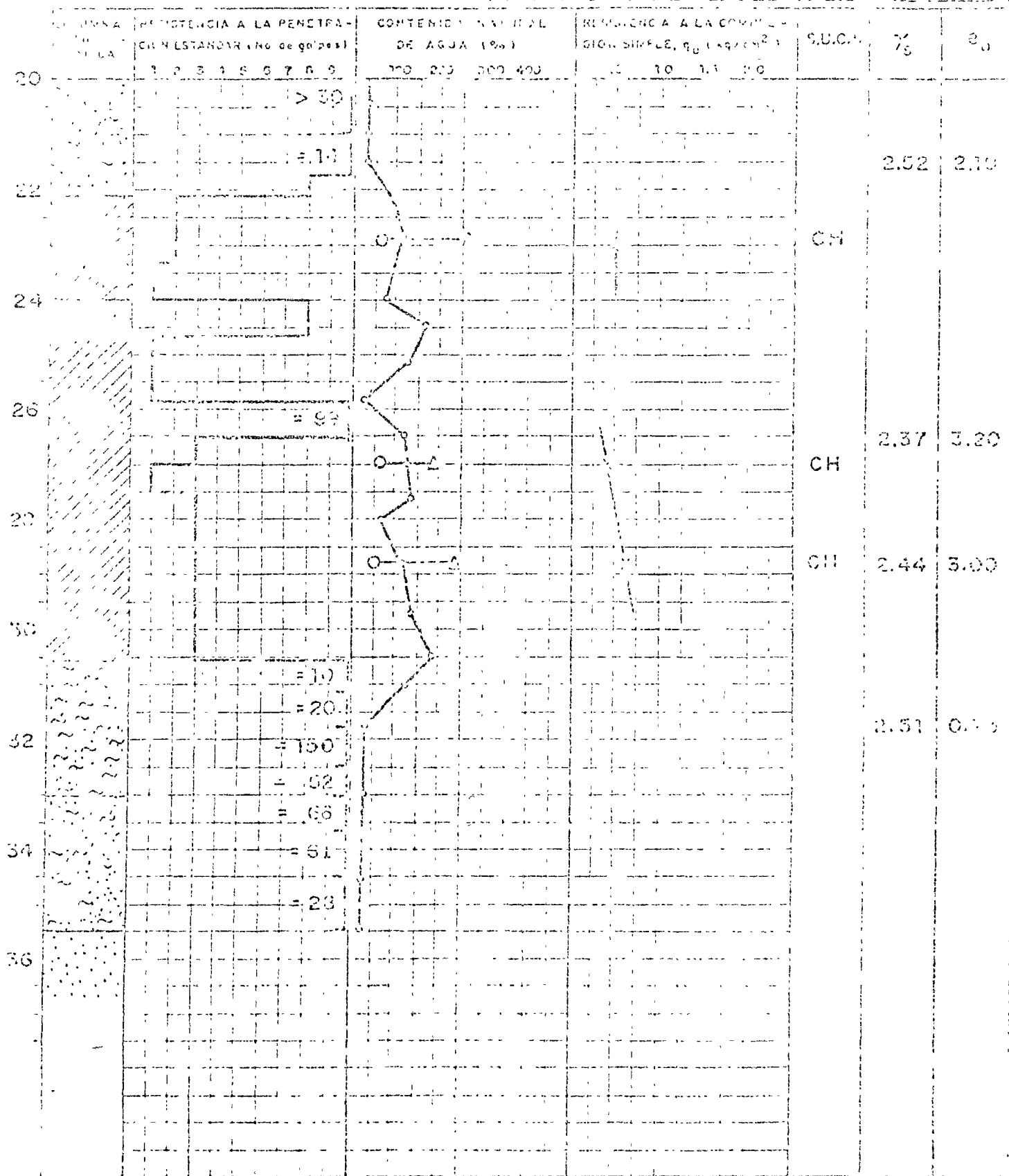


ω_p ω_L
 ω

CONSULTORES

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA

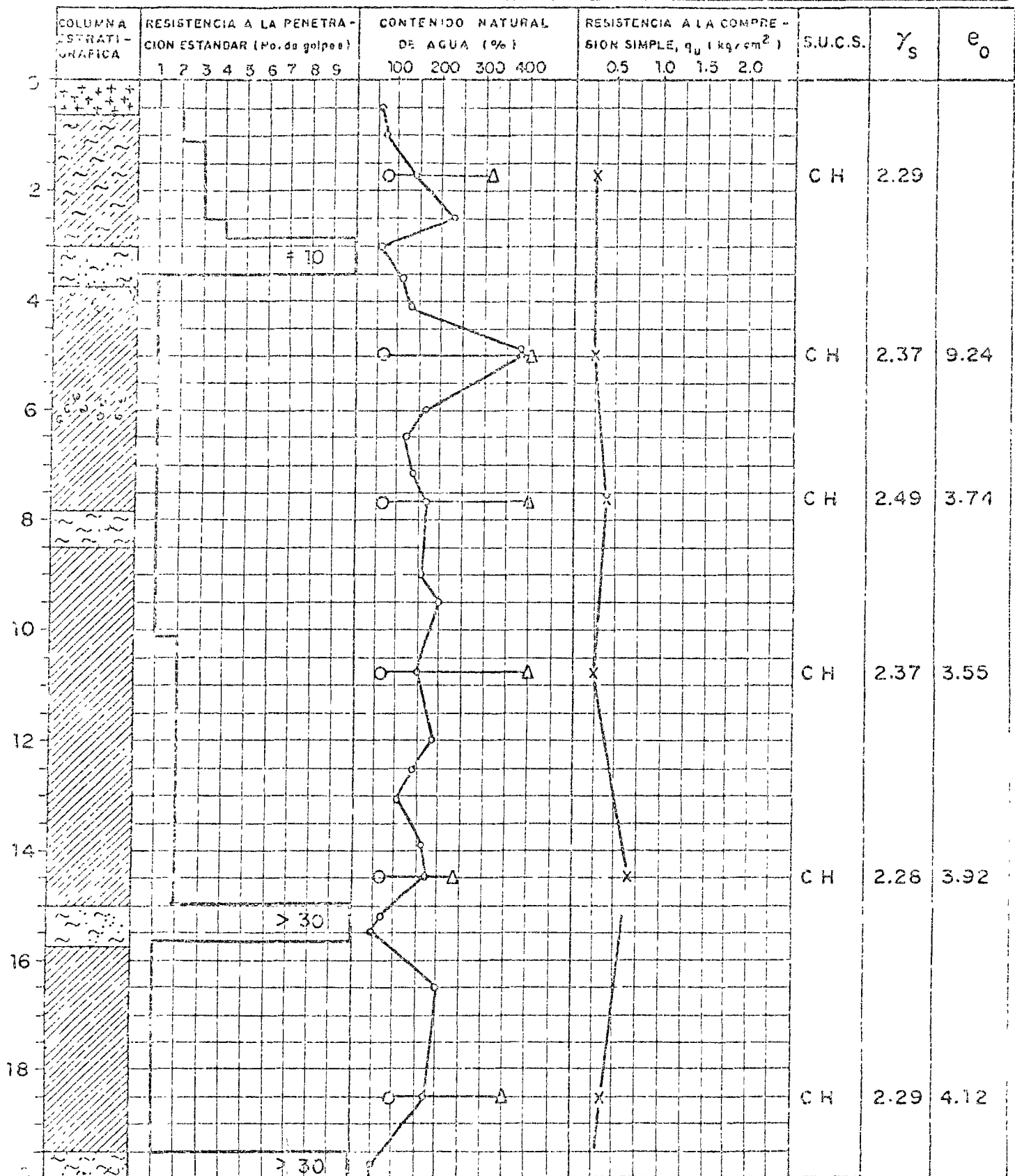
LOCALIZACIÓN: SECTOR 13, DE LOS 15 SECTORES DEL MUNICIPIO DE TOLUCA, ESTADO DE MEXICO.
 CANTON: TOLUCA
 ELEVACION: 2000 m.s.n.m.
 FECHA: JULIO 1976



INGENIEROS CONSULTORES

Ciudad de México 125-102 México 13, D.F. Tel: 539-88-12

OBRA: GENERAL FOODS DE MÉXICO, S.A.
 LOCALIZACIÓN: STA. CLARA ECATEPEC, EDO. DE MEXICO
 TIPO DE SONDEO: MIXTO, M-3
 NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS: 2.70 m
 ELEVACIÓN: 0.00
 FECHA: JULIO 6 DE 1976



Legend symbols: +, wavy lines, dots, triangles, diagonal lines, circles, and other patterns used in the stratigraphic column.

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra GENERAL FOODS Sondeo M2 Localización ECATEPEC EDO MEX

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	ω_0 (%)	e_0	S_r (%)	p_0 (kg/cm ²)
	S1	6.00 m	199	4.33	100%	1.00

K = curva de campo

KL = curva de laboratorio

Kr = curva remoldada

p_0 = Esfuerzo de preconsolidación

C_c = Índice de compresibilidad (333)

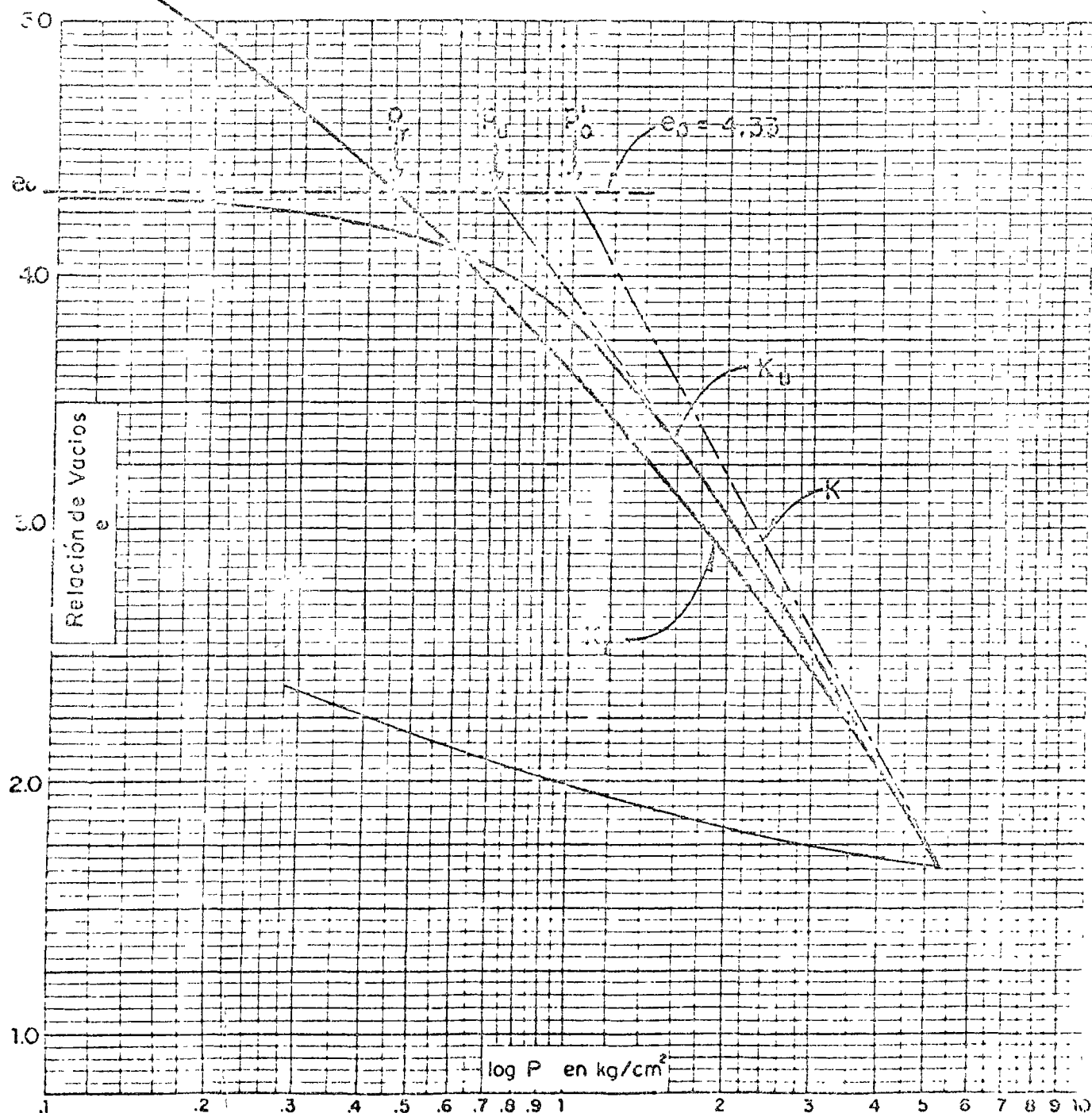


FIGURA No 6

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Nombre GENERAL FOODS Sondeo M2 Localización ECATEPEC EDO. MEX

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	ω_0 (%)	e	S_r (%)	p_0 (kg/cm ²)
	S2	18.00 m	100	2.63	100%	100

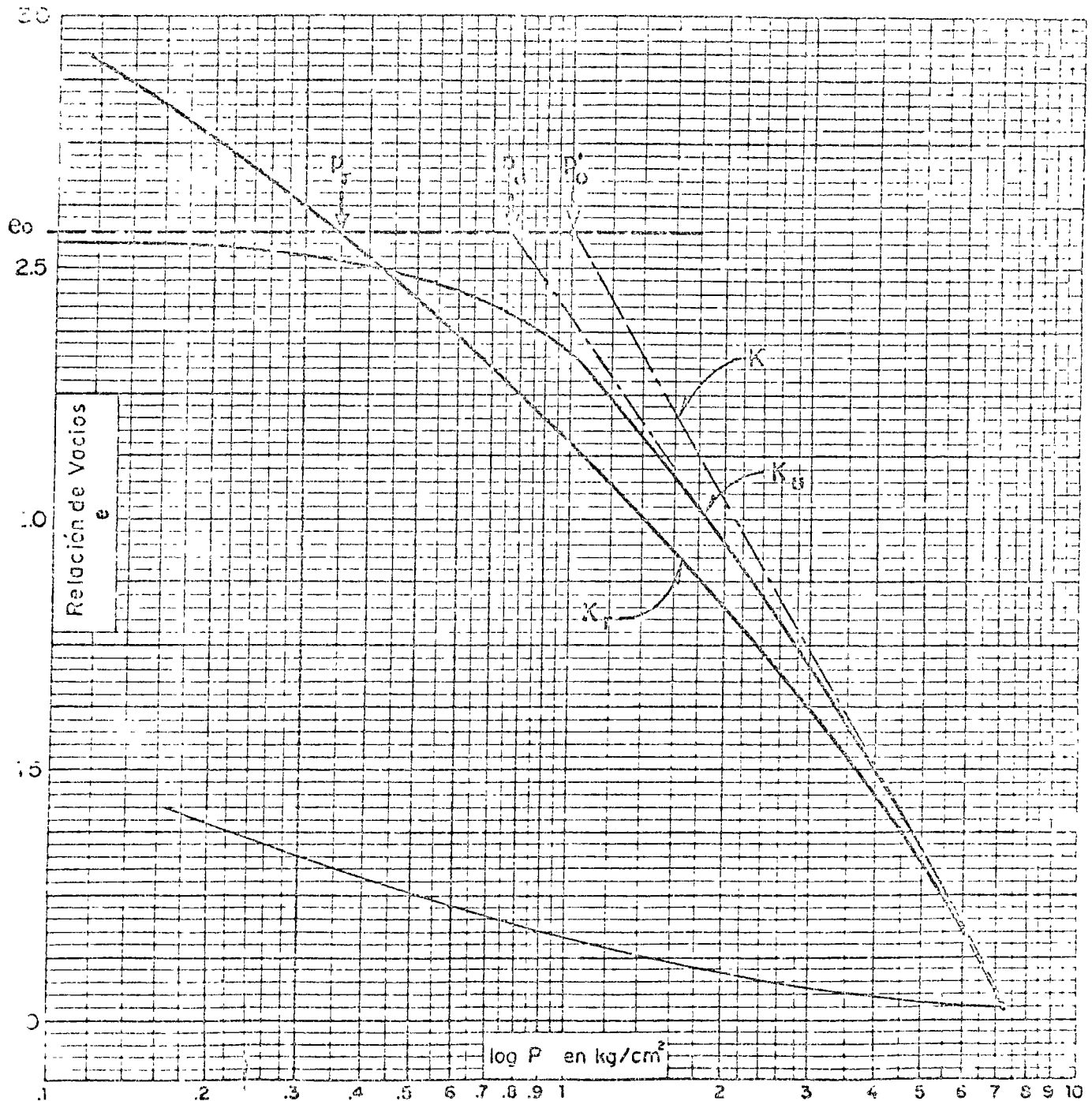
K = curva de campo

Ku = curva de laboratorio

Kr = curva remodelada

p_0 = Esfuerzo de preconsolidación

C_c = Índice de compresibilidad (1.71)



PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra GENERAL FOODS Sondeo M2 Localización ECATEPEC EDO. MEX.

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	ω_0 (%)	e	Sr (%)	p_0 (kg/cm ²)
	S3	28.00m	135	3.20	100%	1.00

K = curva de campo

Ku = curva de laboratorio

Kr = curva remodelada

p_0 = Esfuerzo de preconsolidación

C_c = Indice de compresibilidad (1.98)

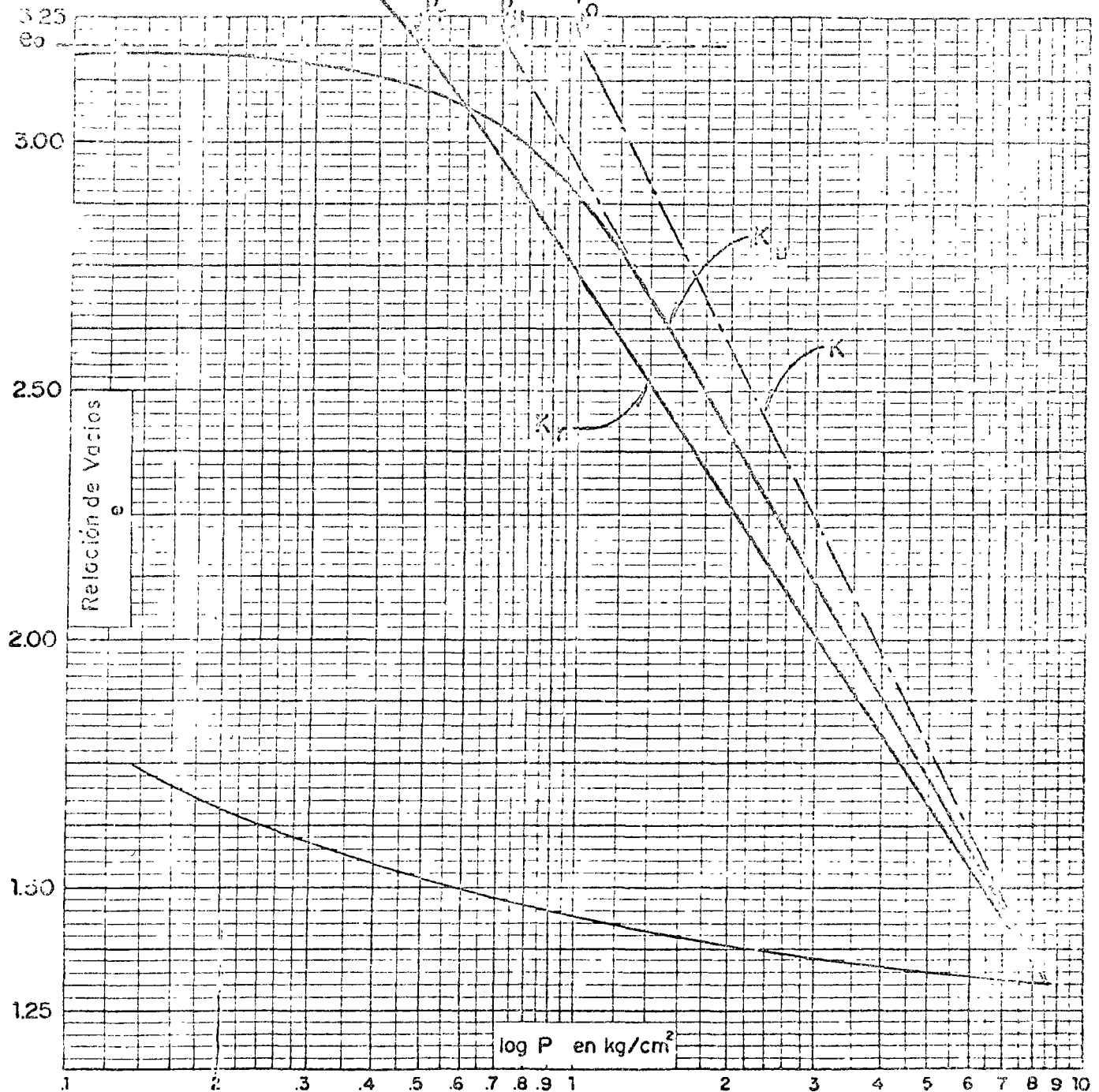
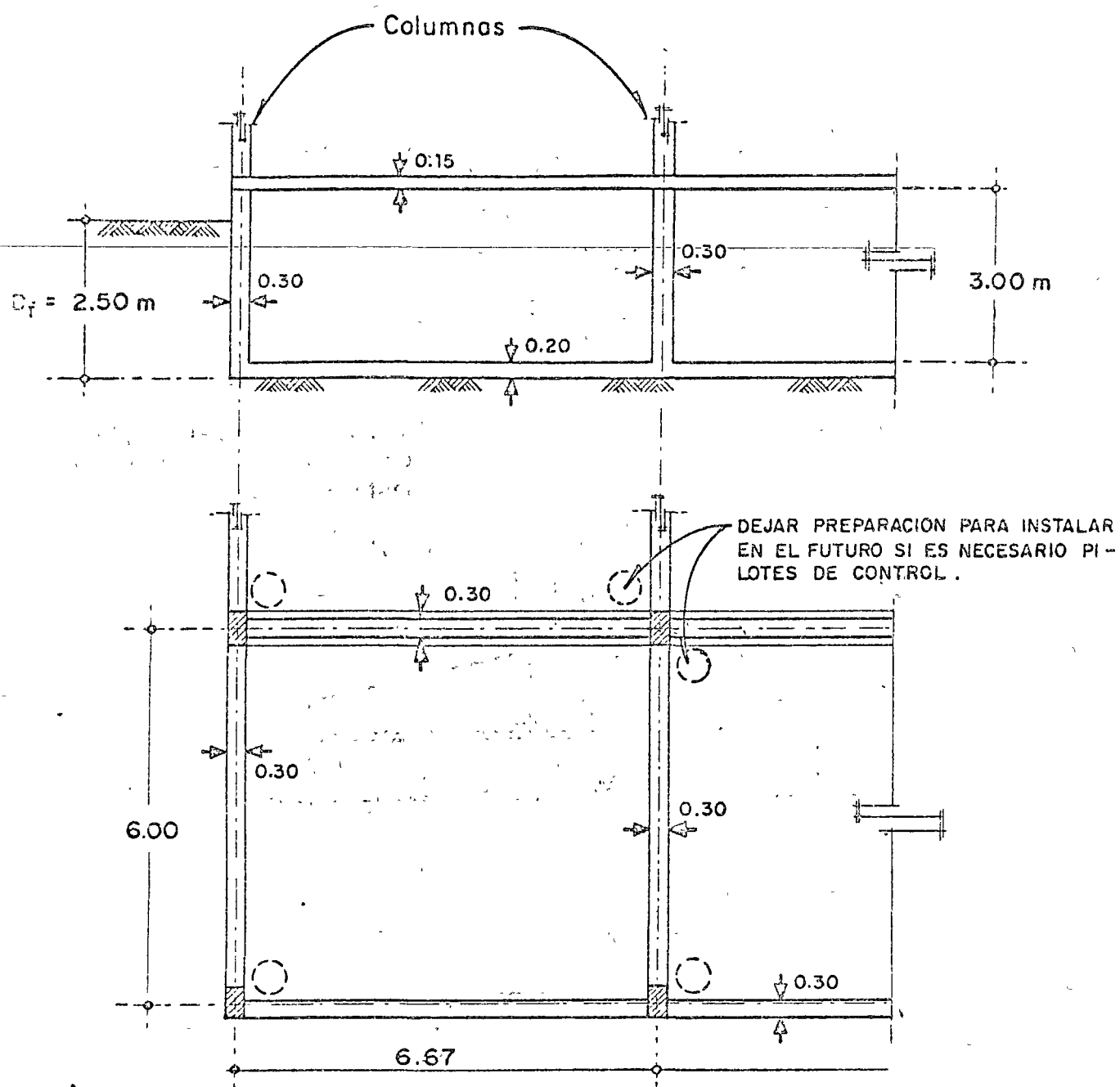


FIGURA No 8

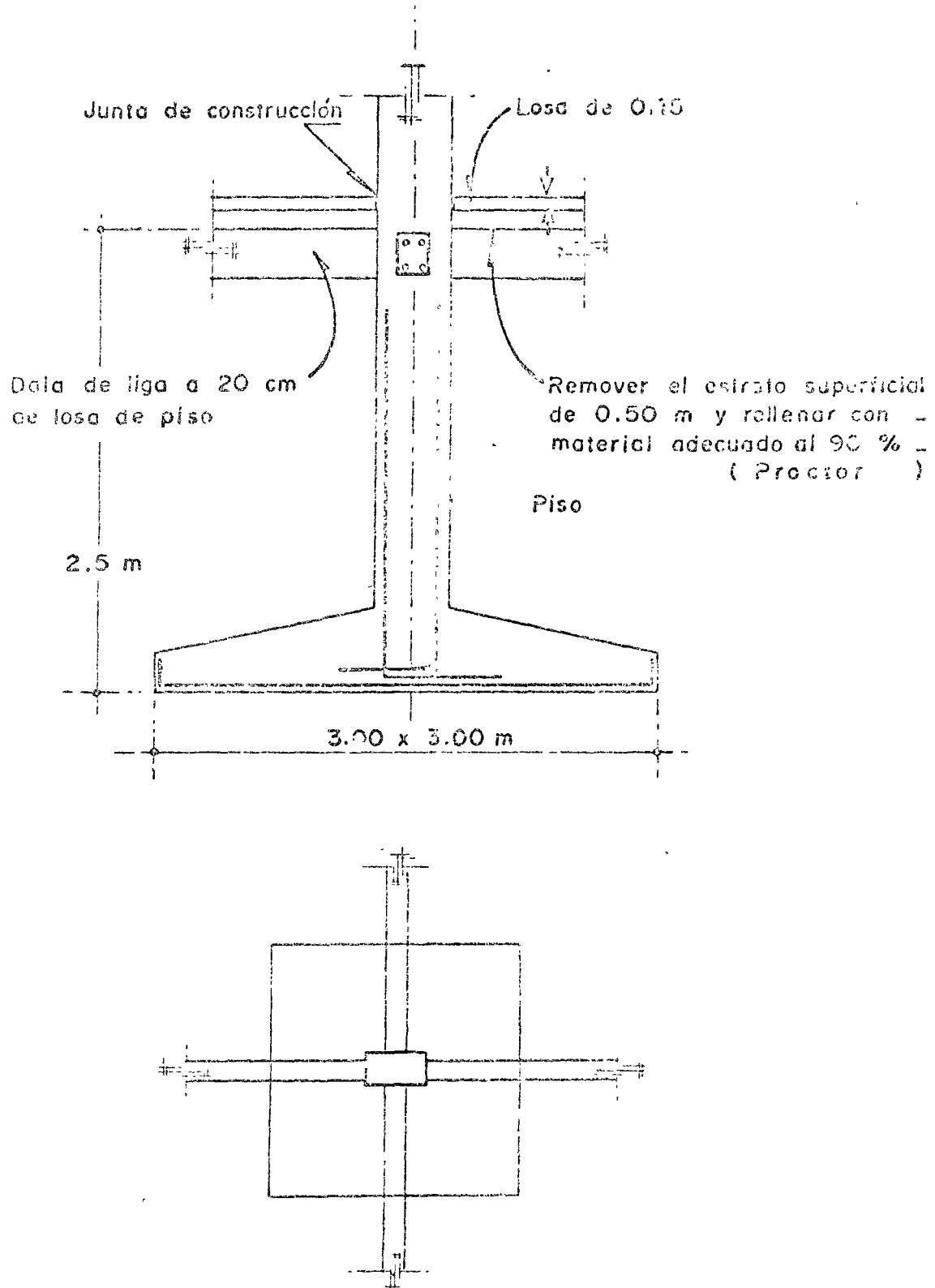


P L A N T A

Acotaciones en m.

CROQUIS : De cimentación parcialmente compensada en Edificio de proceso a base de cajones de concreto reforzado.

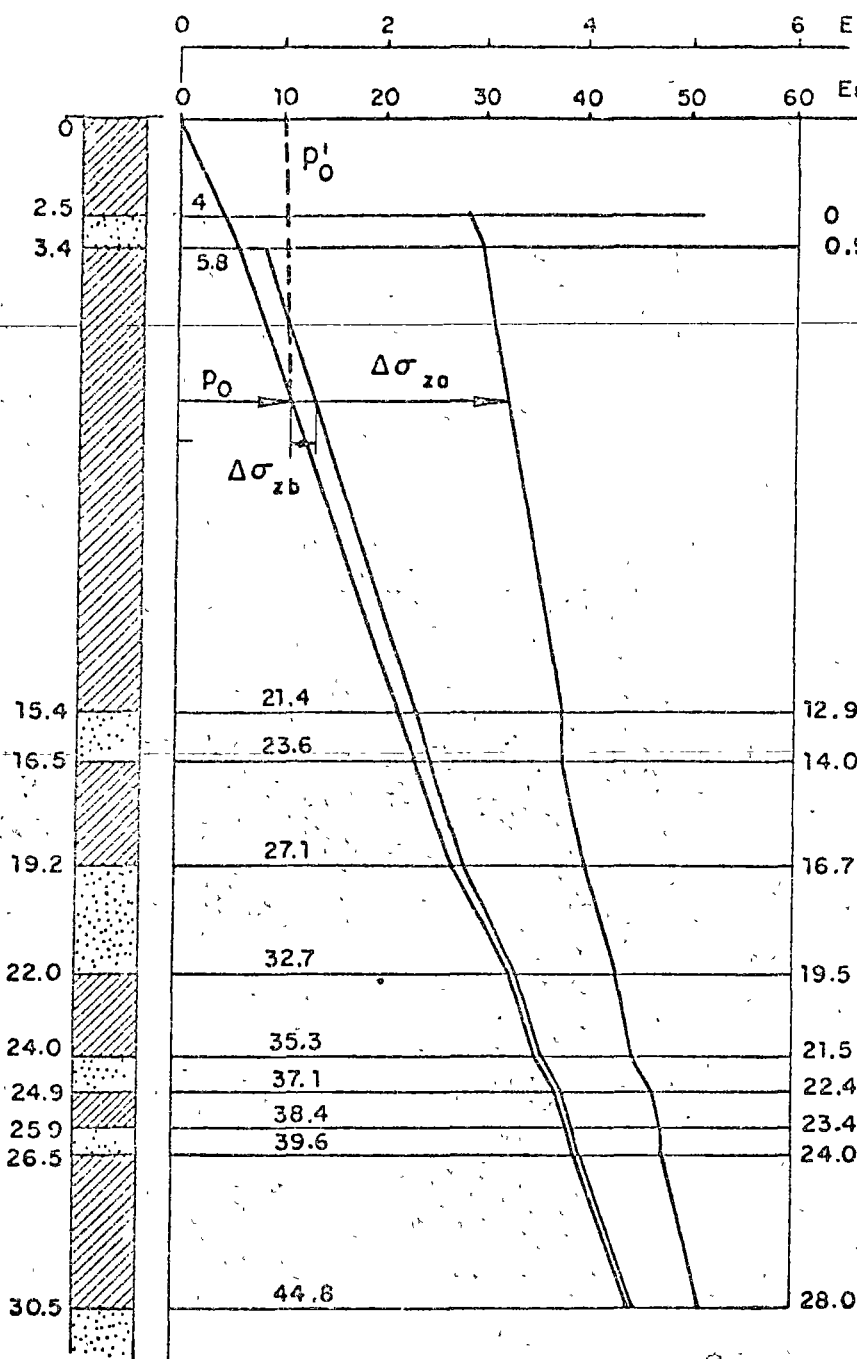
Escala 1 : 100



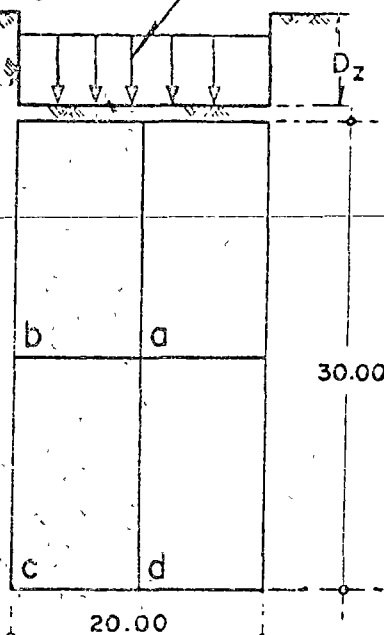
CROQUIS de cimentación a base de zapatas cuadradas en Almacén de proceso

NIVELES
PROFUNDIDAD DEL TERRENO

H1
H2
H3
H4
H5



NIV. PROF. DE DESPLANTE

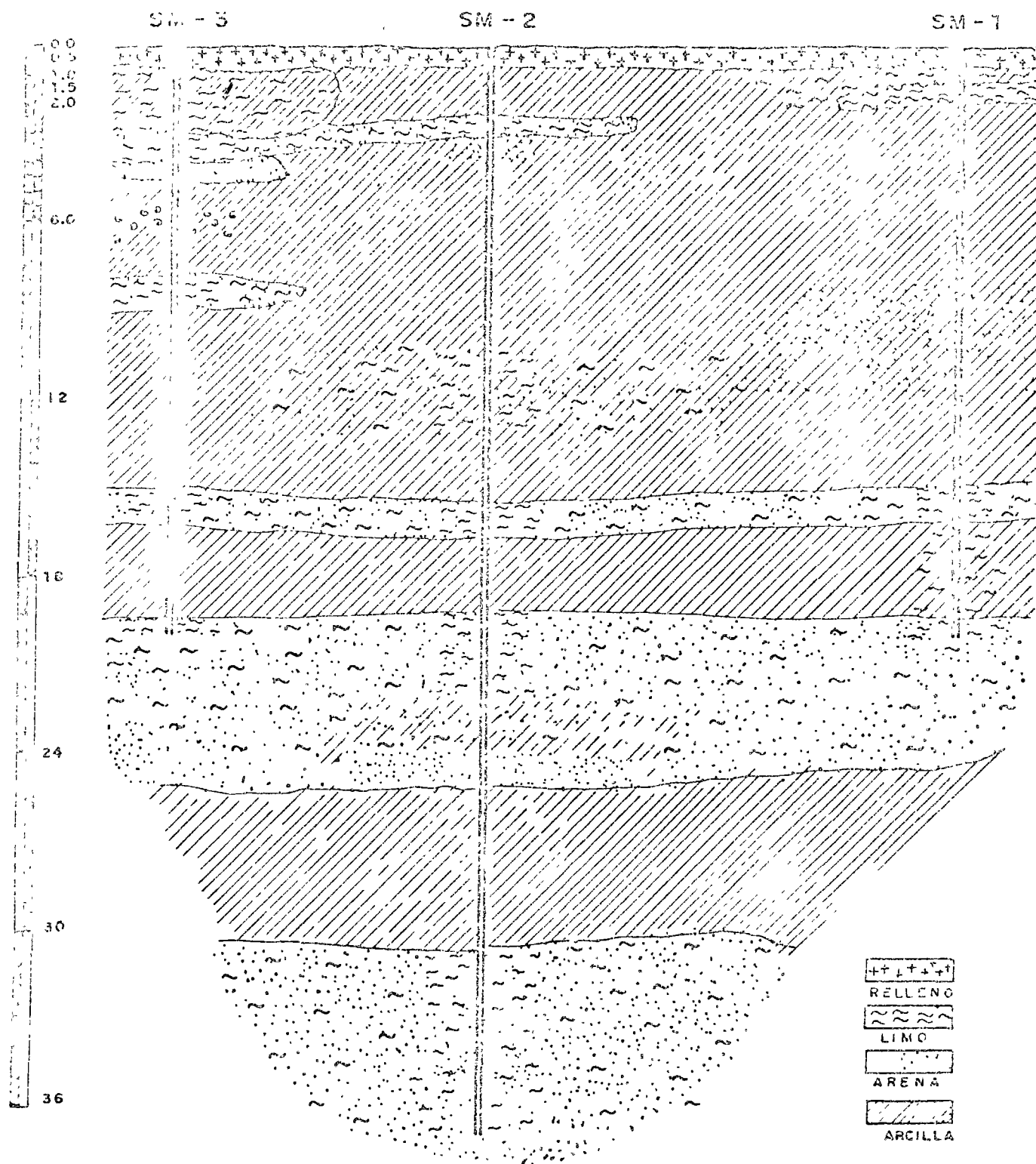


- a = Esfuerzos bajo el punto a
- b = Esfuerzos bajo el punto b
- c = Esfuerzos bajo el punto c
- d = Esfuerzos bajo el punto d

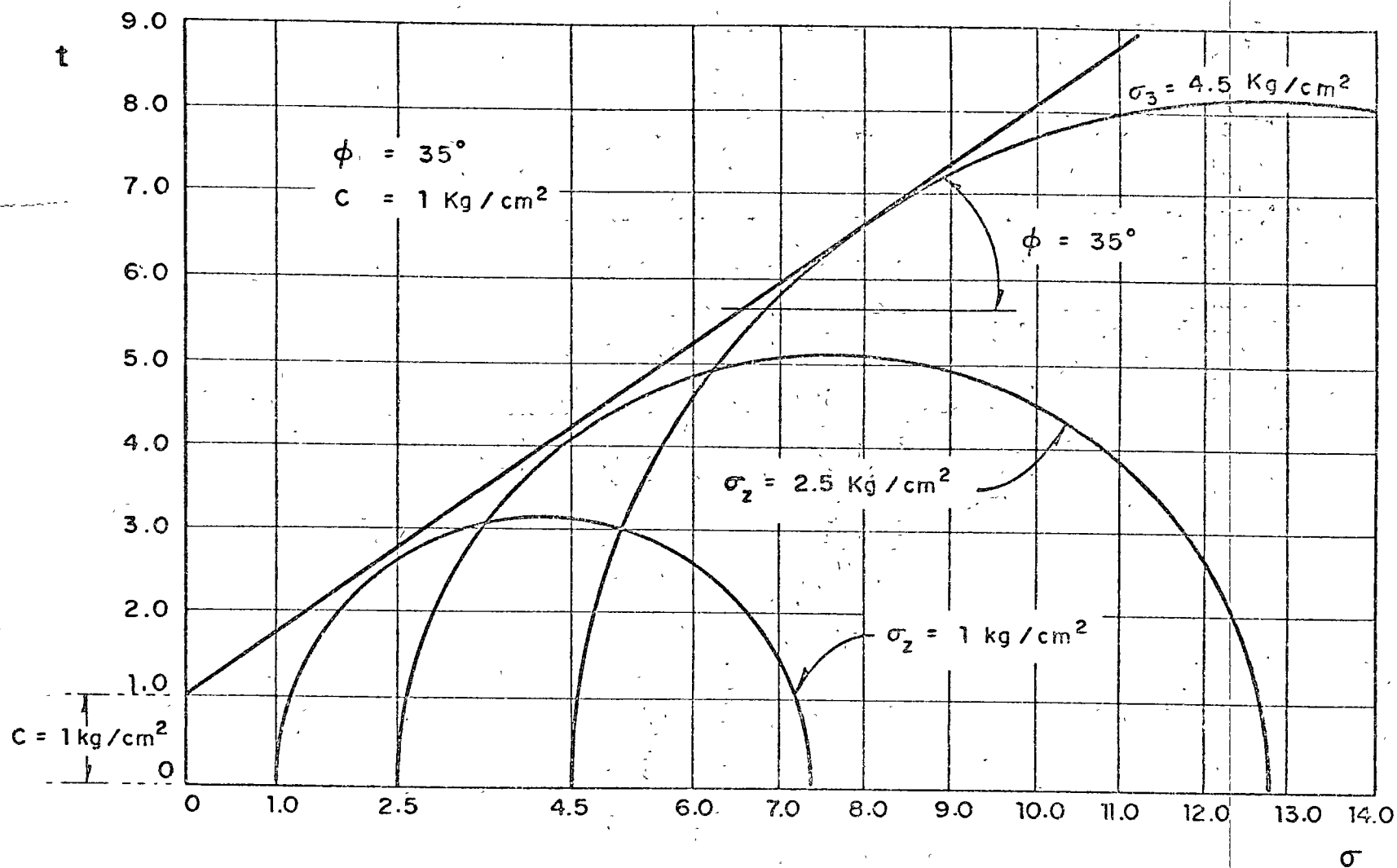
$$\begin{aligned}
 H_1 &= 10.00 \text{ m}, C_{c1} = 3.33, e_{01} = 4.33, p_{01} = 15.00 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_{z1} = 2 \text{ ton/m}^2 \\
 H_2 &= 3.12 \text{ m}, C_{c2} = 1.71, e_{02} = 2.63, p_{02} = 25.35 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_{z2} = 1 \text{ ton/m}^2 \\
 H_3 &= 2.00 \text{ m}, C_{c3} = 1.71, e_{03} = 2.19, p_{03} = 34.01 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_{z3} = 1 \text{ ton/m}^2 \\
 H_4 &= 1.00 \text{ m}, C_{c4} = 1.71, e_{04} = 2.20, p_{04} = 37.76 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_{z4} = .89 \text{ " } \\
 H_5 &= 4.00 \text{ m}, C_{c5} = 1.98, e_{05} = 3.20, p_{05} = 42.21 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_{z5} = .74 \text{ " }
 \end{aligned}$$

Esfuerzos verticales debidos al peso propio y sobrecarga neta aplicada a $D_z = 2.50 \text{ m}$

Perfil estratigráfico probable en línea A5



SM.- Sondeo Mixto
 Escala Horizontal 1 : 33.5
 Escala Vertical 1 : 200



Muestra D1

Z = 32 m

N = 150 golpes/p

Muestreador : Denison

Material : Limo arenoso muy compacto

$\omega = 30 \%$, $e_0 = 0.75$

Prueba triaxial drenada rápida

Punto	Prof ^a z (m)	B (m)	L (m)	m= $\frac{B}{z}$	n= $\frac{L}{z}$	I _p	N° de Áreas	Δσ _z ton/m ²
(a)	0.90	10	15	11.9	16.67	0.250	4	2.4
	12.90	10	15	0.78	1.16	0.168	4	1.61
	14.00	10	15	0.71	1.07	0.153	4	1.47
	16.70	10	15	0.60	0.90	0.131	4	1.26
	19.50	10	15	0.51	0.77	0.110	4	1.06
	21.50	10	15	0.47	0.70	0.097	4	0.93
	22.40	10	15	0.45	0.67	0.094	4	0.90
	23.40	10	15	0.43	0.64	0.092	4	0.88
	24.00	10	15	0.42	0.63	0.085	4	0.82
	28.00	10	15	0.36	0.54	0.068	4	0.65
	0.90	20.01	30.00	22.23	33.33	0.25	1	0.60
	12.90	20.01	30.00	1.55	2.33	0.23	1	0.55
	14.00	20.01	30.00	1.43	2.14	0.222	1	0.53
	16.70	20.01	30.00	1.20	1.80	0.210	1	0.50
	19.50	20.01	30.00	1.03	1.54	0.195	1	0.47
	21.50	20.01	30.00	0.93	1.40	0.188	1	0.45
	22.40	20.01	30.00	0.89	1.34	0.178	1	0.43
	23.40	20.01	30.00	0.86	1.28	0.175	1	0.42
	24.00	20.01	30.00	0.83	1.25	0.172	1	0.41
	28.00	20.01	30.00	0.71	1.07	0.155	1	0.37

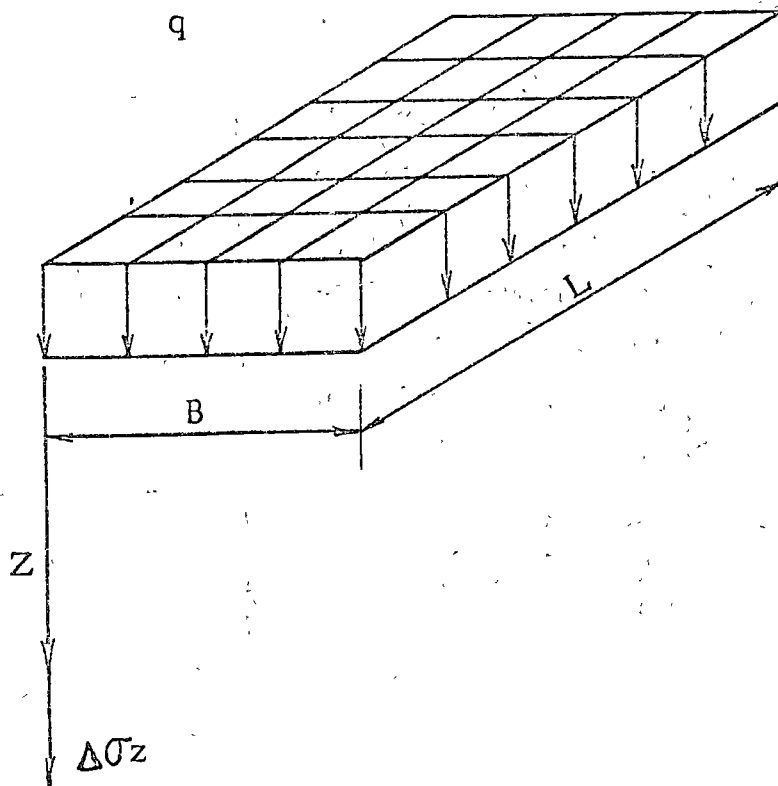
Fig. 14 Coeficientes de influencia para el**
cálculo de incrementos de esfuerzo
verticales bajo los puntos a y c.

$$\Delta q = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \quad \Delta \sigma_z = (N^\circ \text{ de Áreas}) (I_p) (\Delta q)$$

* z medida a partir de la profundidad de desplante $D_f = 2.5 \text{ m}$

** Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons. pp-485.

CÓNDICION ANALIZADA



$$\Delta\sigma_z = n q I_p$$

$\Delta\sigma$ Esfuerzo normal vertical en un punto N ubicado debajo de una esquina de una área rectangular uniformemente cargada.

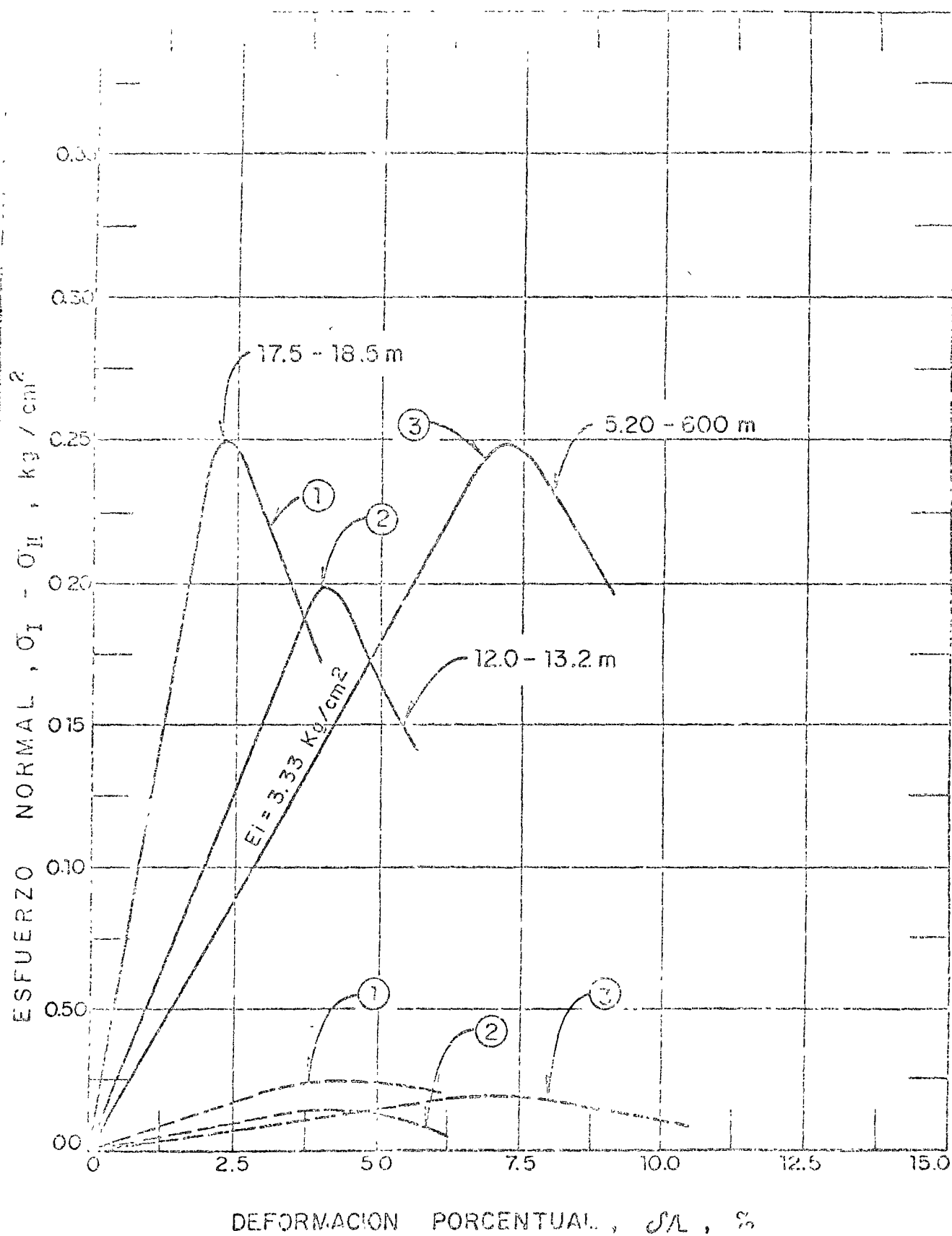
n = Número de áreas.

z = Profundidad en metros.

q = Carga por unidad de área.

I_p = Coeficiente de influencia para esfuerzos normales verticales.

Fig. 14a.



$$St_1 = \frac{0.25}{0.025} = 10.00$$

$$St_2 = \frac{0.200}{0.015} = 13.33$$

$$St_3 = \frac{0.25}{0.020} = 12.50$$

St = Sensitividad de material

E_i = Módulo de tangente

BALLESTEROS, S. A.

CURVAS ESFUERZO DEFORMACION

Obra GENERAL FOODS DE MEXICO S.A

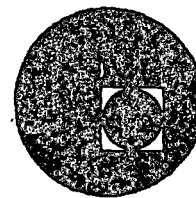
Localización STA. CLARA, ECATEPEC

EDO. DE MEXICO

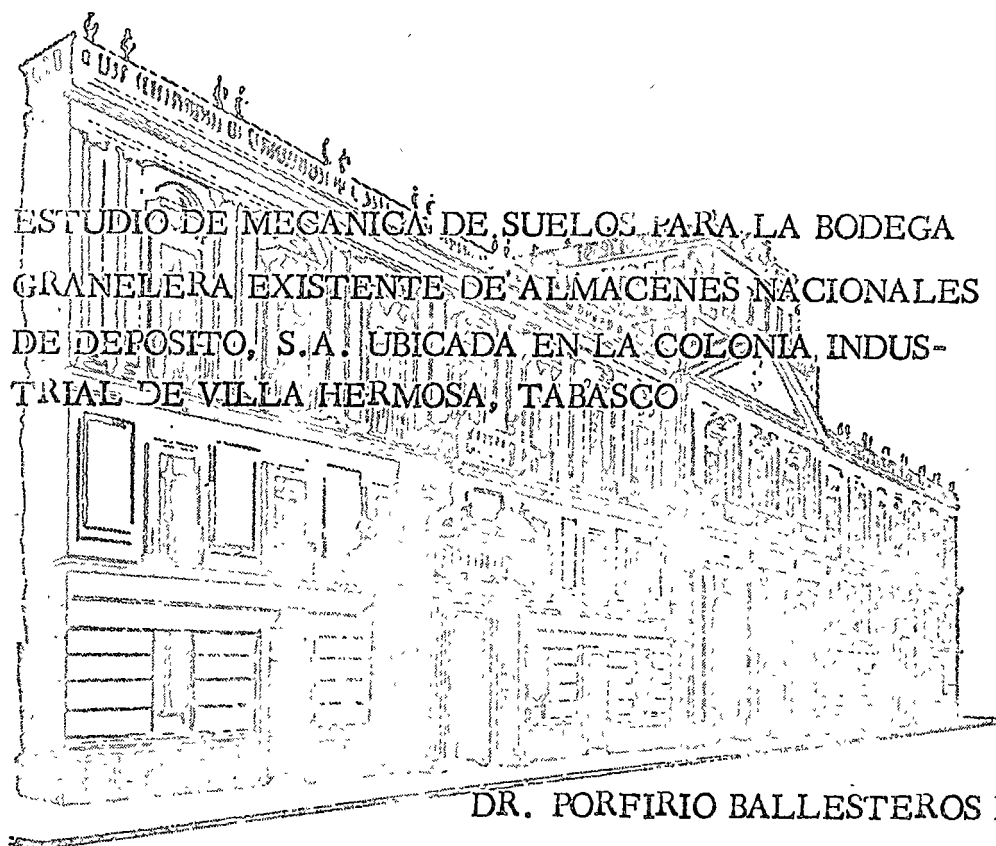
Fecha Julio-6-1976 Fig. 15



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA LA BODEGA
GRANELERA EXISTENTE DE ALMACENES NACIONALES
DE DEPÓSITO, S.A. UBICADA EN LA COLONIA INDUS-
TRIAL DE VILLA HERMOSA, TABASCO

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

NOVIEMBRE DE 1976.



UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE
BUREAU OF PLANT INDUSTRY
WASHINGTON, D. C.

PLANT INDUSTRY

PLANT INDUSTRY

BALLESTEROS, S. A.
ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X,

ESTUDIO DE MECANICA DE
SUELOS PARA LA BODEGA GRANELERIA
EXISTENTE DE ALMACENES NACIONALES
DE DEPOSITO, S.A., UBICADA EN LA COLONIA
INDUSTRIAL DE VILLA HERMOSA, TABASCO

Graneleria

México, D. F., a 28 de Septiembre de 1976.

X,

V

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X,

C O N T E N I D O

	pág.
1. ANTECEDENTES.	1
2. TRABAJOS DE CAMPO.	1
3. PRUEBAS DE LABORATORIO.	1
4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES	2
5. CAPACIDAD DE CARGA DEL SUBSUELO	3
5.1 <i>Presión actual en el terreno</i>	4
7 ANALISIS DE LA CIMENTACION EN BASCULA	5
7.1 <i>Peso propio de la báscula reduciendo el espesor de los muros de 40 cm a 20 cm. (Fig. 19).</i>	5
7.2 <i>Empuje activo sobre muros de báscula</i>	6
7.3 <i>Momento debido al empuje activo en A</i>	7
7.4 <i>Momentos en centro del claro de losa de fondo</i>	7
7.5 <i>Refuerzo para losa de fondo en E</i>	7
7.6 <i>Refuerzo para empuje lateral</i>	7

X,

V

BALLESTEROS, S. A.
ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X,

	pág.
8. ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION.	8
8.1 Asentamientos bajo el punto a (Fig. 18)	9
8.2 Asentamientos bajo el punto b.	9
8.3 Asentamientos bajo el punto d.	10
8.4 Asentamientos bajo el punto c.	10
8.5 Curvas de igual asentamiento en bodega granelada	10
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	10
9.1 Según los planes propor.....	10
9.2 El esfuerzo de falla en.....	11
9.3 El esfuerzo dentro de l.....	11
9.4 Los asentamientos a lar.....	11
9.5 Los estratos muestran u.....	11
9.6 Todas las cimentaciones.....	12
9.7 La bodega se usa actual.....	12
10. REFERENCIAS.	12
11. LISTA DE FIGURAS.	13

X,

V

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 529-88-12

1

X,

1. ANTECEDENTES

ALMACENES NACIONALES DE DEPOSITO, S.A., solicitó a BALLESTEROS, S. A., el estudio de Mecánica de Suelos y revisión del tipo de cimentación empleado en su bodega granelera, (Fig. 1), ubicada en la colonia industrial de Villa Hermosa Tabasco. Para lo -- cual proporcionó los planos estructurales correspondientes.

2. TRABAJOS DE CAMPO

Se efectuaron cuatro sondeos mixtos M-1, M-2, M-3 y M-4, y se aprovechó la excavación de la báscula camionera para obtener dos muestras labradas en el lugar. La localización en planta se indica en la Fig. 1, los sondeos mixtos se llevaron a profundidades de 15, 15, 21.60, y 15 metros respectivamente, de ellos se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas. El muestreo inalterado se efectuó mediante tubos de pared delgada tipo "Shelby". Las muestras alteradas se obtuvieron mediante el método de penetración estándar (Ref 10.1, Pág. 295-314). Todas las muestras obtenidas se trasladaron al laboratorio, para rea lizar las pruebas necesarias. La prueba de penetración estándar se muestra en las figuras 2, 3, 4 y 5 en golpes por 30 cm.

3. PRUEBAS DE LABORATORIO

A todas las muestras se les efectuaron pruebas de clasifica --
ción al tacto, en estado húmedo y seco, y de contenido natu --

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

2

ral de agua w . También en muestras representativas de cada estrato se efectuaron pruebas complementarias de clasificación, límite líquido w_L y límite plástico w_p con el objeto de reclasificar el suelo de acuerdo al sistema unificado de clasificación (SUCS), (Ref. 10.1, pág. 31-45). Los resultados se muestran en las figuras 2, 3, 4 y 5.

En las muestras inalteradas se efectuaron pruebas de compresión simple y triaxial, figuras 8, 9, 10, 11 y 12, con el objeto de conocer la resistencia al esfuerzo cortante de los estratos representativos del subsuelo. Gravedad específica de los sólidos para estimar el peso propio del subsuelo p_0 y su relación de vacíos e . Consolidación, para determinar el índice de compresión C_c y el esfuerzo de preconsolidación p_0 ; esta prueba se utilizó para estimar asentamientos a largo plazo. Los resultados de la prueba de consolidación se muestran en la fig. 6. También se efectuaron en la turba pruebas de contenido de materia orgánica encontrándose un valor medio de 50%. En las arenas limosas se hicieron análisis granulométricos para ayudar a clasificarlas, los resultados se muestran en fig. 13, 14, 15 y 16.

4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES (Fig. 7)

Del nivel actual del terreno hasta una profundidad del orden de 4.00 m se encontró una arcilla de consistencia suave y de mediana a alta plasticidad. De 4.00 a 5.00 m se encontraron

BALLESTEROS, S. A.

Ingenieros Consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

lentes de arcilla limosa y limo arenoso. De 5.00 a 14.00 m se encontró arena limosa poco compacta, con una resistencia a la penetración estándar menor de 4 golpes por 30 cm., con un peso específico de los sólidos del orden de 2.6 gr/cm³. De 14.00 a 18.50 m se encontró un estrato de turba (arcilla orgánica) con contenidos de humedad del orden de 200%. De 18.50 a 21.60 m se encontraron arcillas, y arcillas limosas de baja plasticidad, de consistencia suave, de baja sensibilidad. Las arcillas en general son suaves y de origen glacial. Los niveles de aguas freáticas en los sondeos M1, M2, M3 y M4, se localizaron a profundidades de 1.20, 1.00, 1.00 y 0.90 metros respectivamente.

5. CAPACIDAD DE CARGA DEL SUBSUELO

La carga de falla del subsuelo para zapatas corridas viene dada por (Ref 1 Pág. 219-225)

$$q'_d = \frac{2}{3} C N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad (5.1)$$

donde:

q'_d = Carga de falla por cortante local en ton/m²

C = Cohesión del subsuelo en ton/m²

D_f = Profundidad de desplante de cimentación en m

B = Ancho de la cimentación en metros

γ = Peso volumétrico del subsuelo en ton/m³

N'_c , N'_q y N'_γ son factores de capacidad de carga.

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores 4

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-08-12

X,

De las pruebas de laboratorio se obtiene:

$$c \doteq \frac{q_u}{2} = \frac{3.0}{2} = 1.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = \frac{e_0 w + \gamma_s}{1 + e_0} = \frac{0.917 \times 1 + 2.6}{1 + 0.917} = 1.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \text{ (Arcilla suave glacial)}$$

$D_f = 2.00 \text{ m}$ (mínima, según planos proporcionados por (5.2) ANDSA).

$B = 2.00 \text{ m}$ (Ancho promedio de cimentación).

Para $\phi = 0$ se obtiene $N'_c = 5.14$, $N'_q = 1$, y $N'_\gamma = 0$ (Ref 10.1 Pág. 222)

Substituyendo (5.2) en (5.1) se obtiene

$$q'_d = \frac{2}{3}(1.5)(5.14) + 1.83(2.00)(1) = 8.80 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (5.3)$$

La carga de trabajo para un factor de 3 será

$$q_w = \frac{q'_d}{3} = \frac{8.80}{3} = 2.93 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (5.4)$$

5.1 Presión actual en el terreno

La carga por metro de cimentación corrida es del orden de 8.00 ton/m, por lo que el esfuerzo neto sobre el terreno es:

$$\frac{8.00}{2.00 \times 1} - 1.83 \times 2.00 = 0.34 \text{ ton/m}^2 \quad (5.5)$$

Por lo tanto nuestro factor de seguridad es aceptable. El gra no con 6 m de carga daría un máximo de

$$\gamma h = 0.80 \times 6 = 4.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (5.6)$$

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores 5

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 629-88-12

X₁

Valor no muy aceptable, pues su factor de carga es 1.83

7. ANALISIS DE LA CIMENTACION EN BASCULA

7.1 *Peso propio de la báscula reduciendo el espesor de los muros de 40 cm a 20 cm. (Fig. 19).*

Peso losa de fondo:

$$(0.20\text{m})(2.4 \text{ ton/m}^3)(3.45\text{m}) = 1.66 \text{ ton/m}$$

Peso muros laterales:

$$(0.2)(1.00)(1.8)(2.4)(2) = \frac{1.73}{\text{suma } 3.38 \text{ ton/m}}$$

Superficie de contacto:

$$1 \times 3.45 \text{ m} = 3.45 \text{ m}^2/\text{m}$$

Esfuerzo de losa de fondo y muros:

$$\frac{3.38}{3.45} = 0.98 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (7.1.1)$$

Esfuerzo debido a losa de báscula:

$$0.10 \times 2.4 = 0.24 \quad (7.1.2)$$

Peso total mesa y carga viva:

$$50 \text{ ton}$$

en área de contacto:

$$15.45 \times 3.45 = 53.3 \text{ m}^2$$

Esfuerzo de mesa y carga viva:

$$\frac{50}{53.3} = 0.94 \quad (7.1.3)$$

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

6

X,

Sumando 7.1.1, 2 y 3 se obtiene el incremento de esfuerzo en desplante de báscula igual a

$$p = 2.16 \text{ ton/m}^2 \quad (7.1.4)$$

El esfuerzo neto será

$$p - \gamma D_f = 2.16 - 1.83 \times 1.2 = -0.04 \text{ ton/m}^2 \quad (7.1.5)$$

valor aceptable, la cimentación queda prácticamente compensada.

7.2 Empuje activo sobre muros de báscula.

Suponiendo una sobre carga de 2 ton/m^2 como se indica en Fig. 17, y un peso volumétrico del relleno de $\gamma = 1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ el empuje activo viene dado por (Ref. 10.1 pág. 195-198)

$$p_z = \gamma_z \frac{1}{N_\phi} - 2C \frac{1}{\sqrt{N_\phi}} + \frac{q}{N_\phi} \quad (7.2.1)$$

donde, para $\phi = 30^\circ$ (rellenando con un filtro de arena y grava, la cohesión $C = 0$), se tiene

$$N_\phi = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = \tan^2(45^\circ + \frac{30^\circ}{2}) = 3.00$$

Substituyendo N_ϕ en (7.2.1) se obtiene

$$p_z = (1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}) \times \frac{1}{3} \times z + \frac{2 \text{ ton/m}^2}{3} \quad \text{o sea}$$

$$p_z = 0.5 z + 0.67, \quad (7.2.2)$$

en donde para $z = 0$, la presión activa es

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 529-88-12

X₁

7

$$p_z = 0 = 0.67 \text{ ton/m}^2$$

y en $z = 1.8 \text{ m}$, es

$$p_z = 1.8 \text{ m} = 0.5 \times 1.8 + 0.67 = 1.57 \text{ ton/m}^2. \quad (7.2.3)$$

La variación de empujes activos y la reacción sobre losa de fondo se indica en Fig. 17.

7.3 Momento debido al empuje activo en A

$$M_A = 0.67 \times 1.8 \times \frac{1.8}{2} + (1.57 - 0.67) \times 1.8 \times \frac{1}{2} \times \frac{1.8}{3}$$

$$M_A = 1.57 \frac{\text{ton-m}}{\text{m}} \quad (7.3.1)$$

7.4 Momentos en centro del claro de losa de fondo

$$M_E = \frac{1}{8} (2.16 - 0.2 \times 2.4) \times 3.25^2 - 1.51$$

$$M_E = 0.7 \frac{\text{ton-m}}{\text{m}} \quad (7.4.1)$$

7.5 Refuerzo para losa de fondo en E

$$A_S = \frac{M_E}{f_s j d} = \frac{10 \frac{\text{ton-m}}{\text{m}}}{2 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} \times .85 \times 15 \text{ cm}} = 2.75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (7.5.1)$$

(varillas $3/8"$ de $f_y = 4 \text{ ton/cm}^2$ a cada 20 cm en ambas direcciones)

Su armado se indica en Fig. 17.

X₀

7.6 Refuerzo para empuje lateral

$$A_S = \frac{M_A}{f_s j d} = \frac{157 \frac{\text{ton-cm}}{\text{m}}}{2 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} \times .85 \times 15 \text{ cm}} = 6.16 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (7.6.1)$$

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

8

X,

(varillas de 1/2" de $f_y = 4 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$ a cada 20 cm) Los detalles básicos se indican en la Fig. 17

8. ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION

En la prueba de consolidación mostrada en la Fig. 6 se obtuvo un esfuerzo de preconsolidación de un orden de magnitud de $p'_0 = 20 \text{ ton/m}^2$. Lo cual nos indica que báscula y zapatas corridas en cimentaciones superficiales no presentarán asentamientos por consolidación. Por lo tanto, para el cálculo de asentamientos a largo plazo solo se analizará la condición de bodega cargada indefinidamente, lo cual no sucede en la realidad, puesto que existen intervalos de tiempo con bodega descargada.

En la Fig. 18 se muestran la variación con la profundidad del peso propio del terreno p_0 , la presión de preconsolidación p'_0 , y la de los incrementos de presión $\Delta\sigma_z$, debidos a una sobre carga $q = 5.5 \text{ ton/m}^2$, bajo los puntos a, b, c y d, y en la Fig. 19 se muestran los coeficientes de influencia para el cálculo de esfuerzos, según dimensiones del área cargada, así como la variación de estos en función de la profundidad z.

El asentamiento por consolidación para estratos normalmente cargados viene dado por (Ref. 10.1 pp. 72).

$$S = H \frac{C_c}{1+e_0} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta\sigma_z}{p_0} \quad (8.1)$$

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 529-88-12

X,

donde:

S = Asentamiento del estrato

H = Espesor del estrato

C_C = Índice de compresión

C₀ = relación inicial de vacíos

P₀ = presión de peso propio del suelo

Δσ_z = incremento de presión debida al incremento de carga en cimentación.

8.1 Asentamientos bajo el punto a (Fig. 18)

De las figuras 18 y 19 y de la fórmula 8.1 se obtiene lo siguiente para el punto a:

$$\Delta S_{1a} = 4.70 \frac{0.23}{1+0.63} \log_{10} \frac{23.2+4.6}{23.2} = 0.052 \text{ m}$$

$$\Delta S_{2a} = 4.2 \frac{2.16}{1+4.5} \log_{10} \frac{29+4}{29} = 0.093 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Delta S_{3a} &= 3.0 \frac{0.27}{1+0.75} \log_{10} \frac{35.4+3.5}{35.4} = 0.019 \text{ m} \\ \Delta S_a &= 0.164 \text{ m} \end{aligned} \quad (8.1.1)$$

8.2 Asentamientos bajo el punto b.

Similarmente se obtiene para el punto b, lo siguiente:

$$\Delta S_{1b} = 4.0 \frac{0.23}{1+0.63} \log_{10} \frac{23.2+2.8}{23.2} = 0.028 \text{ m}$$

$$\Delta S_{2b} = 4.2 \frac{2.16}{1+4.5} \log_{10} \frac{29.4+2.6}{29} = 0.062 \text{ m}$$

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores 10

NEVADO 125-102

MEXICO D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

$$\Delta S_{3b} = 3.0 \frac{0.27}{1+0.75} \log_{10} \frac{35.4+2.2}{35.4} = \frac{0.012 \text{ m}}{\Delta S_b = \underline{\underline{0.102 \text{ m}}}}$$

8.3 Asentamientos bajo el punto d

Se consideran similares al punto b por ser $\Delta \sigma_z$ del mismo orden. (Fig. 18).

8.4 Asentamientos bajo el punto c

Similarmente se obtiene:

$$\Delta S_{1c} = 3.7 \frac{0.23}{1+0.63} \log_{10} \frac{23.2+1.4}{23.2} = 0.013$$

$$\Delta S_{2c} = 4.2 \frac{2.16}{1+4.5} \log_{10} \frac{29.0+1.3}{29.0} = 0.031$$

$$\Delta S_{3c} = 3.0 \frac{0.27}{1+0.75} \log_{10} \frac{35.4+1.0}{35.4} = \frac{0.006}{\Delta S_c = \underline{\underline{0.050 \text{ m}}}}$$

8.5 Curvas de igual asentamiento en bodega granelera.

Si el piso de la Bodega no estuviese conectado a las trabes perimetrales de liga, los asentamientos a largo plazo tienden a ser a los indicados en la Fig. 21.

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 Según los planos proporcionados por ANDSA la profundidad de los contrafuertes de la bodega granelera

X₂

DALLESTERS, S. A.
ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

11 X,

es de 2.00 m.

9.2 El esfuerzo de falla en el terreno a $D_f = 2.00$ m es de 8.8 ton/m^2 , y el de trabajo para un factor de seguridad de 3 es de 2.93 ton/m^2 . El esfuerzo neto en contrafuertes de bodega es de 0.34 ton/m^2 , y en báscula de -0.04 ton/m^2 , valores aceptables.

9.3 El esfuerzo dentro de la bodega granelera cargando a 6.00m incluyendo losa de piso y relleno es de 5.5 ton/m^2 , su factor de seguridad respecto a falla es del orden de $\frac{8.8}{5.5} = 1.6$, valores relativamente bajo, no aceptable.

9.4 Los asentamientos a largo plazo si la bodega estuviese permanentemente cargada, y suponiendo que el terreno compresible termina a 21.6 m. de profundidad son: el máximo, de 16.4 cm, y el mínimo, de 5 cm. Lo cual puede originar ligeros agrietamientos a largo plazo en la zona de unión del piso con la trabe de liga de la cimentación corrida, y en muros perimetrales.

9.5 Los estratos muestran un esfuerzo de preconsolidación del orden de 20 ton/m^2 , por lo que se considera el subsuelo preconsolidado hasta 10.7 m de profundidad, y bajo 10.7 m., normalmente cargado. (Fig. 18).

X,

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-86-12

12 X,

9.6 Todas las cimentaciones por superficie en las que el peso propio del terreno y el incremento neto de esfuerzo no sobrepase el valor de 20 ton/m^2 , como es el caso de cimentación de muros de bodega y báscula, no tendrán problemas de asentamientos por consolidación.

9.7 La bodega se usa actualmente con sacos, si se tensan adecuadamente sus tirantes superiores, se puede almacenar en ella a granel.

BALLESTEROS, S.A.
Ingenieros Constructores.

10. REFERENCIAS

- 10.1 Terzaghi, Karl y Peck, Ralph B., "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley & Sons, Inc. 2a. edición, 1967.
- 10.2 Meyerhof, G. G., "Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils", J. Soil Mechanics, ASCE, 82 SM 1, Paper 866, 1956, pp. 1-19.
- 10.3 Schmertman, John H., "The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay", Transactions, ASCE, Vol. 120, 1955, pp. 1201-1233.
- 10.4 Boussinesq, J., "Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques", Paris, Gauthier-Villars, 1885.
- 10.5 Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley.

X,

V

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

13

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X,

11. LISTA DE FIGURAS.

- Fig. 1 Croquis de localización de sondeos
- Fig. 2 Columna estratigráfica sondeo M-1
- Fig. 3 Columna estratigráfica sondeo M-2
- Fig. 4 Columna estratigráfica sondeo M-3
- Fig. 5 Columna estratigráfica sondeo M-4
- Fig. 6 Prueba de consolidación a 1.60 m en M-3
- Fig. 7 Perfil estratigráfico
- Fig. 8 Prueba triaxial consolidada en M-2, muestra 6.6 a 7.2m de profundidad
- Fig. 9 Curvas esfuerzo deformación en M-1
- Fig. 10 Curvas esfuerzo deformación en M-2
- Fig. 11 Curvas esfuerzo deformación en M-3
- Fig. 12 Curvas esfuerzo deformación en M-4
- Fig. 13 Análisis granulométrico en M-1
- Fig. 14 Análisis granulométrico en M-2
- Fig. 15 Análisis granulométrico en M-3

X,

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO D. F.

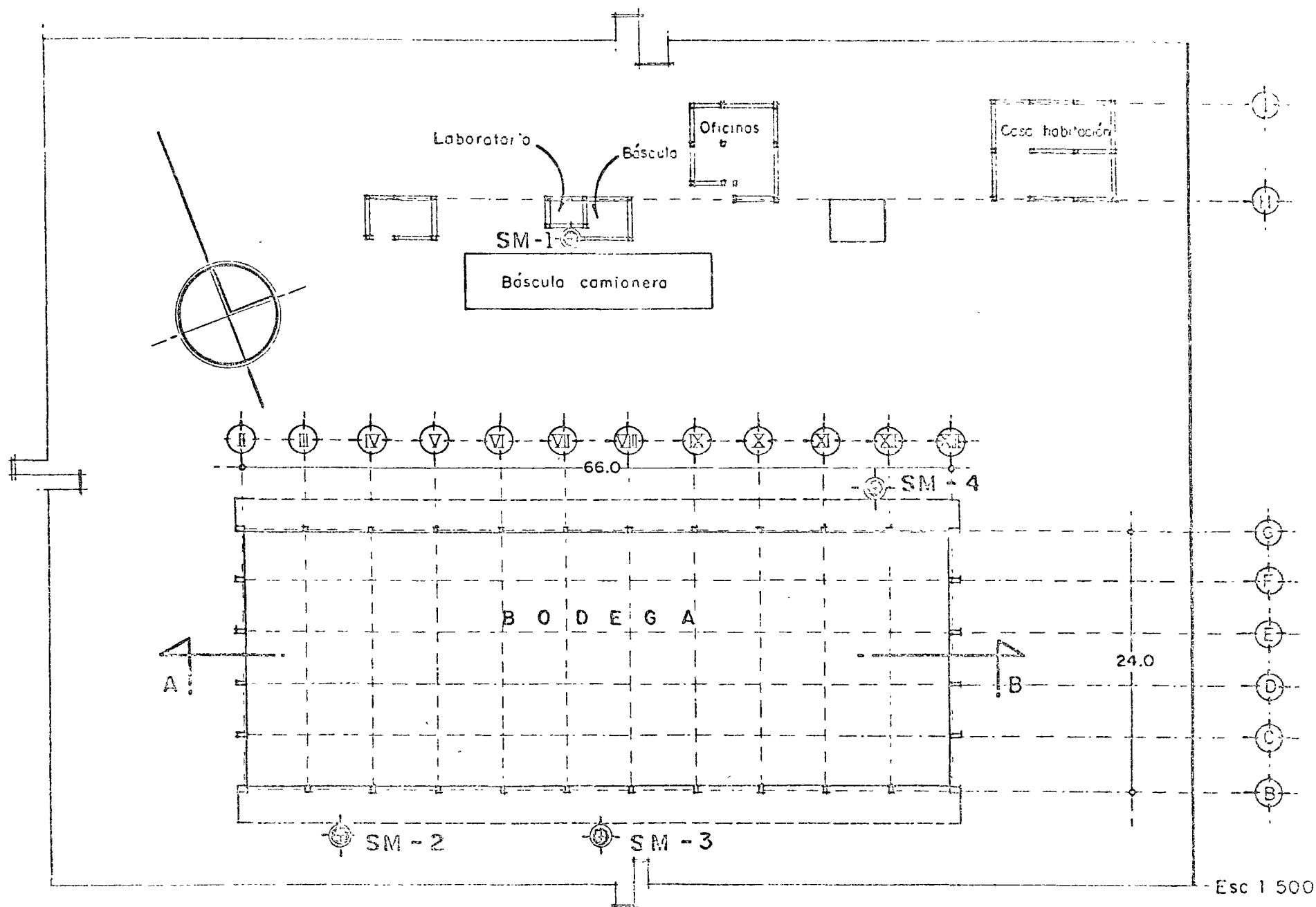
TEL. 539-88-12

14

X,

- Fig. 16 Análisis granulométrico en M-4
- Fig. 17 Empuje y reacciones del terreno sobre báscula camionera, refuerzo y dimensionamiento recomendado.
- Fig. 18 Esfuerzos verticales debidos a peso propio y sobre carga aplicada
- Fig. 19 Cálculo de esfuerzos verticales
- Fig. 20 Condicion analizada en el cálculo de esfuerzos verticales
- Fig. 21 Curvas de igual asentamiento en piso de Bodega.

X,



CROQUIS DE LOCALIZACION DE SONDEOS

FIGURA N° 1

VALLESTEROS, S.A.
INGENIEROS CONSULTORES.

Ciudad de México 125-102 México 13, D.F. Tel. 539 88 12

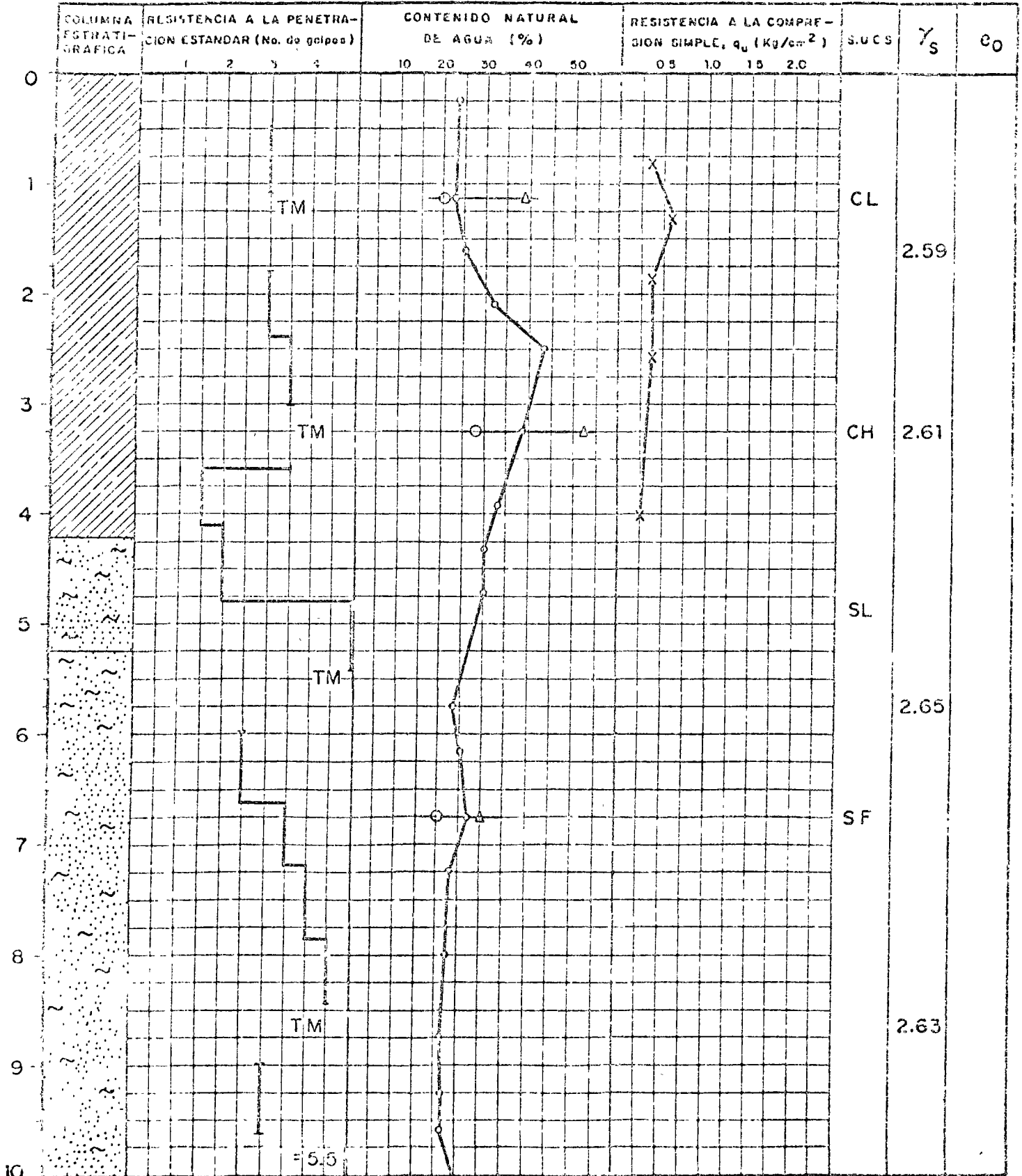
LOCALIZACION : COLONIA INDUSTRIAL
VILLA HERMOSA, TABASCO

TIPO DE SONDEO : MIXTO M 1

NIVEL DE AGUAS FREATICAS : - 1.20 M

ELEVACION : 0.00

FECHA : AGOSTO 30 DE 1976



TM : Tubo muestreador

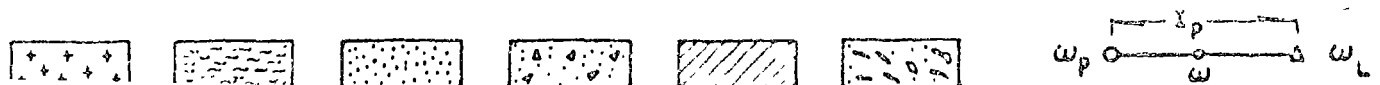
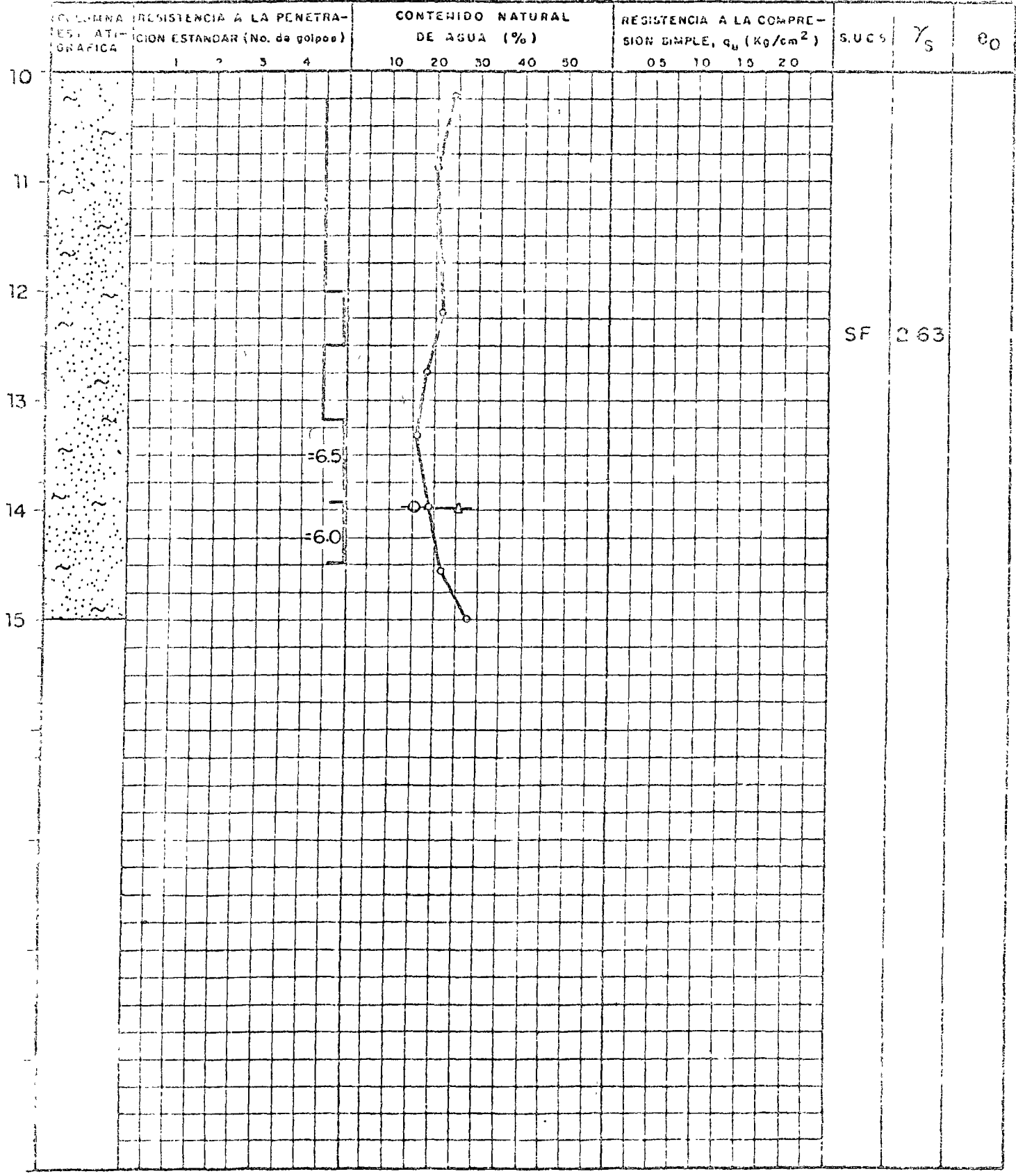


INGENIEROS, S.A.

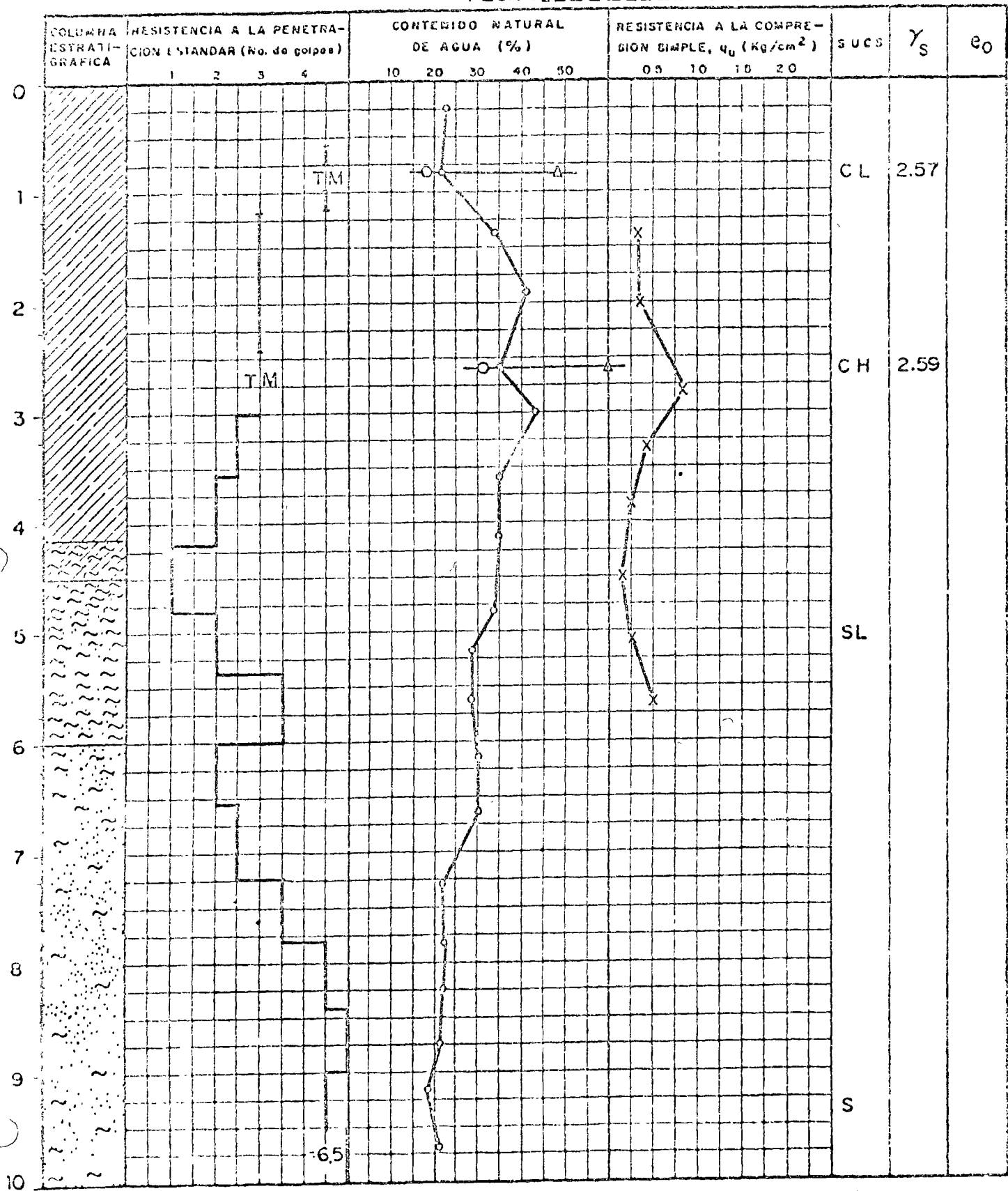
INGENIEROS CONSULTORES.

BOULEVARD 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

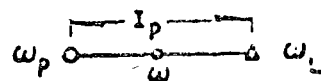
LOCALIZACION: COLONIA INDUSTRIAL
VILLA HERMOSA TABASCO
TIPO DE SONDEO: MIXTO M 1
NIVEL DE AGUAS FREATICAS: -1.20 M
ELEVACION: 0.00
FECHA: AGOSTO 30 DE 1976



LOCALIZACION : COLONIA INDUSTRIAL
VILLA HERMOSA, TABASCO
TIPO DE SONDEO : MIXTO M 2
NIVEL DE AGUAS FREATICAS : -1.00 m
ELEVACION : 0.00
FECHA : AGOSTO 30 DE 1976



TM : Tubo muestreador



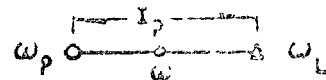
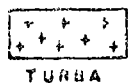
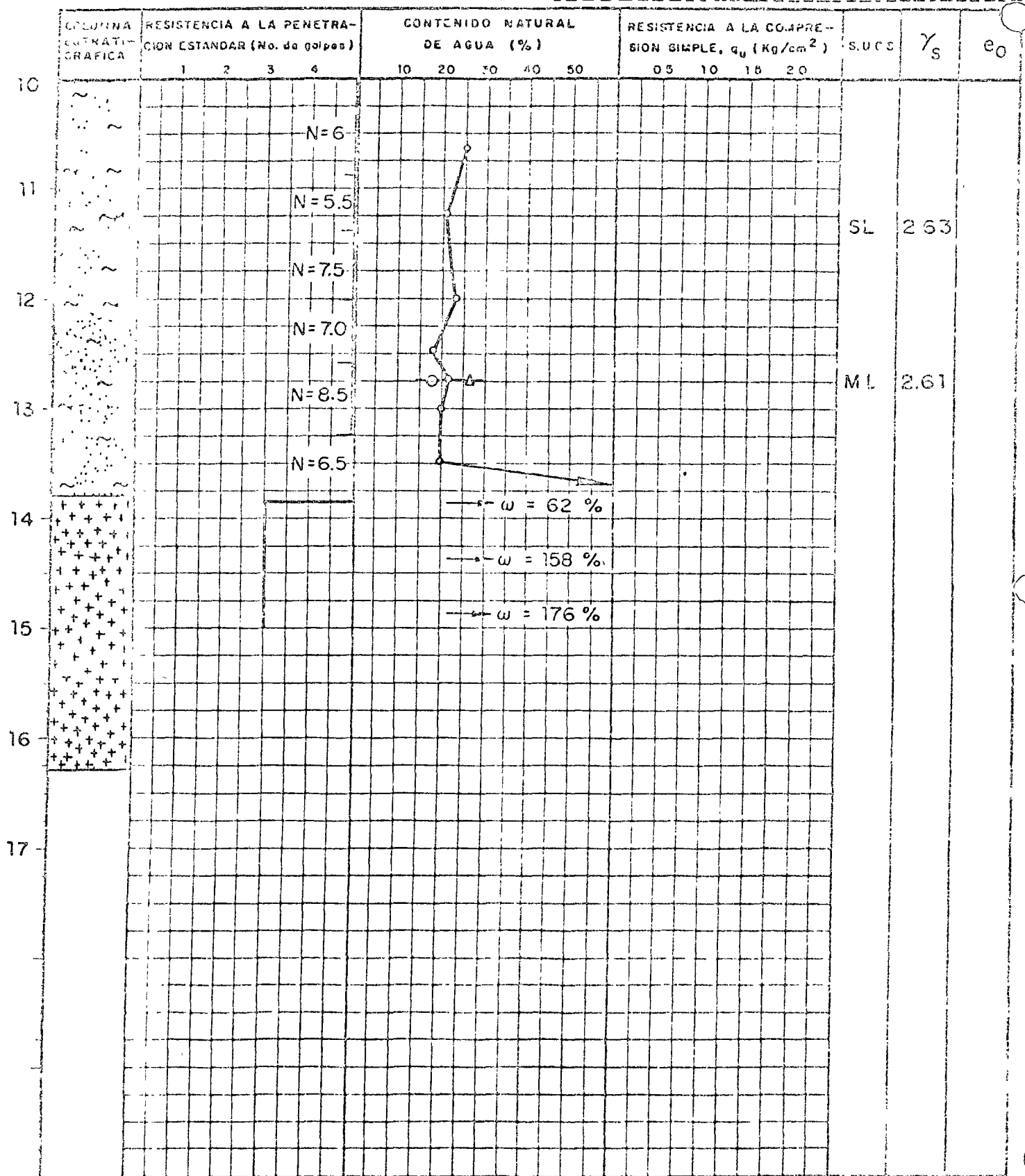


FIGURA No. 3

INGENIEROS, S.A.
INGENIEROS CONSULTORES.

Av. 125-102 México 13, D.F. Tel. 539 88 12

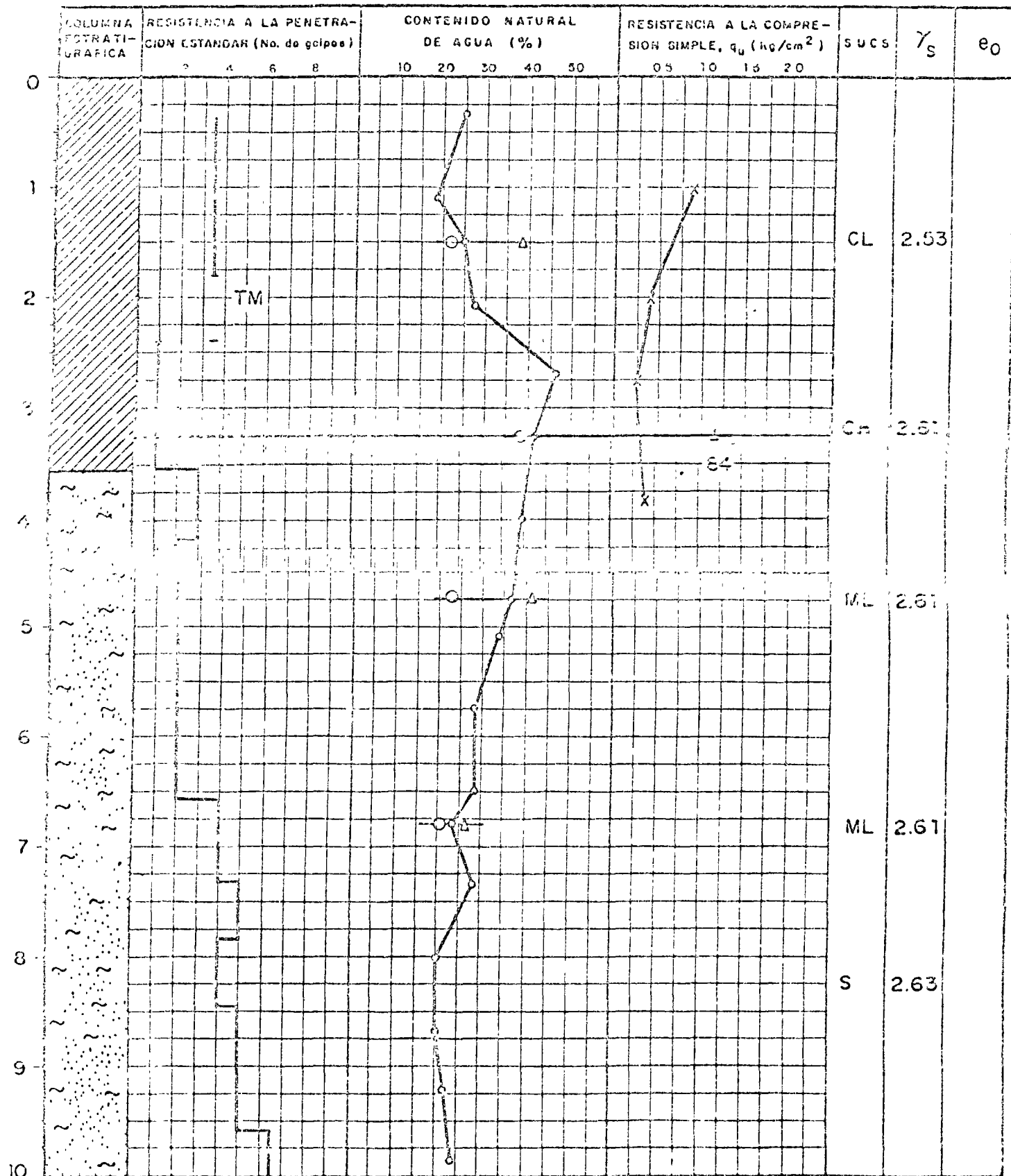
LOCALIZACION : COLONIA INDUSTRIAL
VILLA HERMOSA, TABASCO

TIPO DE SONDEO : MIXTO M 3

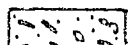
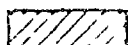
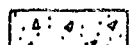
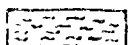
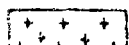
NIVEL DE AGUAS FREATICAS : -1.00 m

ELEVACION : 0.00

FECHA : AGOSTO 30 DE 1976



TM: Tubo muestreador

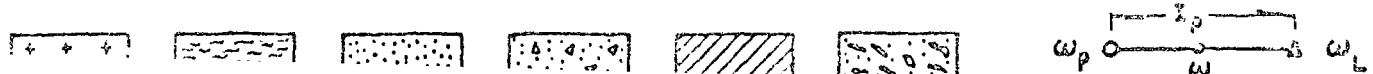
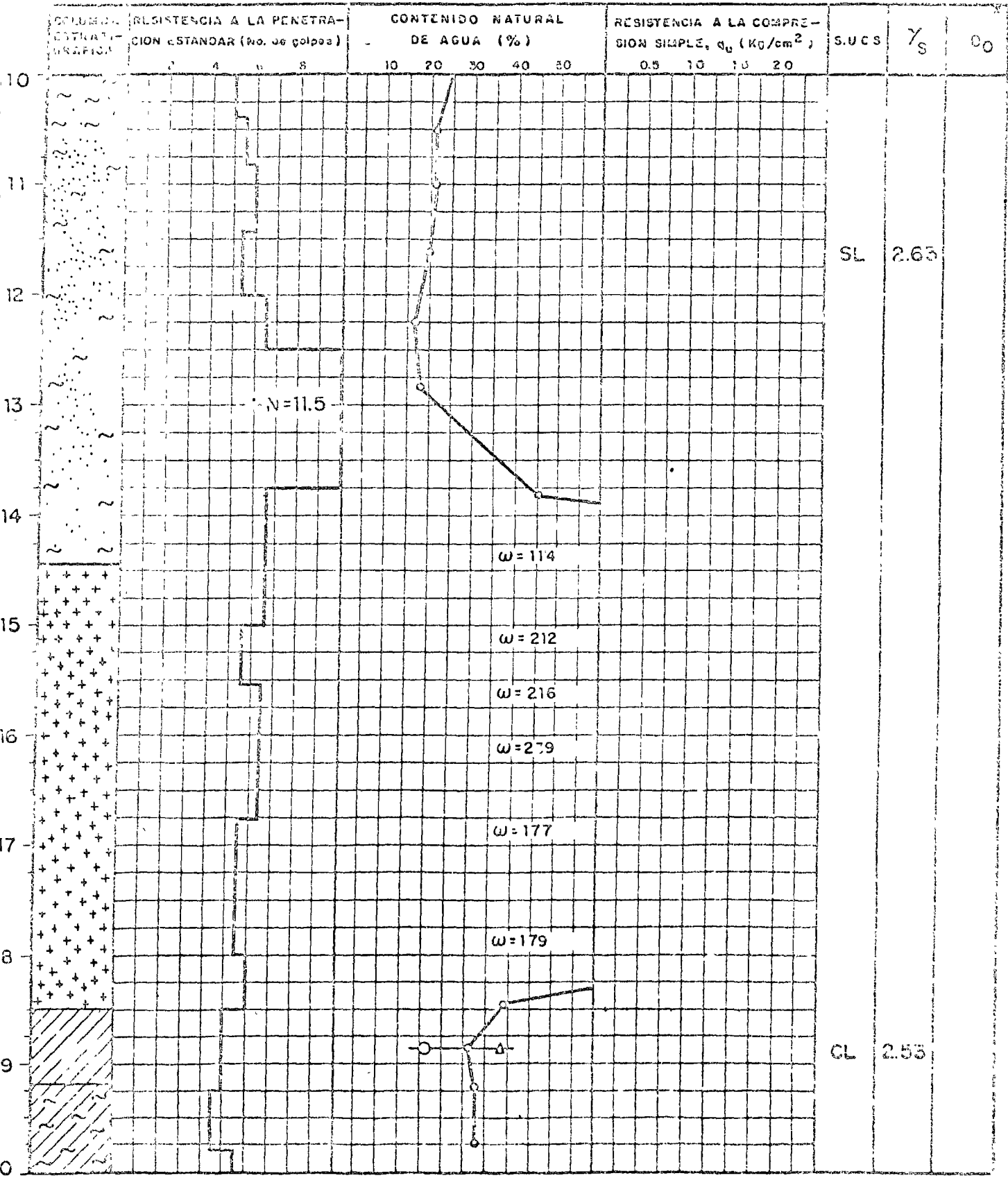


ω_p ω_L I_p

INGENIEROS, S. A.
INGENIEROS CONSULTORES.

Calle 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

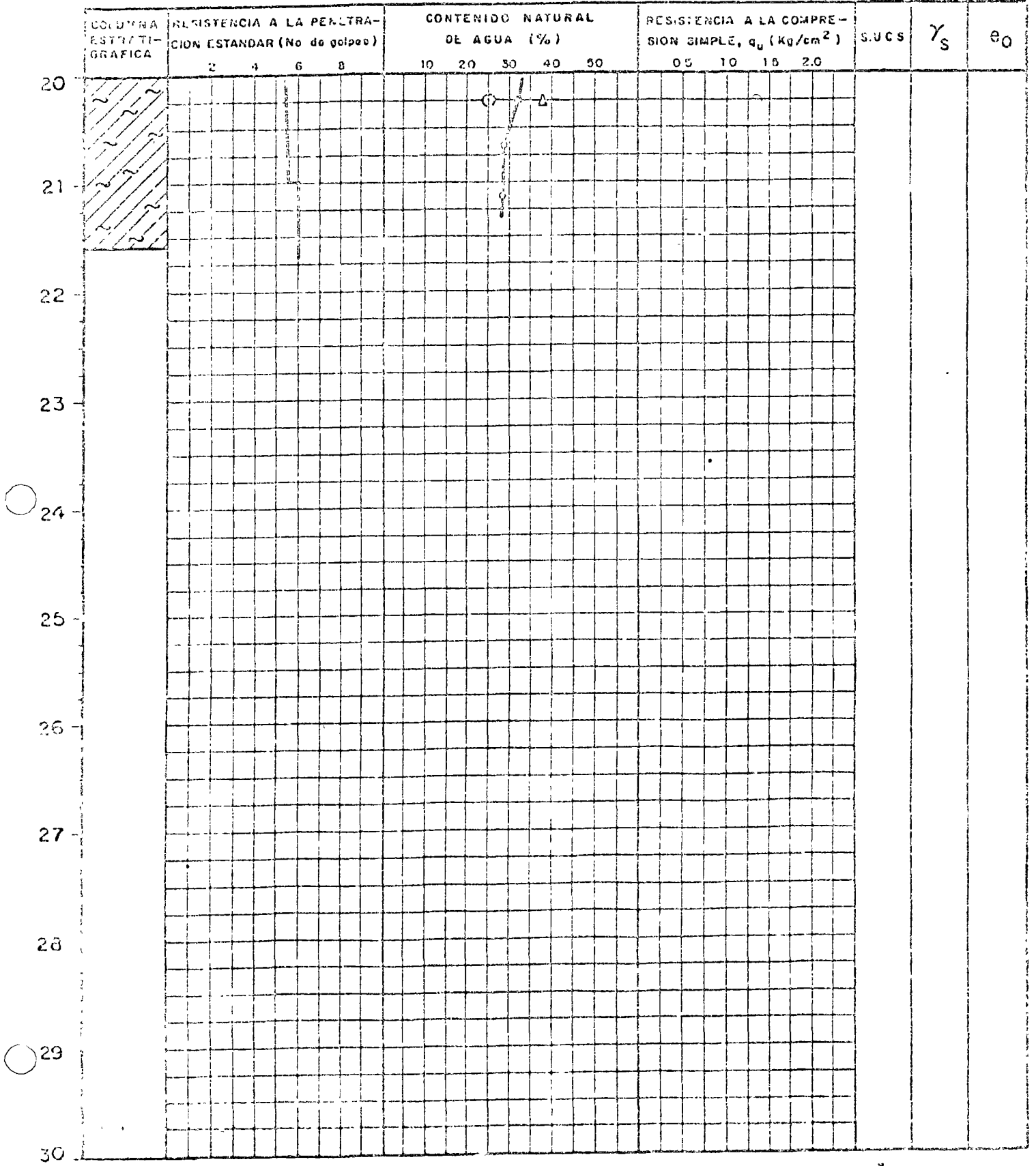
OBRA:
 LOCALIZACION: COLONIA INDUSTRIAL
 VILLA HERMOSA, TABASCO
 TIPO DE SONDEO: MIXTO M 3
 NIVEL DE AGUAS FREATICAS: -1.00 m
 ELEVACION: 0.00
 FECHA: AGOSTO 30 DE 1976



INGENIEROS, S.A.
INGENIEROS CONSULTORES.

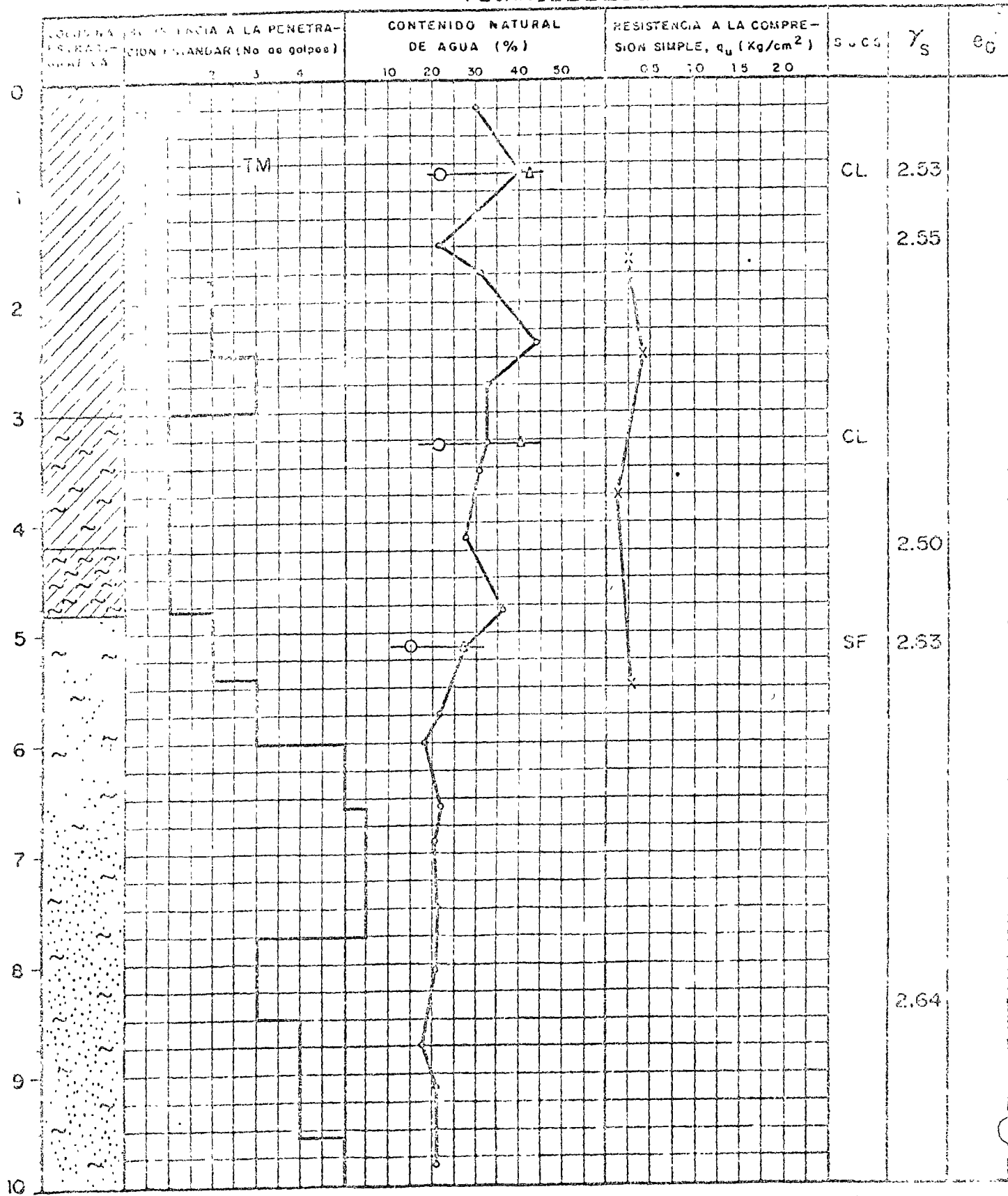
Código 125-102 México 13, D.F. Tel. 539 88 12

OBRA : ANDSA
LOCALIZACION : COLONIA INDUSTRIAL
VILLAHERMOSA, TABASCO
TIPO DE SONDEO : MIXTO M 3
NIVEL DE AGUAS FREATICAS : -1.00 m
ELEVACION : 0.00
FECHA : AGOSTO 30 DE 1976

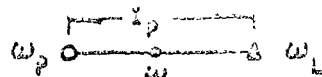


INGENIEROS CONSULTORES S. A.
 Avenida 125-107 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

LOCALIZACION: COLONIA INDUSTRIAL
 VILLAFERMOSA, TIASCO
 TIPO DE SONDEO: MIXTO M.
 NIVEL DE AGUAS FREATICAS: -0.90 m
 ELEVACION: 0.00
 FECHA: AGOSTO 30 DE 1976



TM: Tubo muestreador



INGENIEROS, S.A.
INGENIEROS CONSULTORES.

Nevoa 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

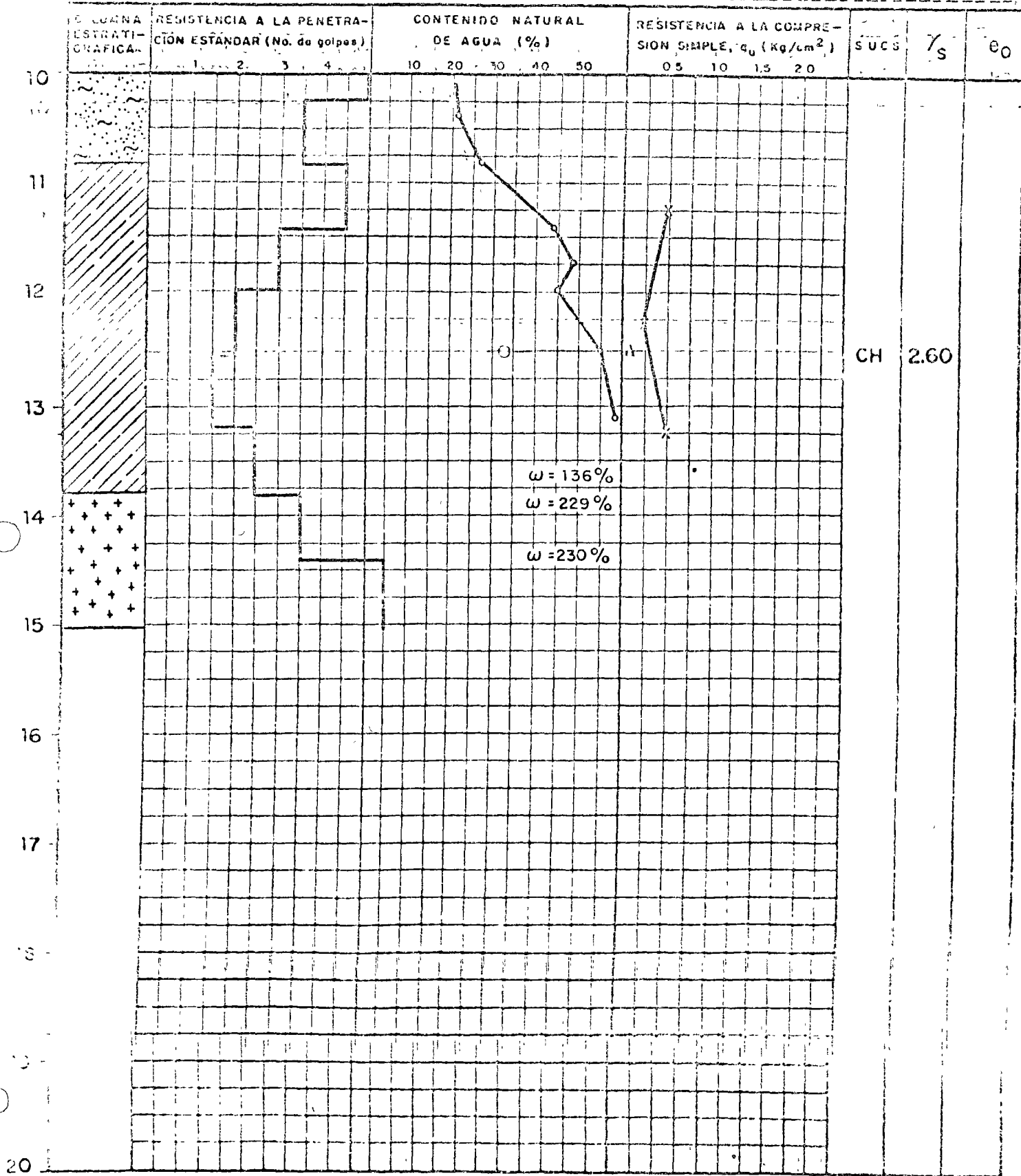
LOCALIZACION: VILLAHERMOSA, TABASCO

TIPO DE SONDEO: MIXTO, M 4

NIVEL DE AGUAS FREATICAS: 0.90 m

ELEVACION: 0.00

FECHA: AGOSTO 30 DE 1976



BALLESTEROS, S. A.
INGENIEROS CONSULTORES

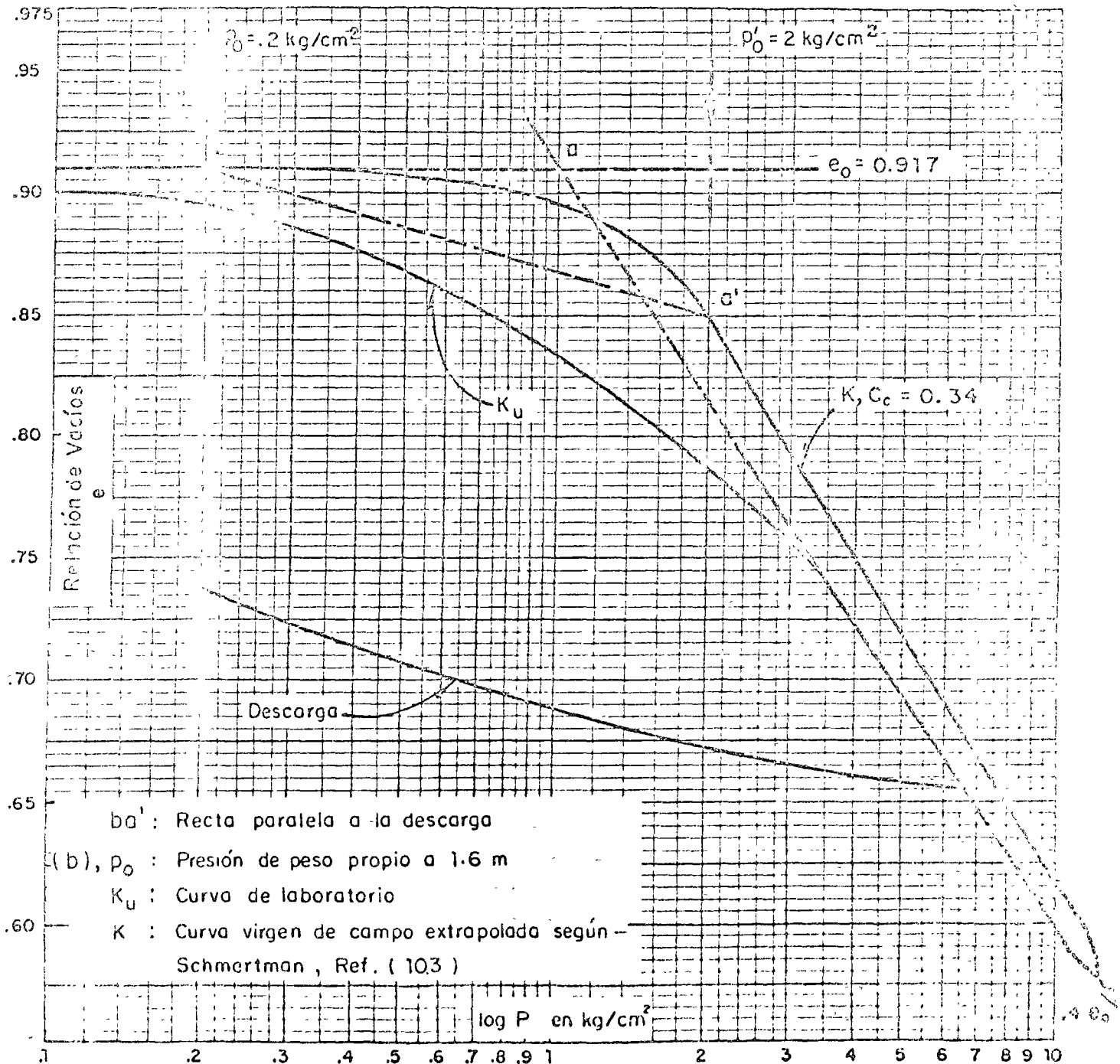
PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obre ANDSA Sondeo M - 3 Localización VILLAHERMOSA, TABASCO

SÍMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	ω_0 (%)	e	Sr (%)	p_0 (kg/cm ²)
M-3	2	1.40 - 1.60 m		0.917	93.9	

p_0 = Esfuerzo de preconsolidación

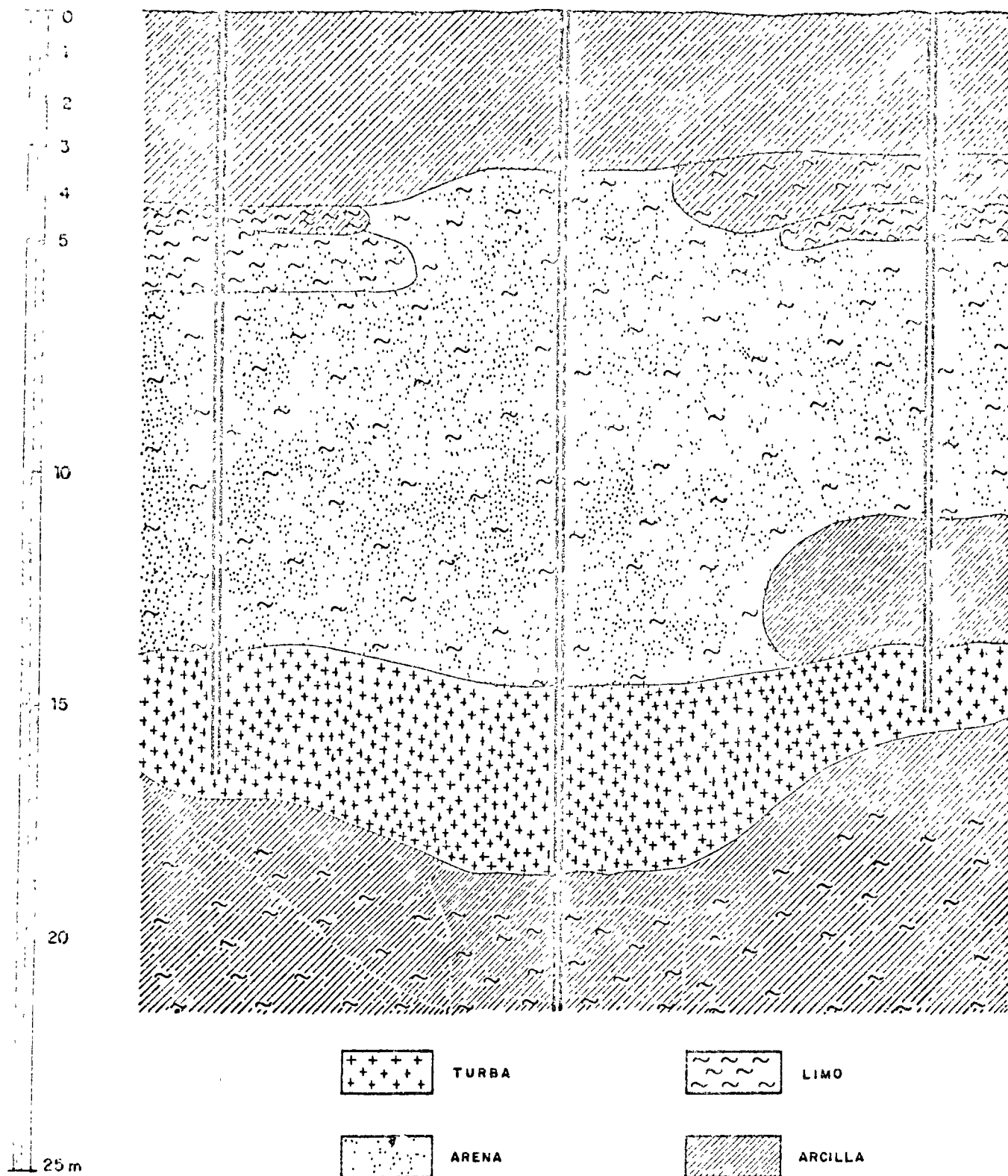
C_c = Índice de compresibilidad = 0.34



SM-2

SM-3

SM-4



SM. - Sondeo Mixto

Escala Horizontal 1:400

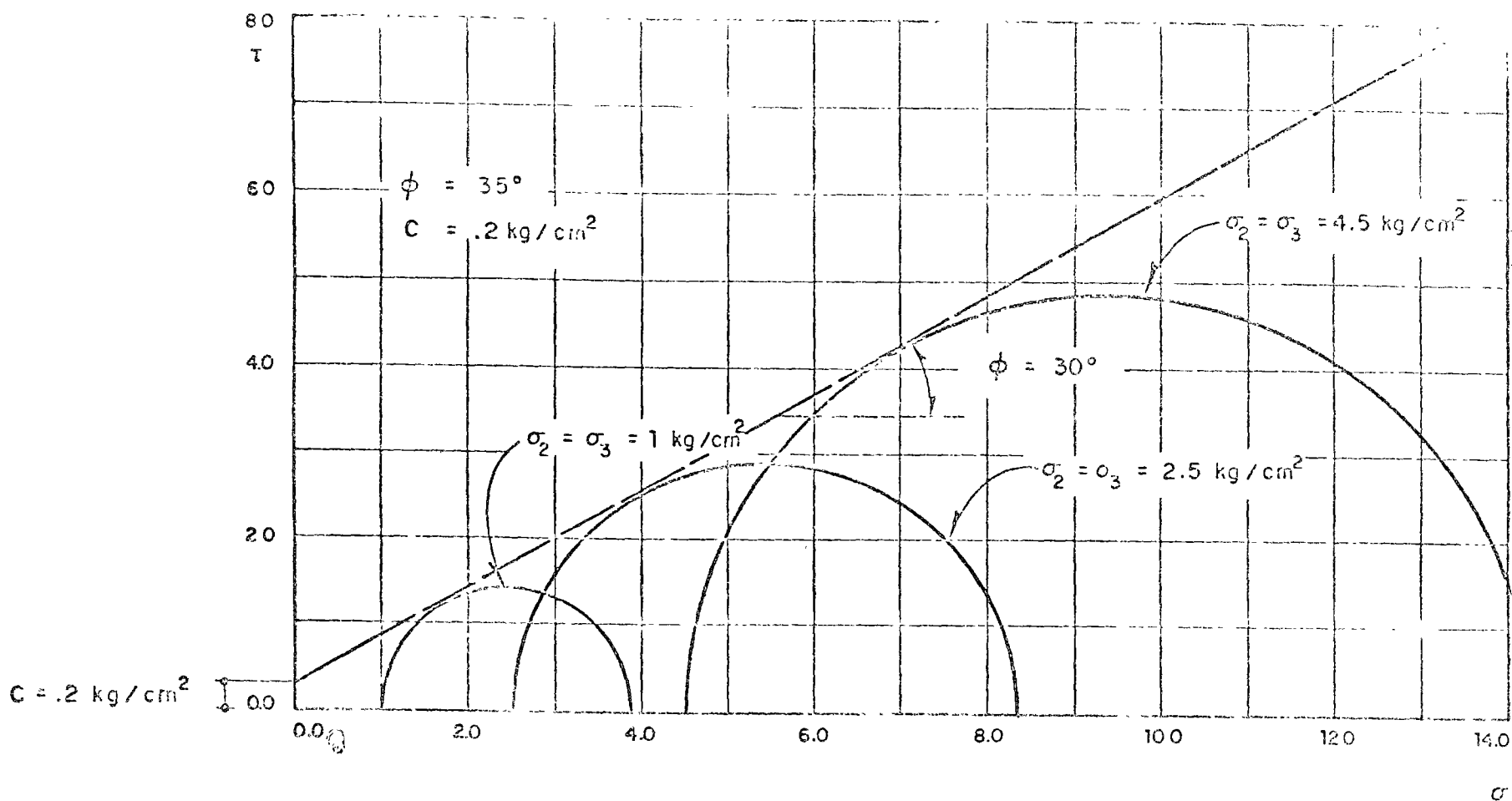
Escala Vertical 1:125

BALLESTEROS, S.A.
INGENIEROS CONSULTORES

PERFIL ESTRATIGRAFICO PROBABLE
EN LINEA AB

Obra: ANDSA, Col. Industrial
Villahermosa, Tabasco

Fecha: Octubre de 1976 Fig. 7



SM2 No. 12

Profundidad: 6.6 a 7.2

N = 3 golpes/p

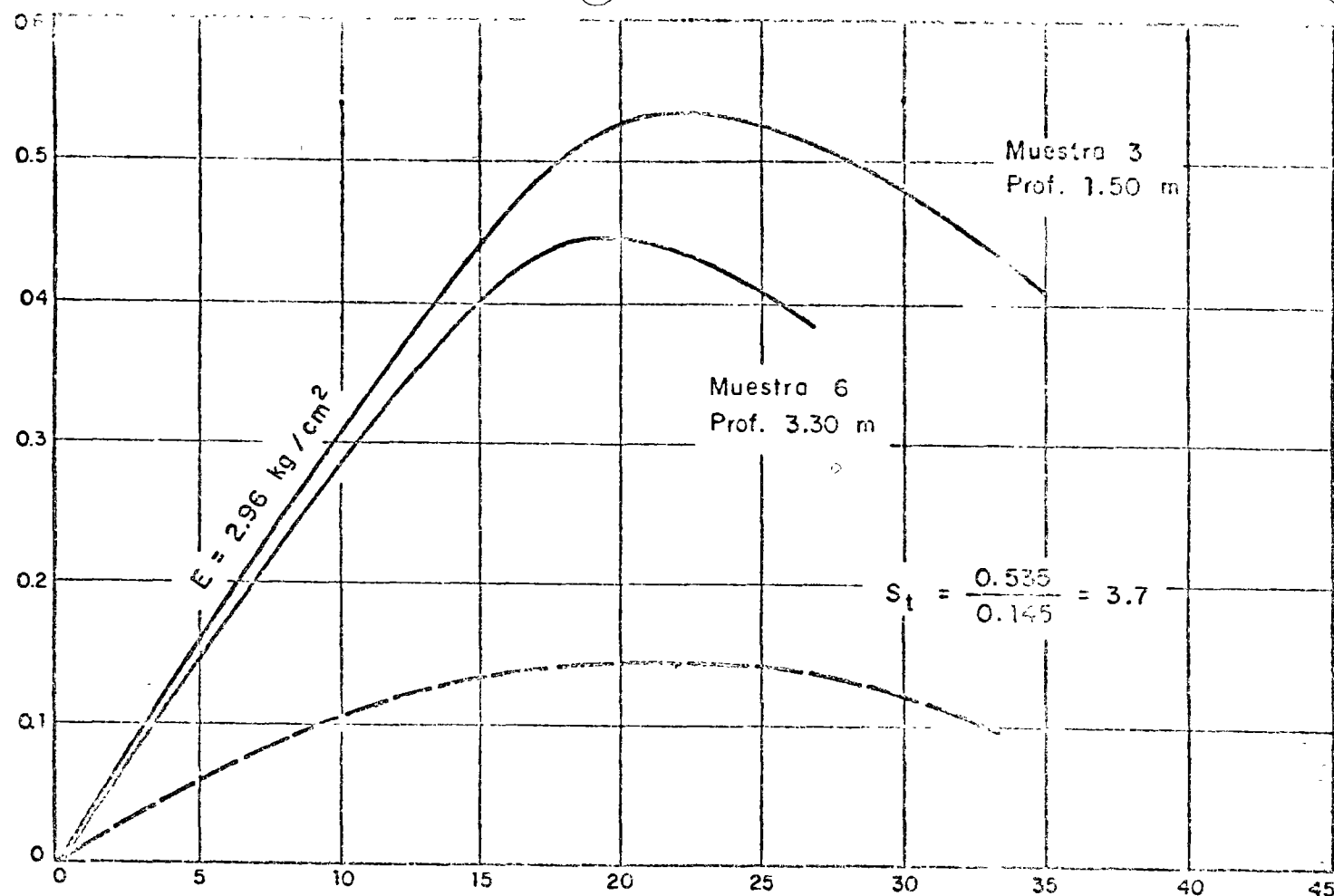
Material. Arena limosa muy poco compacta

$\omega = 30\%$

Prueba triaxial drenada rápida

FIGURA No. 8

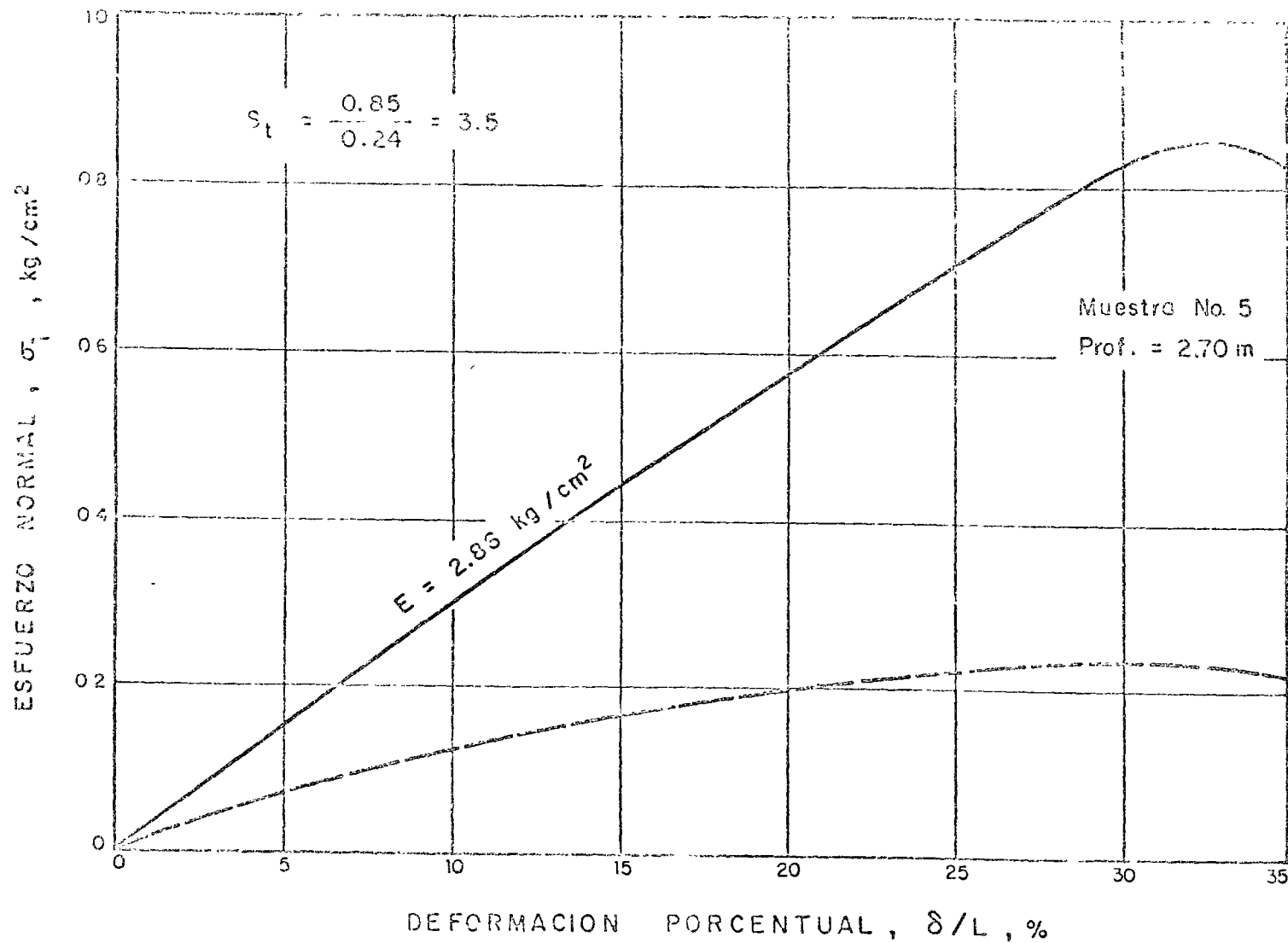
ESFUERZO NORMAL, σ_1 , Kg/cm²



DEFORMACION PORCENTUAL, δ/L , %

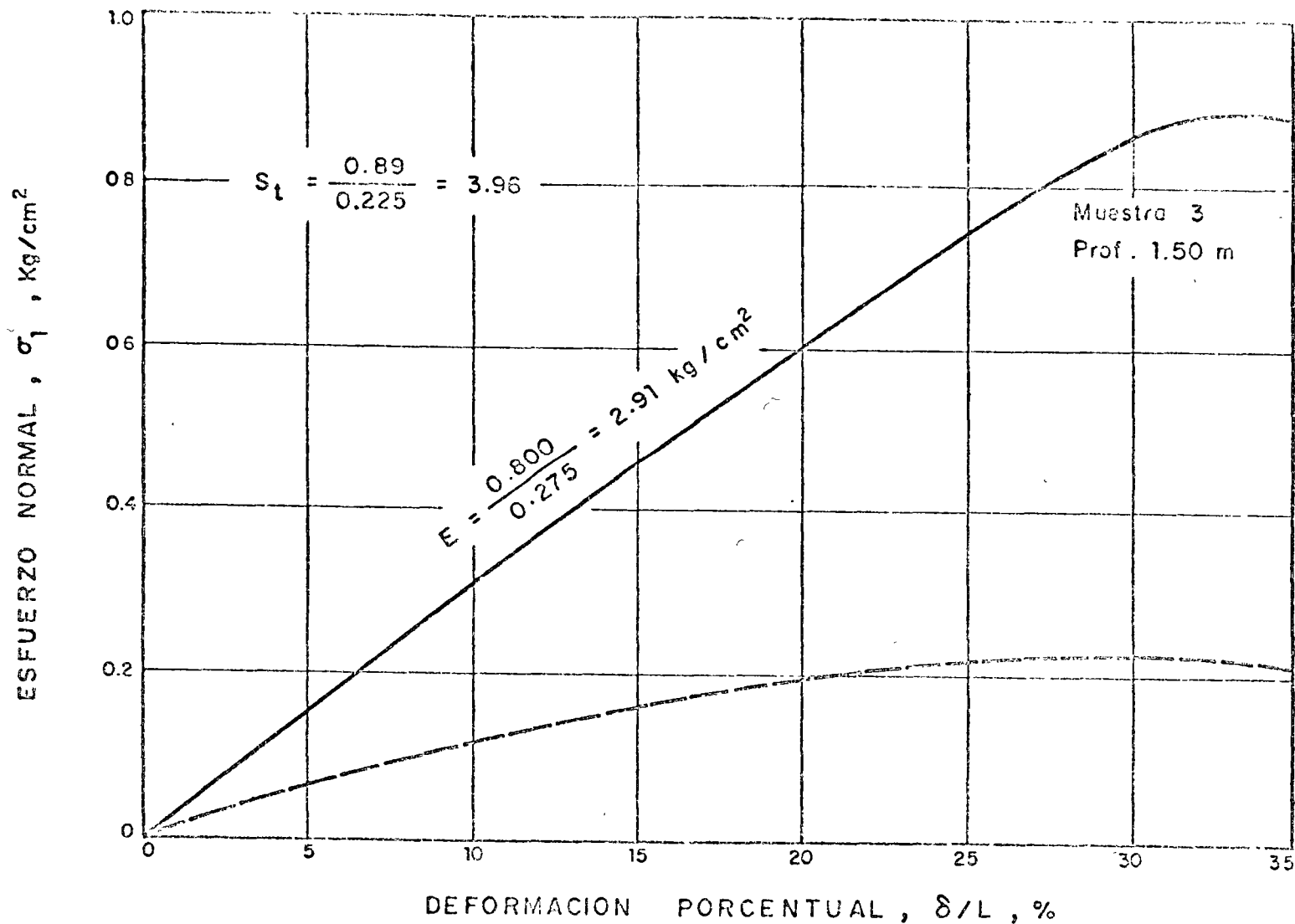
$\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ (no confinada)

BALLESTEROS, S.A.
 INGENIEROS CONSULTORES
 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
 EN SONDEO M-1
 Obra: ANDSA, Col. Industrial
 Villahermosa, Tabasco
 Fecha: Octubre de 1976 Fig. 9



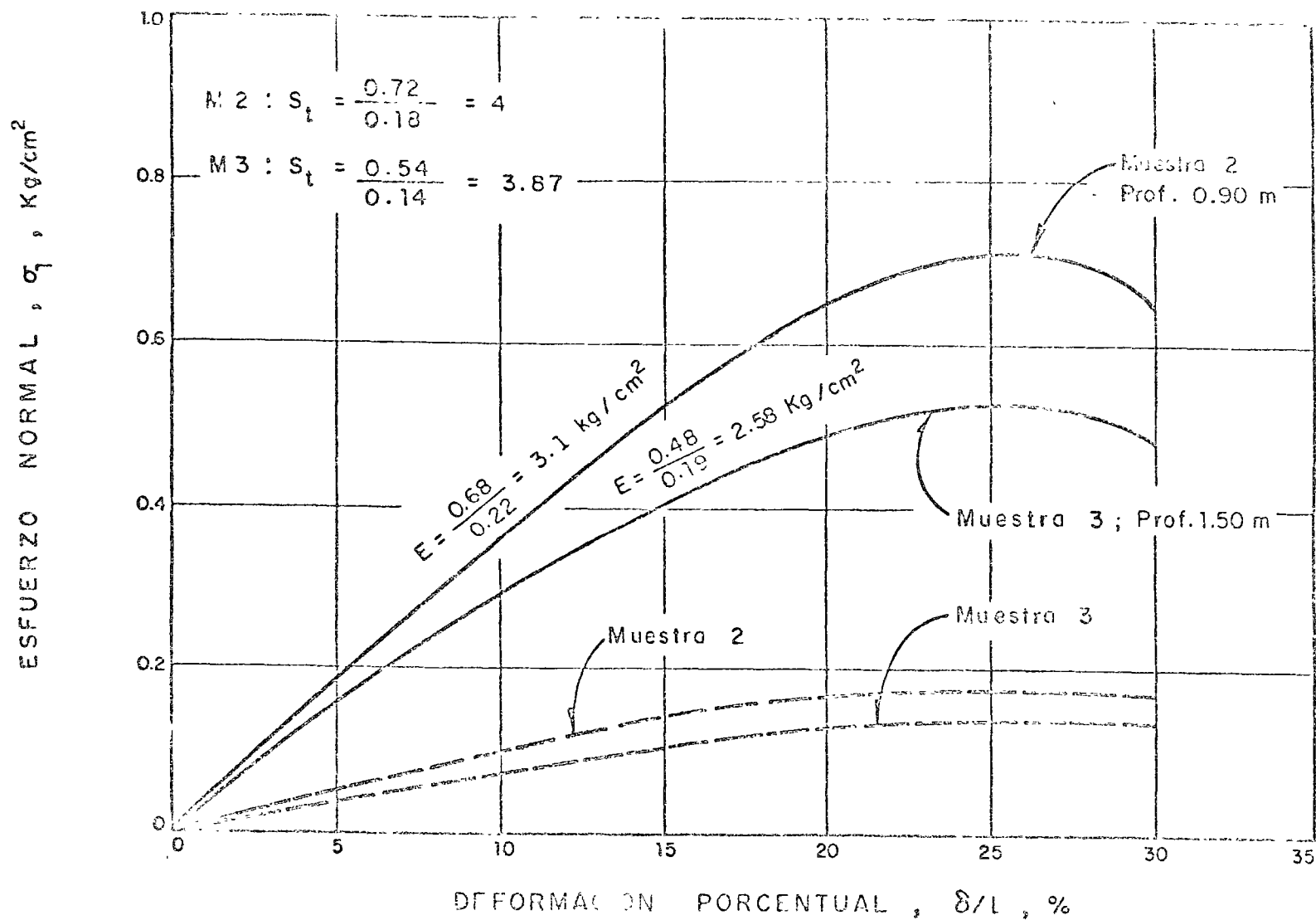
$\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ (no confinada)

BALLESTEROS, S.A.
INGENIEROS CONSULTORES
CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
EN SONDEO M--2
Obra ANDSA, Col. Industrial
Villahermosa, Tabasco
Fecha. Octubre de 1976 Fig 10



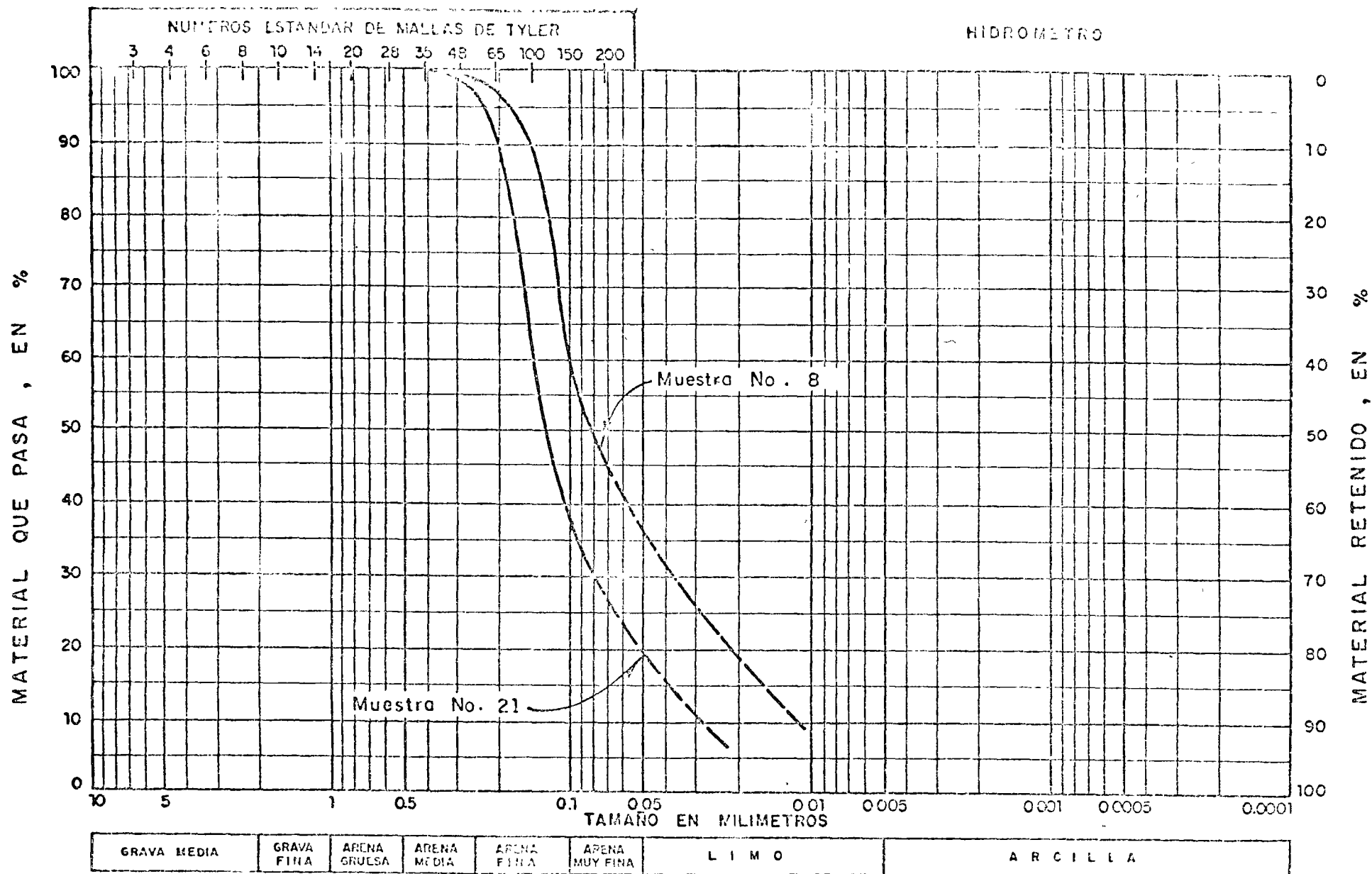
$\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ (no confinada)

BALLESTEROS, S.A.
INGENIEROS CONSULTORES
CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
EN SONDEO M-3
Obra. ANDSA, Col. Industrial
Villahermosa, Tabasco
Fecha Octubre de 1976 Fig. 11



$\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ (no confinado)

INGENIEROS CONSULTORES
CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
EN SONDEO M-4
Obra: ANOSA, Col. Industrial
Villahermosa, Tabasco
Fecha Octubre de 1976



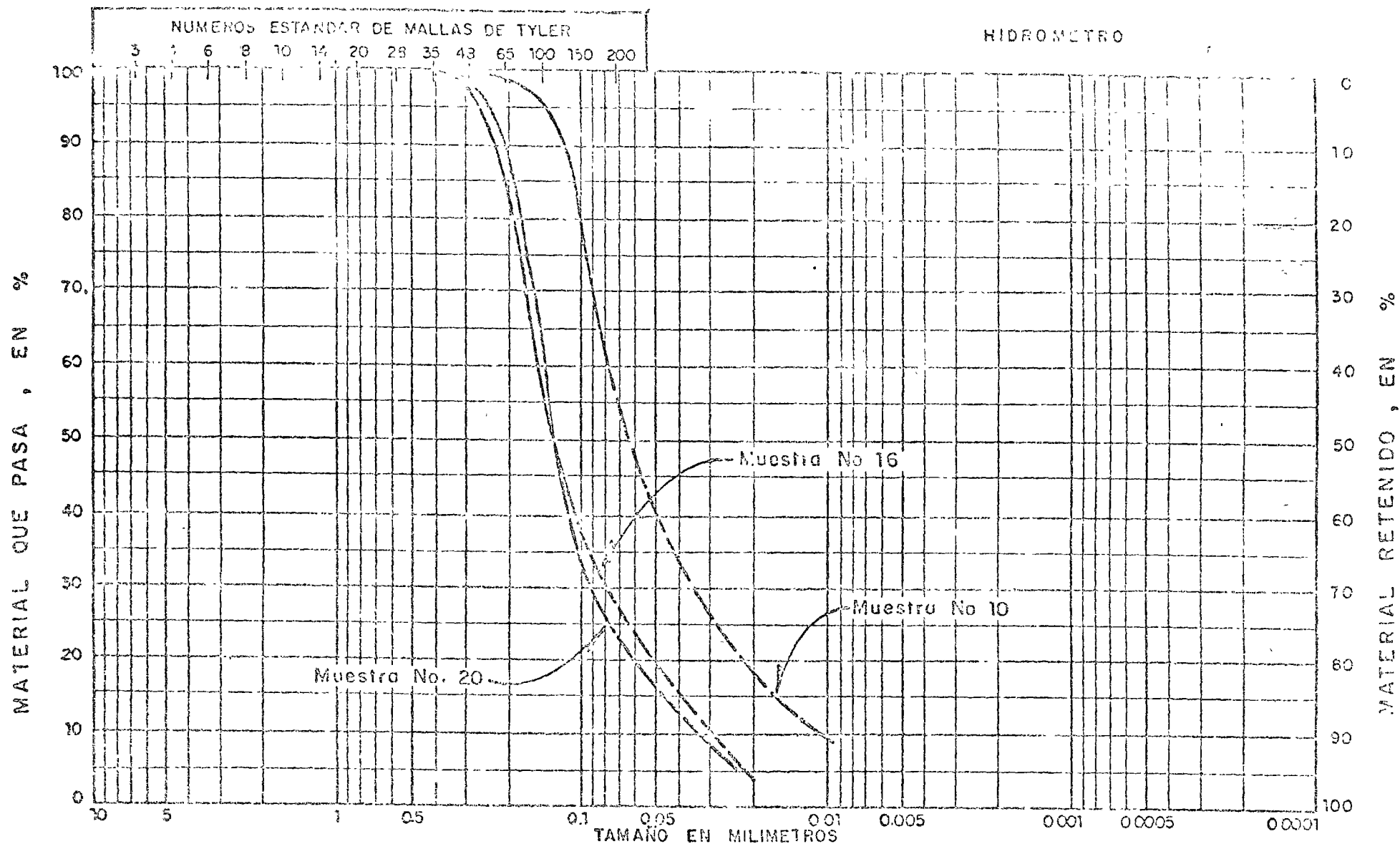
CLASIFICACION DE SUELOS DEL U.S. BUREAU

Proyecto : ANDSA , Col. Industrial , Villahermosa , Tabasco. Sondeo No M 1 Muestra No 8 y 21

Profundidad: M 8 = 4.50 m. Elevación 0.00 Notas Arena 57 % ; Limo 43 %

Profundidad: M 21 = 12.30 m. Elevación 0.00 Notas Arena 73 % ; Limo 27 %

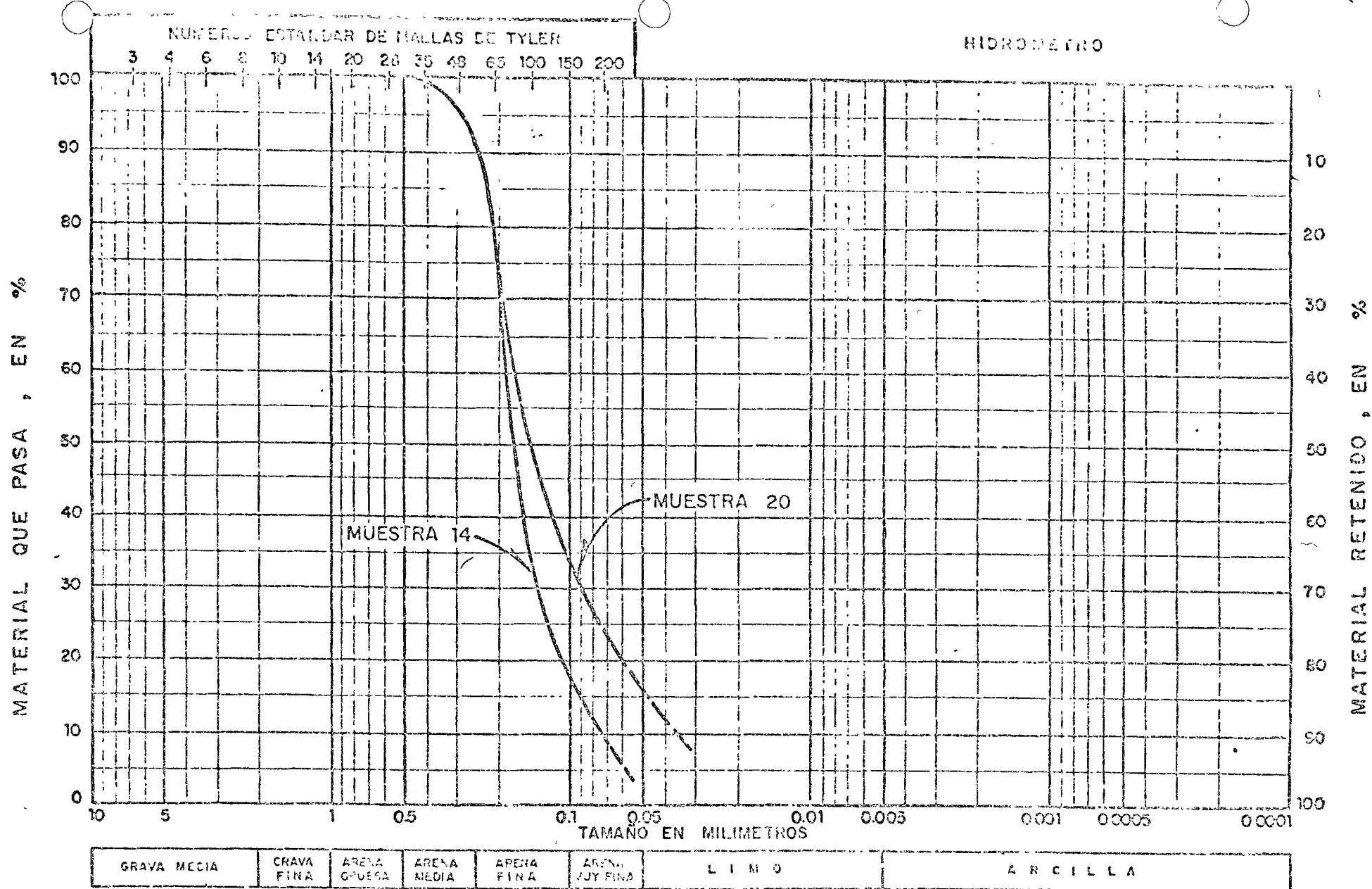
DIAGRAMA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA



CLASIFICACION DE SUELOS DEL U.S. BUREAU

Proyecto : ANDSA , Col. Industrial , Villahermosa , Tabasco. Sondeo No M. 2 Muestra No 10, 16 y 20
 Profundidad: M10 = 5.70 m Elevacion 0.00 Notas Arena 43 % ; Limo 57 %
 M16 = 9.30 ; M20 = 11.70 m Notas Arena 74 % ; Limo 26 % y M20 -- Arena 76 % ; Limo 24 %

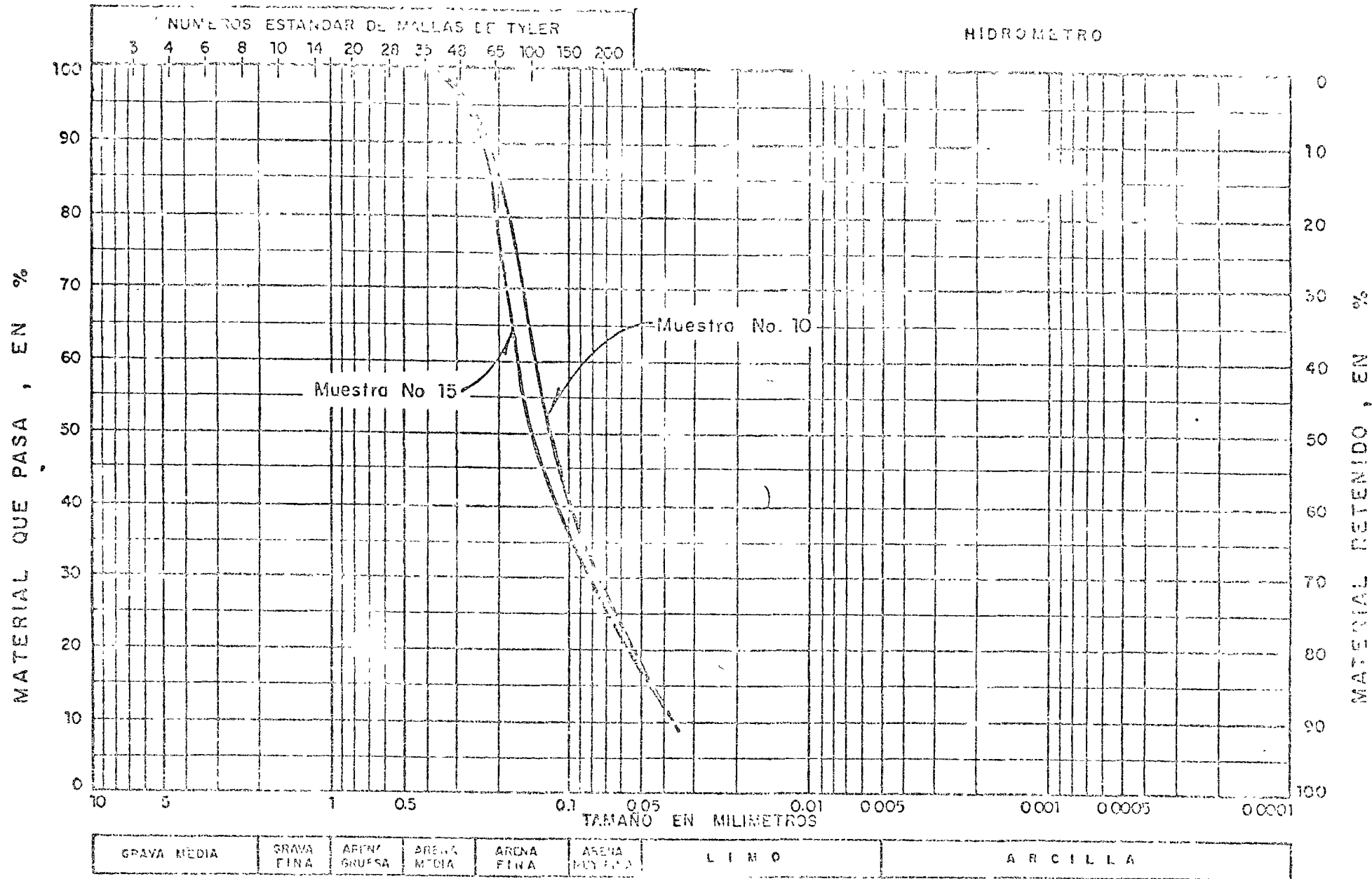
DIAGRAMA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA



CLASIFICACION DE SUELOS DEL U.S. BUREAU

Proyecto : ANDSA , Col Industrial , Villahermosa , Tabasco. Sondeo No M 3 Muestra No 14 y 20
 Profundidad: M14 = 8.10 m Elevación 0.00 Notas Arena 92 % ; Limo 8 %
 Profundidad: M20 = 11.70 m Elevación 0.00 Notas Arena 77 % ; Limo 23 %

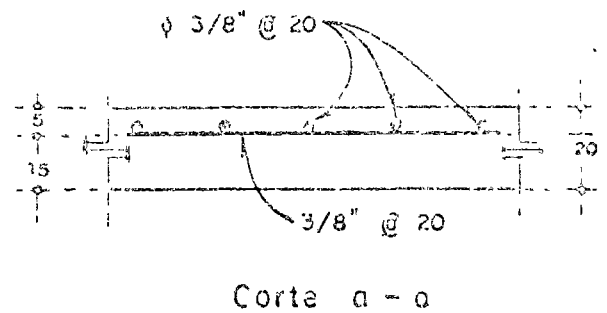
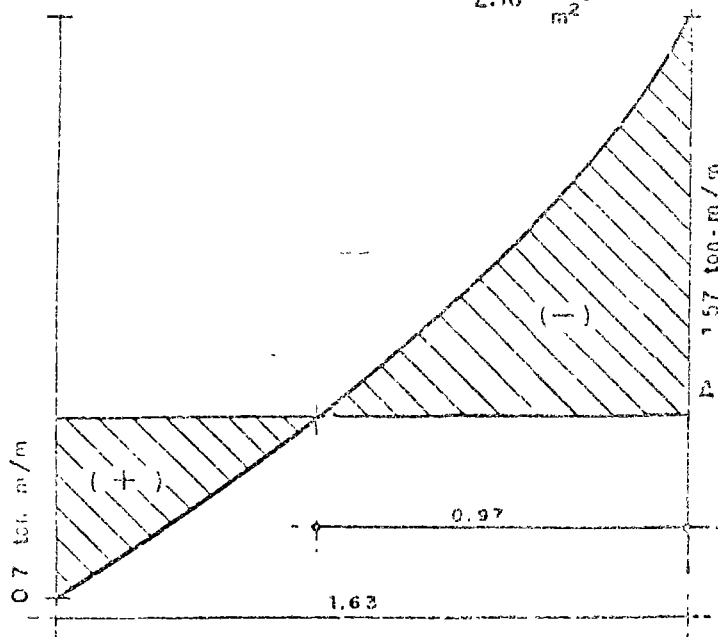
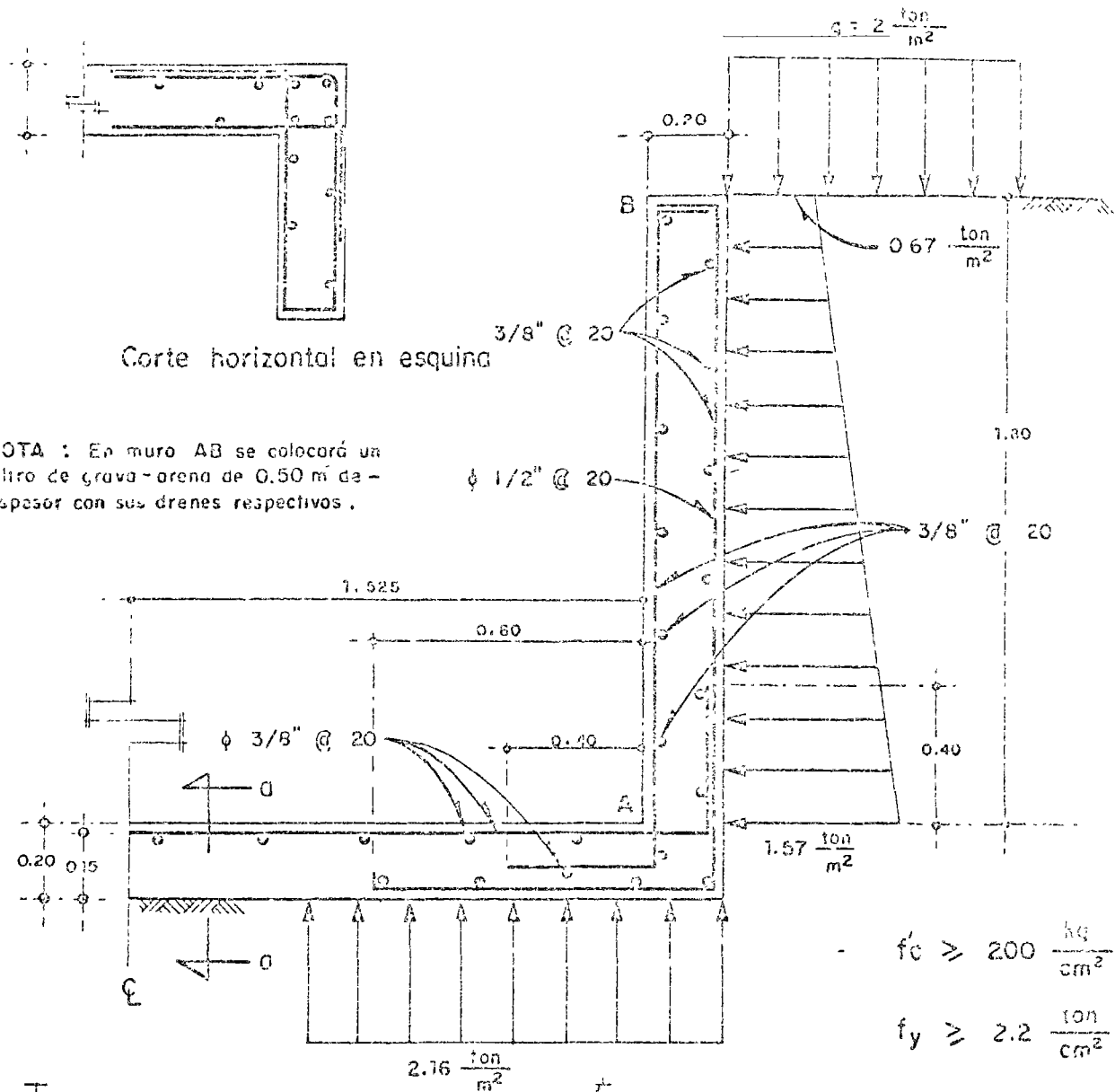
DIAGRAMA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA



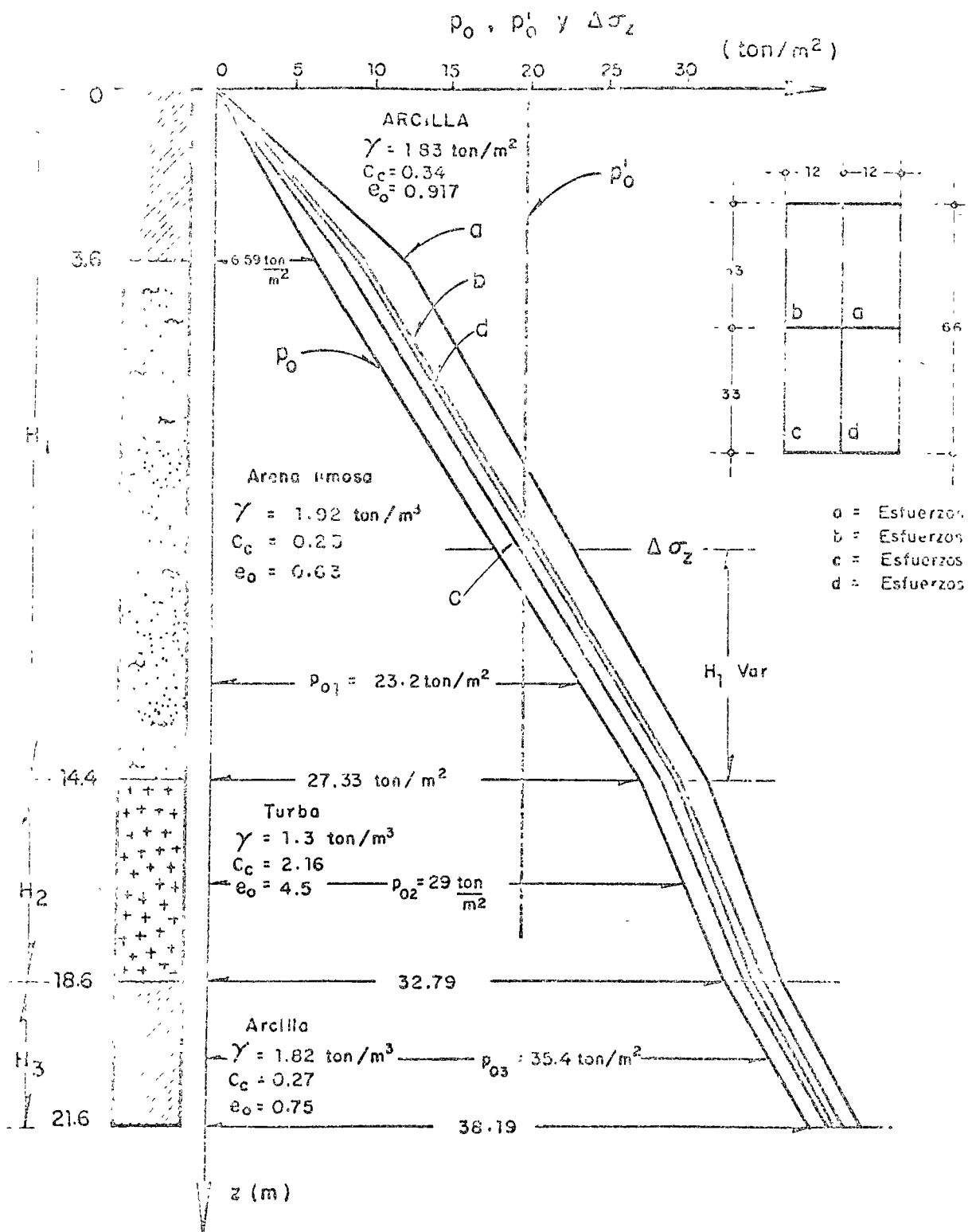
CLASIFICACION DE ... U.S. BUREAU

Proyecto : ANDSA , Col. Industrial , Villahermosa , Tabasco. Sondeo No M 4 Muestra No 10 y 15
 Profundidad: M10 = 5.70 m Elevación 0.00 Notas Arena 74 % ; Limo 26 %
 Profundidad: M15 = 8.70 m Elevación 0.00 Notas Arena 74 % ; Limo 26 %

DIAGRAMA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA



Empuje y reacciones del terreno sobre báscula camionera , refuerzo y dimensionamiento recomendado .



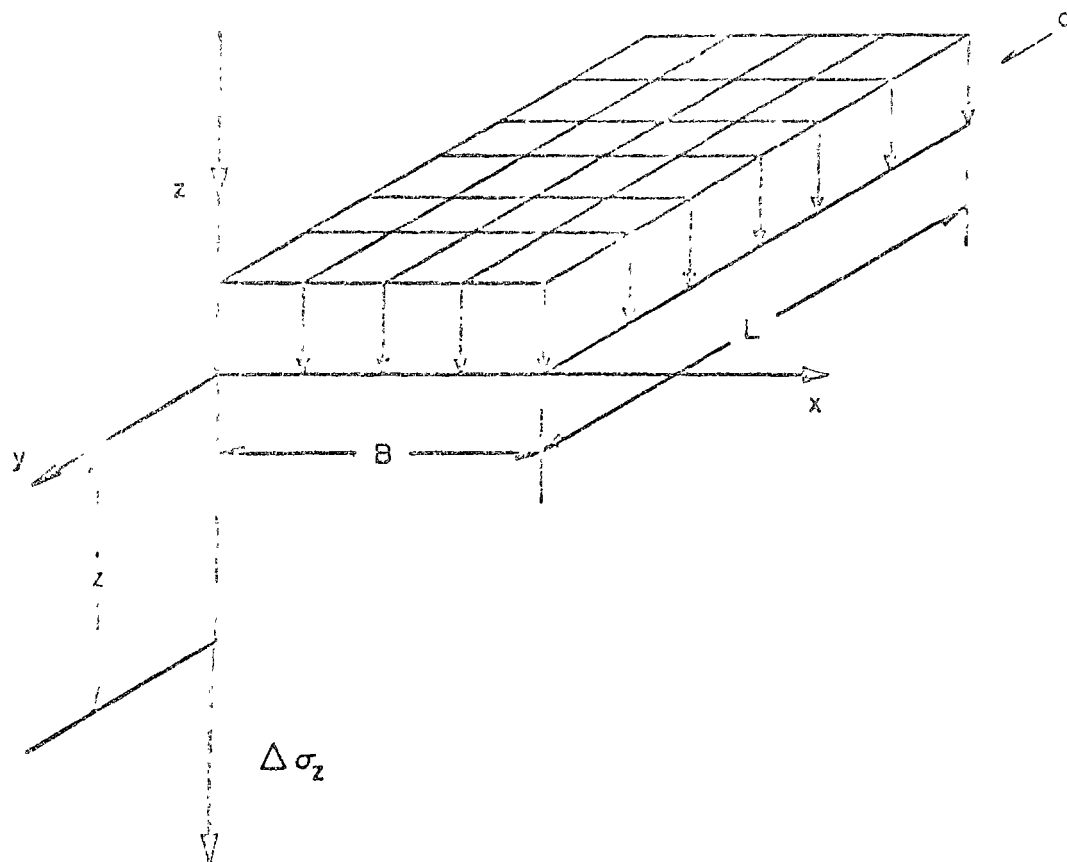
Esfuerzos verticales debidos a peso propio
y sobre carga aplicada

PUNTO	Prof. z (m)	Dim. Area		$m = \frac{B}{z}$	$n = \frac{L}{z}$	I_{σ}	Nº de Areas	q (ton/m ²)	$\Delta\sigma_z$ (ton/m ²)
		B (m)	L (m)						
a	3.6	12	33	3.33	9.17	0.250	4	5.5	5.50
	14.4	12	33	0.83	2.29	0.185	4	5.5	4.07
	18.6	12	33	0.65	1.77	0.157	4	5.5	3.45
	21.6	12	33	0.55	1.53	0.138	4	5.5	3.04
b	3.6	24	33	6.67	9.17	0.250	2	5.5	2.75
	14.4	24	33	1.67	2.29	0.230	2	5.5	2.75
	18.6	24	33	1.29	1.77	0.210	2	5.5	2.31
	21.6	24	33	1.11	1.53	0.195	2	5.5	2.15
c	3.6	24	66	6.67	18.33	0.250	1	5.5	1.38
	14.4	24	66	1.67	4.58	0.235	1	5.5	1.29
	18.6	24	66	1.29	3.55	0.225	1	5.5	1.24
	21.6	24	66	1.11	3.06	0.205	1	5.5	1.13
d	3.6	12	66	3.33	18.33	0.250	2	5.5	2.75
	14.4	12	66	0.83	4.58	0.189	2	5.5	2.03
	18.6	12	66	0.65	3.55	0.164	2	5.5	1.80
	21.6	12	66	0.55	3.06	0.145	2	5.5	1.60

$$\Delta\sigma_z = I_{\sigma} q (N^{\circ} \text{ Areas})$$

Incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_z$ debido a rellenos y bodega
llena de grano. (Ref. 10.5 pp. 484-487).

CONDICION ANALIZADA



$$\Delta\sigma_z = I_0 q \times (\text{número de áreas concurrentes en el punto de dimensiones } B \times L)$$

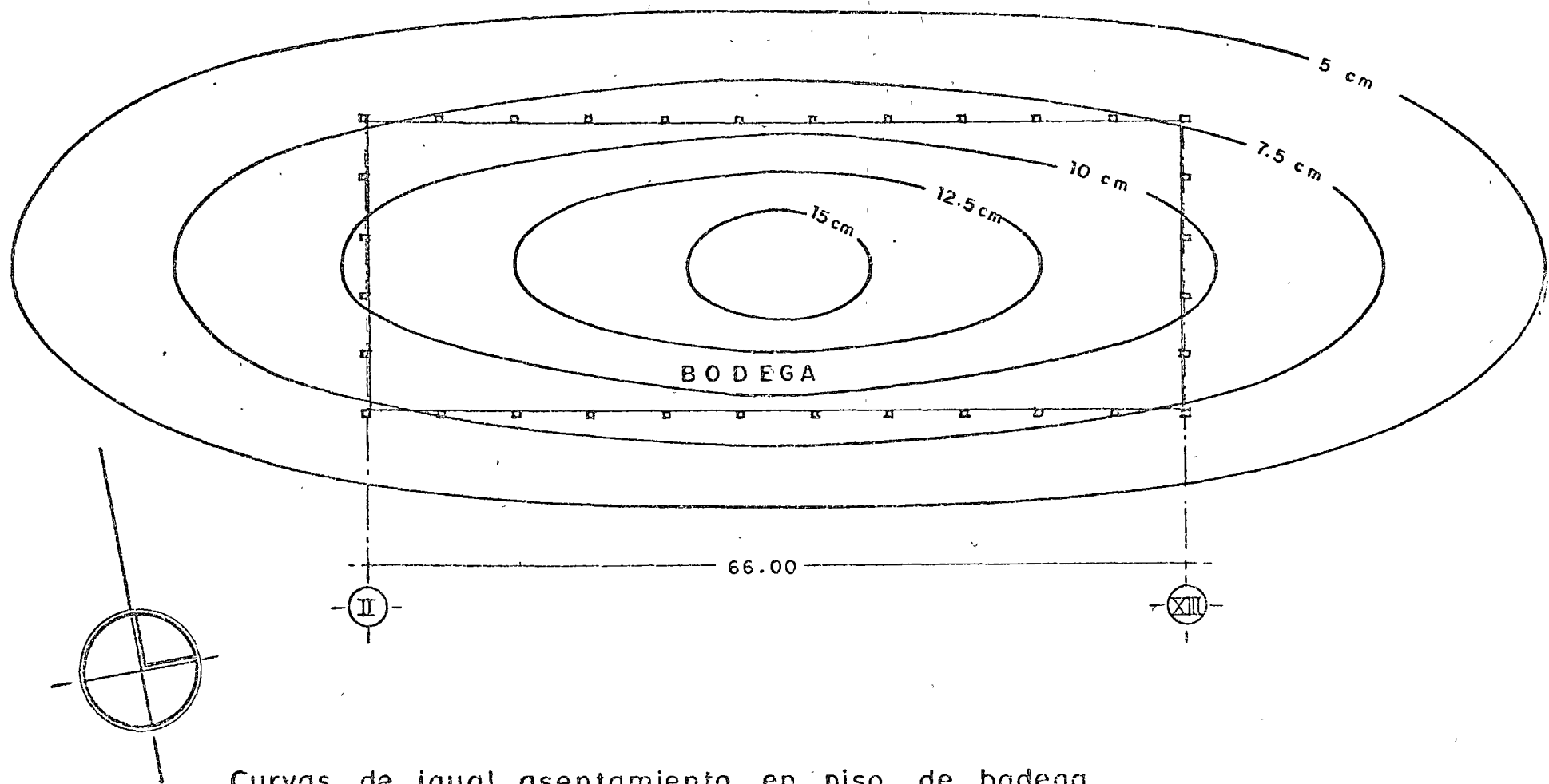
z = Profundidad en metros.

q = Carga por unidad de área.

I_0 = Coeficiente de influencia para esfuerzos normales verticales, función de $\frac{B}{z}$ y $\frac{L}{z}$.

FIG. 20 CONDICION ANALIZADA EN EL CALCULO DE ESFUERZOS VERTICALES.

Báscula camionera

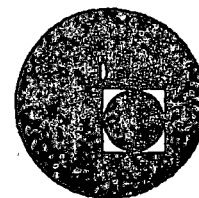


Curvas de igual asentamiento en piso de bodega

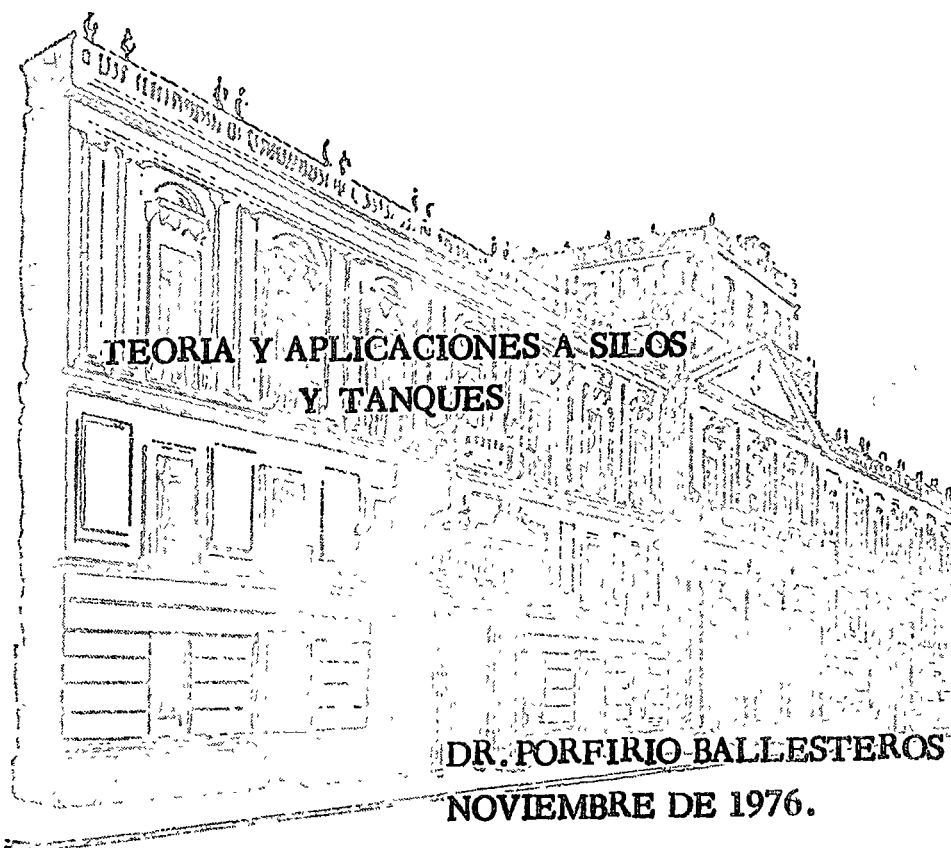




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES



TEORIA Y APLICACIONES A SILOS
Y TANQUES

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO
NOVIEMBRE DE 1976.

The continuing development of design and construction techniques of shell structures is resulting in an increasing fund of information of practical interest to Architects, Engineers and Contractors. The aim of furthering all branches of this progress has inspired the formation of the International association for shell and spatial structures, whose purpose is to organise meetings and congresses for the interchange of ideas and their dissemination by means of periodical publications.

Everyone interested in the various branches of shell techniques and their architectonic possibilities or realizations is invited to join this International Association.

To become a member or to obtain more detailed information, please write to the Secretariat of the International Association for Shell and Spatial Structures, Alfonso XII, 3, Madrid (7), Spain.

the advisory board

A. L. L. Baker (Gt. Britain)
N. Esquillan (France)
R. S. Jenkins (Gt. Britain)
K. W. Johansen (Denmark)
F. Levi (Italy)
W. Olszak (Poland)

the executive council

Honorary President:
A. M. Haas (The Netherlands)
President:
A. Paduart (Belgium)
Vice presidents:
A. L. Parme (U. S. A.)
F. del Pozo (Spain)
H. Rühle (German D. R.)

Treasurer:
G. Lacombe (France)

Secretary:
R. López Palanco (Spain)

Members of the Executive Council:
A. Aas-Jacobsen (Norway)
P. Ballesteros (Mexico)
T. Brøndum - Nielsen (Denmark)
L. Finzi (Italy)
K. A. Glukhovskoi (U. S. S. R.)
G. K. Khalidukov (U. S. S. R.)
J. Kozak (Czechoslovakia)
R. Krapfenbauer (Austria)
J. Munro (Gt. Britain)
E. P. Popov (U. S. A.)
G. S. Ramaswamy (India)
K. Szmodits (Hungary)
Y. Tsuboi (Japan)
W. Zerna (German F. R.)

TANQUES CILINDRICOS, TEORIA Y APLICACIONES

F. del Pozo y P. Ballesteros *

1. Introducción

La simetría que presenta la sollicitación de presión hidrostática hace que una de las formas más racionales y económicas para un depósito destinado a contener líquidos sea la cilíndrica con directriz circular.

Adoptada esta forma cilíndrica circular, el procedimiento de cálculo lógico es recurrir a la teoría de flexión de láminas. El caso de lámina cilíndrica de espesor constante con simetría de revolución y sollicitación también simétrica respecto al mismo eje de revolución que determina la geometría de la lámina, es afortunadamente, y aceptando las simplificaciones usuales en el cálculo de láminas, uno de los pocos casos en que la teoría, en su estado actual, conduce a una solución explícita muy sencilla.

* Profesores; Universidad de Madrid, España y UNAM, México..

Notación

a = radio medio del depósito.

e = base de los logaritmos neperianos.

$k_0, k_1, k_2, k_3, k_4, k_5$ = constantes.

x = coordenada lineal con origen en el borde inferior.

x_0, x_1 = valores particulares de la coordenada x .

w = corrimiento radial, positivo si aumenta el radio.

β = coeficiente en los depósitos de espesor de pared con variación lineal $= \frac{\delta_0}{L_1}$.

γ = peso específico del líquido contenido en el depósito.

δ = espesor de la pared.

δ_0 = espesor de la pared para $x = 0$.

$\eta = 2\lambda \sqrt{i(L_1 - x)}$.

$\vartheta = 2\lambda \sqrt{L_1 - x}$.

φ = coordenada polar, ángulo en el centro.

μ = constante del depósito $= \frac{\sqrt{3(1 - \nu^2)}}{\sqrt{a\delta}}$

μL = constante del depósito $= \sqrt{3(1 - \nu^2)} \sqrt{\frac{L}{a} \frac{L}{\delta}}$.

λ = coeficiente en los depósitos de espesor de pared con variación lineal $= \frac{\sqrt{12(1 - \nu^2)}}{\sqrt{a\beta}}$.

ν = módulo de Poisson.

$\xi = w \sqrt{L_1 - x}$.

Coef. I = valores dados en la tabla I y gráficos G-I y G-I'.

Coef. II = valores dados en la tabla II y gráfico G-II.

Coef. III = valores dados en la tabla III y gráfico G-III.

Coef. IV = valores dados en la tabla IV y gráficos G-IV y G-IV'.

Coef. V = valores dados en la tabla V y gráfico G-V.

Si el espesor de pared es variable, la solución no es tan simple. Aceptando una ley lineal para la variación del espesor de pared, la solución que se obtiene en el caso de depósito lleno incluye en su formulación funciones conocidas, cuya tabulación se añadirá como final de esta publicación.

Volviendo al caso de espesor de pared constante, la intención de esta publicación es a la vez servir como orientación en el estudio teórico del problema, y proporcionar un instrumento para el proyecto rápido de depósitos de este tipo.

En seguimiento de esta doble intención, en la primera parte del trabajo se hará un desarrollo formal de la teoría de la lámina cilíndrica circular, hasta llegar a unas expresiones literales de los esfuerzos en función del corrimiento radial, y de éste en función de las características de la sollicitación y de la geometría del depósito.

En la segunda parte se incluirán unas tablas y unos gráficos que permiten obtener con gran rapidez y comodidad los valores de los esfuerzos y del corrimiento, con vistas a un dimensionamiento inmediato o a una comprobación de la validez de las dimensiones previamente fijadas para el depósito. Y esto para cuatro casos de sollicitación del depósito que cubren realmente la mayor parte de su campo de aplicación.

Se ha juzgado interesante añadir, como complemento, siete ejemplos de depósitos de muy diversas características, para que la utilización de teoría, tablas y gráficos quede más claramente expuesta.

2. Desarrollo del cálculo

Los depósitos cuya superficie media es un cilindro de directriz circular con generatrices verticales, constituyen en realidad un caso particular de las láminas de revolución, en el que las cargas exteriores tienen simetría de revolución, y por lo tanto les serán aplicables los desarrollos y simplificaciones de la teoría elástica para este tipo de estructuras.

En lo que sigue se desarrollará el cálculo de una manera formal, aceptando todas las hipótesis que se admiten en la teoría elástica de las láminas.

Los esfuerzos que actuarán en un elemento diferencial serán los que se indican en la figura 1; es decir, un esfuerzo circunferencial normal N_φ , los momentos flectores M_x y M_r y el esfuerzo cortante Q_x . De estos esfuerzos, al considerar cargas con simetría de revolución, N_φ y M_r serán independientes de la coordenada angular φ .

Se prescinde de las cargas verticales sobre la pared del depósito, ya que si tienen simetría de revolución, producirán unos esfuerzos N_x cuyos efectos sobre el elemento corresponden a los de una sollicitación axial pura y pueden analizarse muy simplemente.

Con la condición de simetría impuesta a las cargas, solamente se considerará una carga normal Z en dirección radial, variable con la coordenada x , pero independiente de φ .

En el elemento diferencial considerado en la figura 1, el equilibrio de fuerzas radiales da la siguiente ecuación:

$$\frac{dQ_x}{dx} - \frac{1}{a} N_\varphi + Z = 0 \quad [1a]$$

El equilibrio de momentos con eje la tangente al paralelo

$$\frac{dM_x}{dx} + Q_x = 0 \quad [1b]$$

Las expresiones del esfuerzo N_φ y del momento M_x en función del corrimiento radial w , único existente debido a las hipótesis admitidas, serán:

$$\left. \begin{aligned} N_\varphi &= -\frac{E\delta}{a} w \\ M_x &= \frac{E\delta^3}{12(1-\nu^2)} \frac{d^2 w}{dx^2} \end{aligned} \right\} \quad [1c]$$

Se prescinde del valor del momento M_r , cuyo valor aproximado es νM_x .

Coef. VI = valores dados en la tabla VI y gráfico G-VI.
 Coef. VII = valores dados en la tabla VII y gráfico G-VII.
 Coef. VIII = valores dados en la tabla VIII y gráfico G-VIII.
 Coef. IX = valores dados en la tabla IX y gráfico G-IX.
 Coef. X = valores dados en la tabla X y gráfico G-X.
 Coef. XI = valores dados en la tabla XI y gráfico G-XI.
 Coef. XII = valores dados en la tabla XII y gráfico G-XII.

E = módulo de elasticidad.

$$K = \text{constante del depósito} = \frac{E\delta^3}{12(1-\nu^2)}.$$

$$K_\theta = \text{constante de un depósito de espesor de pared con variación lineal} = \frac{E\beta^3}{12(1-\nu^2)}.$$

K_1, K_2, K_3, K_4 = constantes de integración.

L = altura del depósito.

L_f = altura ficticia en un depósito de espesor de pared con variación lineal.

M = momento exterior uniforme por unidad de longitud aplicado en un borde del depósito, positivo si produce tracción en la cara interior.

M_x = momento flector longitudinal por unidad de longitud, positivo si produce tracción en la cara interior del depósito.

M_θ = momento flector circunferencial por unidad de longitud, positivo si produce tracción en la cara interior del depósito.

N_θ = esfuerzo circunferencial por unidad de longitud, positivo si es tracción.

Q_x = esfuerzo cortante por unidad de longitud, positivo si en la cara frontal actúa hacia afuera.

R = esfuerzo radial uniforme por unidad de longitud aplicado en un borde del depósito, positivo hacia el interior.

Z = fuerza exterior, por unidad de superficie actuando sobre el depósito, positiva si actúa hacia el exterior.

$\psi_1(\theta), \psi_2(\theta), \psi_3(\theta), \psi_4(\theta)$ = funciones de θ utilizadas en el cálculo de depósitos de espesor de pared con variación lineal.

$$\psi_1' = \frac{d\psi_1(\theta)}{d\theta}$$

$$\psi_2' = \frac{d\psi_2(\theta)}{d\theta}$$

$$\psi_3' = \frac{d\psi_3(\theta)}{d\theta}$$

$$\psi_4' = \frac{d\psi_4(\theta)}{d\theta}$$

Si se supone $\delta = \text{constante}$, la ecuación anterior se convierte en la siguiente:

$$\frac{d^4 W}{dx^4} + \frac{12(1-\nu^2)}{\sigma^2 \delta^3} W = \frac{12(1-\nu^2)}{E \delta^3} Z \quad [IV]$$

La solución de esta ecuación diferencial es la siguiente:

$$W = W_p + e^{\alpha x} [K_1 \cos \alpha x + K_2 \sin \alpha x] + e^{-\alpha x} [K_3 \cos \alpha x + K_4 \sin \alpha x] \quad [V]$$

Siendo $\alpha = \frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{a\delta}}$ y w_p una solución particular de la ecuación [IV] completa.

Con el valor del corrimiento w dado en [V] y teniendo en cuenta que:

$$N_x = \frac{E\delta}{\alpha} \left\{ w_p + e^{\alpha x} [K_1 \cos \alpha x + K_2 \sin \alpha x] + e^{-\alpha x} [K_3 \cos \alpha x + K_4 \sin \alpha x] \right\} \quad [VI]$$

$$M_x = K \left\{ \frac{d^2 w_p}{dx^2} + 2\alpha^2 e^{\alpha x} [K_2 \cos \alpha x - K_1 \sin \alpha x] - 2\alpha^2 e^{-\alpha x} [K_4 \cos \alpha x - K_3 \sin \alpha x] \right\}$$

$$Q_x = -K \left\{ \frac{d^3 w_p}{dx^3} + 2\alpha^3 e^{\alpha x} [(K_2 - K_1) \cos \alpha x - (K_1 + K_2) \sin \alpha x] + 2\alpha^3 e^{-\alpha x} [(K_3 + K_4) \cos \alpha x - (K_3 - K_4) \sin \alpha x] \right\}$$

se puede determinar el estado tensional de un depósito de espesor constante, cualquiera que sea el tipo de sustentación en los dos bordes horizontales.

En las expresiones [VI], $K = \frac{E\delta^3}{12(1-\nu^2)}$.

A continuación se estudiarán distintos casos particulares que permitirán conocer los esfuerzos y proyectar los tipos normales de depósito de espesor constante. Los casos que se estudiarán son los siguientes:

- I. Depósito vacío, libre en sus bordes inferior y superior y solicitado en el primero de ellos por una fuerza radial uniforme, R .
- II. Depósito vacío, libre en sus bordes inferior y superior y solicitado en el primero de ellos por un momento radial uniforme, M .
- IIIa. Depósito lleno, libre en su borde superior y rígidamente empotrado en el inferior.
- IIIb. Depósito lleno, libre en su borde superior y articulado en el inferior.

2.1.1. Caso I.

Depósito vacío, libre en sus bordes inferior y superior y solicitado en el borde inferior por una fuerza radial uniforme, R (fig. 2).

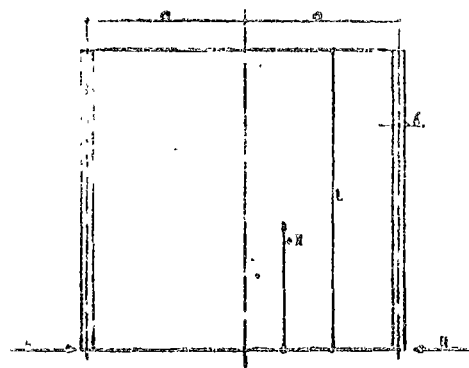


Fig. 2

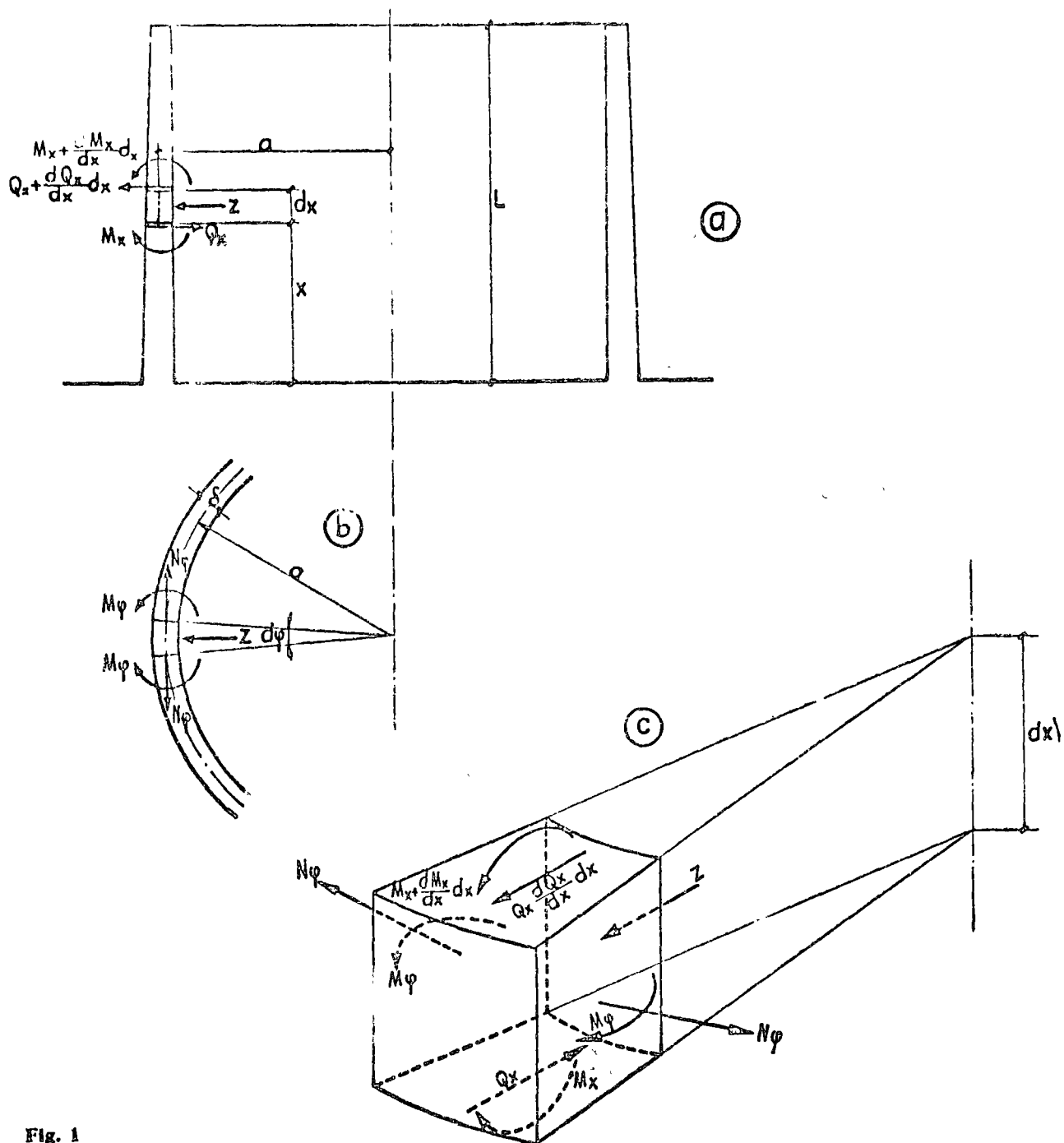


Fig. 1

Sustituyendo en la ecuación [Ia] el valor de Q_x sacado de [Ib] y los de N_φ y M_x sacados de [II], se tiene:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[\frac{E \delta^3}{12(1-\nu^2)} \frac{d^2 w}{dx^2} \right] + \frac{E \delta}{a^2} w - Z = 0 \quad [\text{III}]$$

Esta ecuación diferencial de cuarto grado resuelve el problema para el caso general de espesor variable $\delta(x)$.

Si el depósito tiene unas dimensiones que permitan suponer que la acción en un borde no tiene influencia en el otro, se llega a la conocida solución simplificada siguiente:

$$k_1 = k_2 = k_3 = 0; \quad k_4 = -1;$$

con esto las expresiones de los esfuerzos y del recorrido resultan también notablemente simplificadas y serían las siguientes:

$$w_x = \frac{2\sqrt[4]{3(1-\nu^2)}}{E} \frac{a}{\delta} \sqrt{\frac{a}{\delta}} R \left[-e^{-\alpha x} \cos \alpha x \right]$$

$$N_{\varphi} = 2\sqrt[4]{3(1-\nu^2)} \sqrt{\frac{a}{\delta}} R \left[-e^{-\alpha x} \cos \alpha x \right]$$

$$M_x = \sqrt{\frac{a^2 \delta^2}{3(1-\nu^2)}} R \left[-e^{-\alpha x} \sin \alpha x \right]$$

$$Q_x = -R \left[-e^{-\alpha x} (\cos \alpha x - \sin \alpha x) \right]$$

Esta solución simplificada es válida para este caso en general con valores de $\alpha \cdot L$ mayores o iguales a 3, o, lo que es igual:

$$\frac{L}{a} \times \frac{L}{\delta} \geq \frac{5,2}{\sqrt{1-\nu^2}}$$

Para los depósitos de hormigón armado o pretensado en que ν se puede considerar igual a 0,2, la solución simplificada da resultados aceptables para dimensiones que cumplan la limitación

$$\frac{L}{a} \times \frac{L}{\delta} \geq 5,3$$

En los casos en que estas simplificaciones sean válidas, el esfuerzo $N_{\varphi \max}$ para $x = 0$ y el corrimiento $w_{\max}$ también para $x = 0$ se pueden determinar con las sencillas fórmulas aproximadas:

$$N_{\varphi \max} \approx -2,6 \sqrt{\frac{a}{\delta}} R$$

$$w_{\max} \approx -\frac{2,6}{E} \frac{a}{\delta} \sqrt{\frac{a}{\delta}} R$$

El valor del mayor de los máximos del momento M , se producirá a una altura definida por el valor de $x = x_0$; tanto esta coordenada como el $M_{x \max}$ se pueden determinar con las fórmulas aproximadas siguientes:

$$\frac{x_0}{L} \approx 0,6 \sqrt{\frac{a\delta}{L^2}}$$

$$M_{x \max} \approx -0,25 \sqrt{a\delta} \cdot R$$

(*)

R representa una fuerza por unidad de longitud de circunferencia, y sus dimensiones serán, por lo tanto, $\frac{F}{L}$.

Al no existir, en este caso, cargas exteriores Z , la solución particular de la ecuación [V], w_p , será nula, puesto que la ecuación en sí es homogénea.

Por otra parte, las condiciones en los bordes serán:

$$\begin{aligned} \text{Para } x = 0 \quad (M_x)_{x=0} &= 0 & (Q_x)_{x=0} &= R = -K \left(\frac{d^3 w}{dx^3} \right)_{x=0} \\ \text{Para } x = L \quad (M_x)_{x=L} &= 0 & (Q_x)_{x=L} &= 0 \end{aligned}$$

Estas cuatro condiciones proporcionan las cuatro ecuaciones siguientes:

$$\begin{aligned} K_2 - K_4 &= 0 \\ K_1 - K_2 - K_3 - K_4 &= \frac{R}{2K\alpha^3} \\ e^{\alpha L} [-K_1 \sin \alpha L + K_2 \cos \alpha L] + e^{-\alpha L} [K_3 \sin \alpha L - K_4 \cos \alpha L] &= 0 \\ e^{\alpha L} [K_1 (\sin \alpha L + \cos \alpha L) + K_2 (\cos \alpha L - \sin \alpha L)] + \\ &+ e^{-\alpha L} [K_3 (\cos \alpha L - \sin \alpha L) + K_4 (\cos \alpha L + \sin \alpha L)] = 0 \end{aligned}$$

Sistema con el que se pueden determinar las constantes K_1 , K_2 , K_3 y K_4 , cuyas soluciones son:

$$\begin{aligned} K_1 &= \frac{R}{2\alpha^3 K} k_1 & k_1 &= \frac{1 - e^{2\alpha L} + e^{2\alpha L} \sin \alpha L}{1 + e^{4\alpha L} - 4e^{2\alpha L} + 2e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L} \\ K_2 &= \frac{R}{\alpha^3 K} k_2 & k_2 &= \frac{\frac{1}{2} e^{2\alpha L} (1 - \cos 2\alpha L)}{1 + e^{4\alpha L} - 4e^{2\alpha L} + 2e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L} \\ K_3 &= \frac{R}{2\alpha^3 K} k_3 & k_3 &= \frac{e^{2\alpha L} - e^{4\alpha L} + e^{2\alpha L} \sin 2\alpha L}{1 + e^{4\alpha L} - 4e^{2\alpha L} + 2e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L} \\ K_4 &= \frac{R}{\alpha^3 K} k_4 = K_2 & k_4 &= \frac{\frac{1}{2} e^{2\alpha L} (1 - \cos 2\alpha L)}{1 + e^{4\alpha L} - 4e^{2\alpha L} + 2e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L} = k_2 \end{aligned}$$

Con estos valores las expresiones de los esfuerzos y del recorrido resultan:

$$\begin{aligned} w &= \frac{2 \sqrt[4]{3(1-\nu^2)}}{E} \frac{\alpha}{\delta} \sqrt{\frac{\alpha}{\delta}} R \left[e^{\alpha x} (k_1 \cos \alpha x + 2k_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (k_3 \cos \alpha x + 2k_4 \sin \alpha x) \right] \\ N_\varphi &= 2 \sqrt[4]{3(1-\nu^2)} \sqrt{\frac{\alpha}{\delta}} R \left[e^{\alpha x} (k_1 \cos \alpha x + 2k_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (k_3 \cos \alpha x + 2k_4 \sin \alpha x) \right] \\ M_x &= \sqrt[4]{\frac{\alpha^2 \delta^2}{3(1-\nu^2)}} R \left[e^{\alpha x} (-k_1 \sin \alpha x + 2k_2 \cos \alpha x) + e^{-\alpha x} (k_3 \sin \alpha x - 2k_4 \cos \alpha x) \right] \\ Q_x &= -R \left[e^{\alpha x} [-k_1 (\sin \alpha x - \cos \alpha x) + 2k_2 (\cos \alpha x - \sin \alpha x)] + \right. \\ &\quad \left. + e^{-\alpha x} [k_3 (\cos \alpha x - \sin \alpha x) + 2k_4 (\cos \alpha x + \sin \alpha x)] \right] \end{aligned} \quad \text{[VII]}$$

analogamente, en la tabla III se da el coeficiente que determinará el esfuerzo cortante Q_r con la fórmula:

$$Q_r = -R \times \text{Coef. III.}$$

Se incluyen en la tabla A los coeficientes k_0 y k_L , que permiten hallar los valores de la derivada del corrimiento radial w en los dos bordes del depósito considerado, de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$\left[\frac{dw}{dx} \right]_{x=0} = \frac{2a}{E\delta^2} \sqrt{3(1-\nu^2)} R \times k_0$$

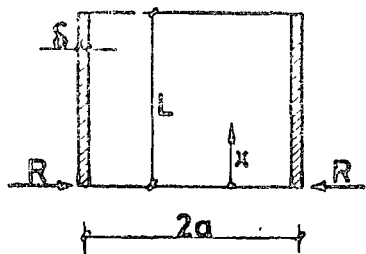
$$\left[\frac{dw}{dx} \right]_{x=L} = \frac{2a}{E\delta^2} \sqrt{3(1-\nu^2)} R \times k_L$$

Estos valores facilitan la resolución en los casos de sustentación en los bordes en que intervenga el giro. En los ejemplos que se incluyen al final de esta publicación, se pueden ver algunos casos resueltos, mediante la utilización de la tabla A.

Las tablas I, II y III corresponden a los gráficos G-I, G-II y G-III.

TABLA A

Depósito libre en sus dos bordes, solicitado por una fuerza radial uniforme, R , en el borde inferior



$$\left[\frac{dw}{dx} \right]_{x=0} = \frac{2a}{E\delta^2} \sqrt{3(1-\nu^2)} R \times k_0$$

$$\left[\frac{dw}{dx} \right]_{x=L} = \frac{2a}{E\delta^2} \sqrt{3(1-\nu^2)} R \times k_L$$

VALORES DE LOS COEFICIENTES k_0 Y k_L

xL	k_0	k_L	xL	k_0	k_L	xL	k_0	k_L
0,6	8,3710	8,3111	3,0	1,0004	0,0282	5,5	1,0001	-0,0115
0,8	4,7544	4,6480	3,2	1,0000	-0,0095	6,0	1,0000	-0,0028
1,0	3,1042	2,9387	3,4	1,0006	-0,0342	7,0	1,0000	0,0024
1,2	2,2324	1,9959	3,6	1,0012	-0,0484	8,0	1,0000	0,0013
1,4	1,7315	1,4135	3,8	1,0015	-0,0548	9,0	1,0000	0,0002
1,6	1,4303	1,0226	4,0	1,0015	-0,0555	10,0	1,0000	-0,0001
1,8	1,2461	0,7434	4,2	1,0014	-0,0523	12,0	1,0000	---
2,0	1,1341	0,5351	4,4	1,0011	-0,0468	14,0	1,0000	---
2,2	1,0680	0,3751	4,6	1,0008	-0,0400	16,0	1,0000	---
2,4	1,0310	0,2510	4,8	1,0005	-0,0328	18,0	1,0000	---
2,6	1,0119	0,1549	5,0	1,0003	-0,0259	20,0	1,0000	---
2,8	1,0034	0,0819						

212. Gráfico II.

Depósito vacío, libre en sus bordes inferior y superior y solicitado en el borde inferior por un momento radial uniforme M (fig. 4).

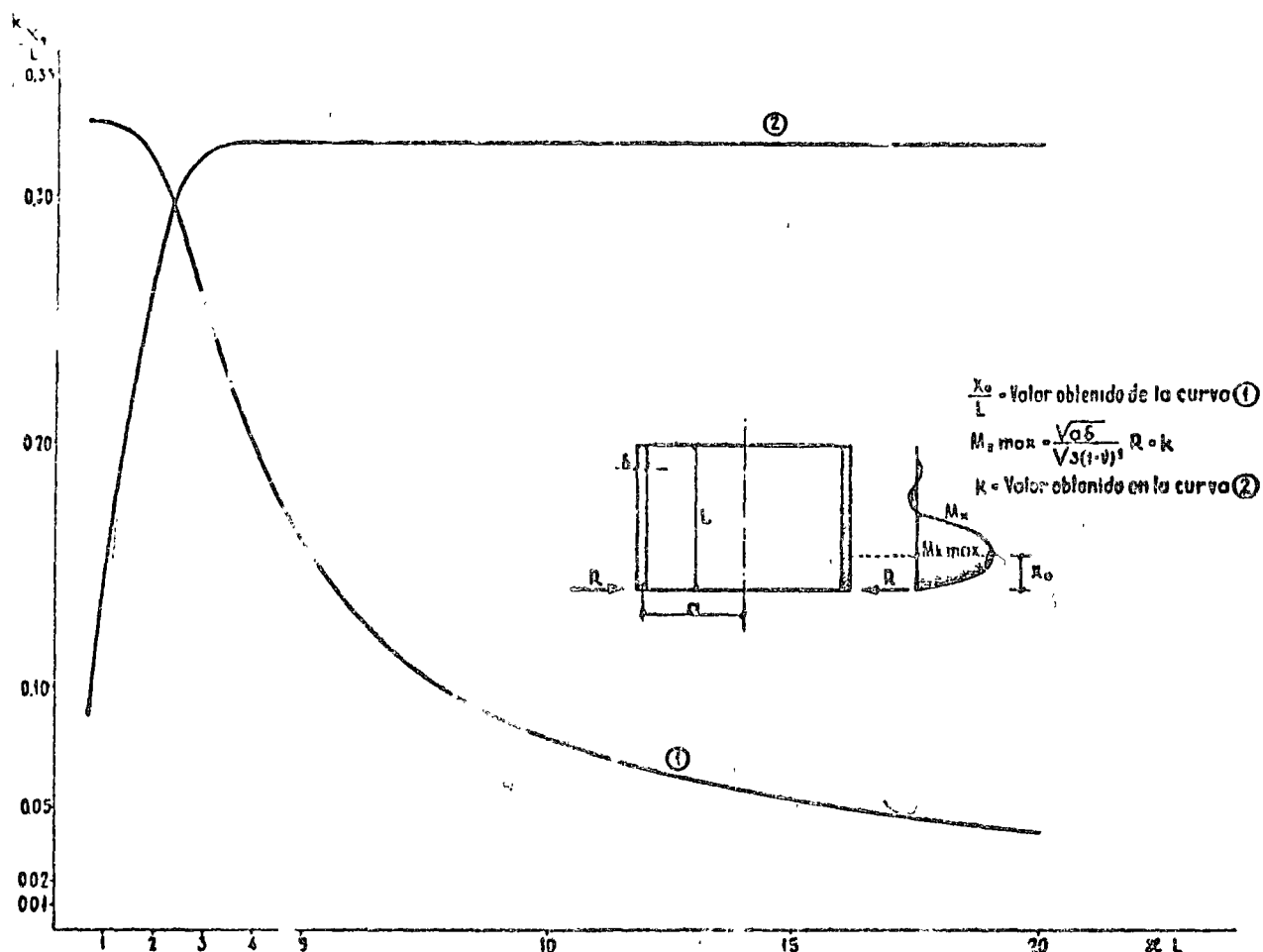


Fig. 3

2.1.2. Tabulación del caso I.

En la tabla I aparecen los coeficientes que para un depósito determinado dan el valor del corrimiento w y del esfuerzo N_φ , para distintos planos definidos por los valores de x/L , de acuerdo con las fórmulas:

$$w = \frac{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}}{E} \frac{a}{\delta} \sqrt{\frac{a}{\delta}} R \times \text{Coef}_I$$

$$N_\varphi = 2 \sqrt[4]{3(1-\nu^2)} \sqrt{\frac{a}{\delta}} R \times \text{Coef}_I$$

En la tabla II se da el coeficiente que determinará el momento flector M_x , de acuerdo con la fórmula:

$$M_x = \frac{1}{\sqrt[4]{3(1-\nu^2)}} \sqrt{a \delta} R \times \text{Coef}_{II}$$

Con los gráficos de la figura 3 se pueden obtener el momento $M_{x \max}$ definido en (*) y la ordenada x_0 en que se produce.

(*) Ver página anterior.

Se supone que el depósito es de unas dimensiones tales que la acción en un borde no tiene influencia en el otro, se puede simplificar el problema, llegándose a la conocida solución:

$$k_1 = k_2 = 0; \quad k_3 = 1; \quad k_4 = -1.$$

Con lo que las expresiones de los esfuerzos y del recorrido resultan también notablemente simplificadas y se transforman en las siguientes:

$$w = \frac{2\sqrt{3(1-\nu^2)}}{E} \frac{a}{\delta^2} M e^{-\alpha x} (\cos \alpha x - \sin \alpha x)$$

$$N_{\varphi} = 2\sqrt{3(1-\nu^2)} \frac{1}{\delta} M e^{-\alpha x} (\cos \alpha x - \sin \alpha x)$$

$$M_x = M e^{-\alpha x} (\cos \alpha x + \sin \alpha x)$$

$$Q_x = \frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{a\delta}} M 2 e^{-\alpha x} \sin \alpha x$$

Esta solución simplificada puede utilizarse, en este caso, para valores de αL mayores o iguales a 2,8, es decir:

$$\frac{L^2}{a\delta} \geq \frac{4,5}{\sqrt{1-\nu^2}}$$

Para los depósitos de hormigón armado o pretensado con $\nu = 0,2$ es válida la simplificación siempre que:

$$\frac{L^2}{a\delta} \geq 4,6$$

El corrimiento máximo $w_{\max}$ se produce en $x = 0$ y su valor se puede hallar por la fórmula aproximada:

$$w_{\max} \approx \frac{3,4 a M}{E \delta^2}$$

El mayor valor de N_{φ} se produce en $x = 0$ y su valor aproximado será:

$$N_{\varphi \max} \approx 3,4 \frac{M}{\delta}$$

El máximo negativo de N_{φ} se produce en una coordenada x_0 y su valor será:

$$\frac{x_0}{L} = 0,92 \sqrt{\frac{a\delta}{L^2}} \quad N_{\varphi \max.n} = -0,74 \frac{M}{\delta}$$

El mayor valor de M_x se produce en $x = 0$ y su valor es igual al momento aplicado M .

El momento flector negativo alcanza como máximo el valor:

$$M_{\max n} \approx -0,045 M.$$

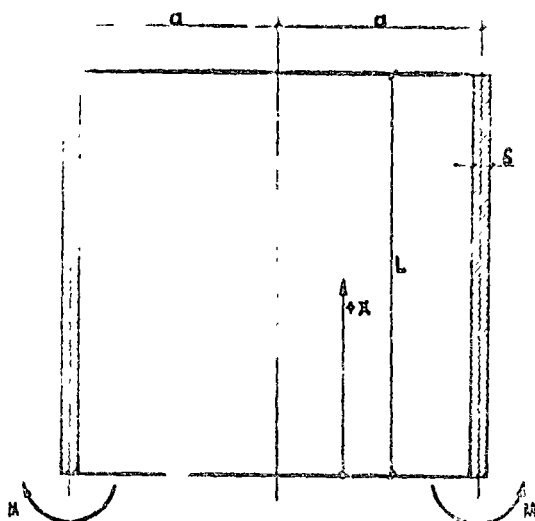


Fig. 4

M representa un momento por unidad de longitud de circunferencia y sus dimensiones serán, por lo tanto, las de una fuerza.

Como en el caso anterior, $Z = 0$, y por lo tanto $w_p = 0$, las condiciones de borde son en este caso:

$$\text{Para } x = 0 \quad (M_x)_{x=0} = M = K \left(\frac{d^2 w}{dx^2} \right)_{x=0} \quad (Q_x)_{x=0} = 0$$

$$\text{Para } x = L \quad (M_x)_{x=L} = 0 \quad (Q_x)_{x=L} = 0$$

Estas cuatro condiciones conducen al siguiente sistema de ecuaciones:

$$K_2 - K_4 = \frac{M}{2\alpha^2 K} \quad -K_1 + K_2 + K_3 + K_4 = 0$$

$$e^{\alpha L} [-K_1 \sin \alpha L + K_2 \cos \alpha L] + e^{-\alpha L} [K_3 \sin \alpha L - K_4 \cos \alpha L] = 0$$

$$e^{\alpha L} [-K_1 (\sin \alpha L + \cos \alpha L) + K_2 (\cos \alpha L - \sin \alpha L)] + e^{-\alpha L} [K_3 (\cos \alpha L - \sin \alpha L) + K_4 (\cos \alpha L + \sin \alpha L)] = 0$$

Resolviendo este sistema se determinan las constantes K_1 , K_2 , K_3 y K_4 , cuyas soluciones para este caso son:

$$K_1 = \frac{M}{2\alpha^2 K} k_1$$

$$K_2 = \frac{M}{2\alpha^2 K} k_2$$

$$K_3 = \frac{M}{2\alpha^2 K} k_3$$

$$K_4 = \frac{M}{2\alpha^2 K} k_4$$

$$k_1 = \frac{1 - e^{2\alpha L} \sin 2\alpha L - e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L}{1 + e^{4\alpha L} - 4e^{2\alpha L} + 2e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L}$$

$$k_2 = \frac{1 - 2e^{2\alpha L} - e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L - e^{2\alpha L} \sin 2\alpha L}{1 + e^{4\alpha L} - 4e^{2\alpha L} + 2e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L}$$

$$k_3 = \frac{e^{4\alpha L} + e^{2\alpha L} \sin 2\alpha L - e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L}{1 + e^{4\alpha L} - 4e^{2\alpha L} + 2e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L}$$

$$k_4 = \frac{2e^{2\alpha L} - e^{4\alpha L} - e^{2\alpha L} \sin 2\alpha L - e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L}{1 + e^{4\alpha L} - 4e^{2\alpha L} + 2e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L}$$

Con estos valores las expresiones del recorrido y de los esfuerzos serán:

$$w = \frac{2\sqrt{3(1-\nu^2)}}{E} \frac{\alpha}{\delta^2} M [e^{\alpha x} (k_1 \cos \alpha x + k_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (k_3 \cos \alpha x + k_4 \sin \alpha x)]$$

$$N_p = 2\sqrt{3(1-\nu^2)} \frac{1}{\delta} M [e^{\alpha x} (k_1 \cos \alpha x + k_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (k_3 \cos \alpha x + k_4 \sin \alpha x)]$$

$$M_x = M [e^{\alpha x} (-k_1 \sin \alpha x + k_2 \cos \alpha x) + e^{-\alpha x} (k_3 \sin \alpha x - k_4 \cos \alpha x)]$$

$$Q_x = -\frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{\alpha} \delta} M [e^{\alpha x} [-k_1 (\sin \alpha x + \cos \alpha x) + k_2 (\cos \alpha x - \sin \alpha x)] + e^{-\alpha x} [k_3 (\cos \alpha x - \sin \alpha x) + k_4 (\cos \alpha x + \sin \alpha x)]]$$

ores de la derivada del corrimiento radial w en los dos bordes del depósito considerado, de acuerdo con las expresiones:

$$\left[\frac{dw}{dx} \right]_{x=0} = \frac{2\sqrt{\frac{a}{\delta}} \sqrt[4]{[3(1-\nu^2)]^3}}{E\delta^2} M \times k_0$$

$$\left[\frac{dw}{dx} \right]_{x=L} = \frac{2\sqrt{\frac{a}{\delta}} \sqrt[4]{[3(1-\nu^2)]^3}}{E\delta^2} M \times k_L$$

Los gráficos G-IV, G-V y G-VI corresponden, respectivamente, a las tablas IV, V y VI.

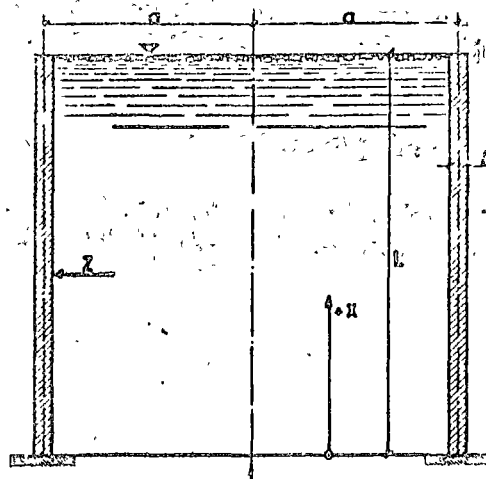


Fig. 5

2.1.5. Caso IIIa.

Depósito lleno, libre en su borde superior y rígidamente empotrado en el borde inferior (figura 5).

De acuerdo con la solución [V], la expresión del recorrido w será:

$$w = w_p + e^{\alpha x} [K_1 \cos \alpha x + K_2 \sin \alpha x] + e^{-\alpha x} [K_3 \cos \alpha x + K_4 \sin \alpha x] \quad [\text{VIII}]$$

La carga exterior Z valdrá en este caso

$$Z = \gamma(L - x)$$

con lo que una solución particular w_p , que coincide con la solución membrana, tiene la expresión:

$$w_p = \frac{\gamma a^2}{E\delta} (L - x)$$

Las condiciones de borde serán:

$$\text{Borde inferior.---Para } x = 0, \quad (w)_{x=0} = 0; \quad \left(\frac{dw}{dx} \right)_{x=0} = 0.$$

$$\text{Borde superior.---Para } x = L, \quad (M_x)_{x=L} = 0; \quad (Q_x)_{x=L} = 0.$$

Estas cuatro condiciones conducen al siguiente sistema de ecuaciones:

$$L \frac{\gamma a^2}{E\delta} + K_1 + K_3 = 0$$

$$- \frac{\gamma a^2}{E\delta} \frac{1}{\alpha} + K_1 + K_2 - K_3 + K_4 = 0$$

$$e^{2\alpha L} [-K_1 \sin \alpha L + K_2 \cos \alpha L] + K_3 \sin \alpha L - K_4 \cos \alpha L = 0$$

$$e^{2\alpha L} [-K_1 (\sin \alpha L + \cos \alpha L) + K_2 (\cos \alpha L - \sin \alpha L)] + K_3 (\cos \alpha L - \sin \alpha L) + K_4 (\cos \alpha L + \sin \alpha L) = 0$$

Sólo existen momentos flectores negativos que se deducen de este valor, en depósitos muy altos. En depósitos de dimensiones normales el máximo momento flector negativo es mucho menor e incluso no llega a presentarse el cambio de signo.

2.1.4. Tabulación del caso II.

En las tablas números IV, V y VI se incluyen los coeficientes que, introducidos en las fórmulas siguientes, dan los valores del recorrido y los esfuerzos, para distintas alturas unitarias:

$$w = \frac{2\sqrt{3(1-\nu^2)}}{E} \frac{a}{\delta^2} M \times \text{Coef}_{\text{IV}}$$

$$N_p = 2\sqrt{3(1-\nu^2)} \frac{M}{\delta} \times \text{Coef}_{\text{IV}}$$

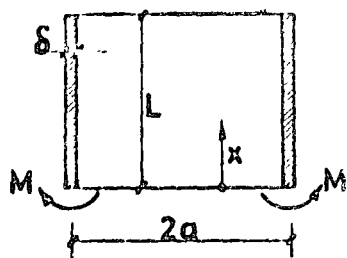
$$M_x = M \times \text{Coef}_{\text{V}}$$

$$Q_x = -\frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{a}\delta} M \times \text{Coef}_{\text{VI}}$$

En la tabla B se incluyen los valores de los coeficientes k_0 y k_L que permiten hallar los va-

TABLA B

Depósito libre en sus dos bordes, solicitado por un momento radial uniforme, M , en el borde inferior



$$\left[\frac{dw}{dz} \right]_{z=0} = \frac{2\sqrt{a}}{\delta} \frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}^3}{E\delta^2} M = k_0$$

$$\left[\frac{dw}{dz} \right]_{z=L} = \frac{2\sqrt{a}}{\delta} \frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}^3}{E\delta^2} M = k_L$$

VALORES DE LOS COEFICIENTES k_0 Y k_L

xL	k_0	k_L	xL	k_0	k_L	xL	k_0	k_L
0.6	— 28,2233	— 27,6237	3.0	— 2,0076	0,1694	5.5	— 2,0001	— 0,0001
0.8	— 12,3121	— 11,5139	3.2	— 2,0075	0,1726	6.0	— 2,0000	— 0,0067
1.0	— 6,7400	— 5,7455	3.4	— 2,0073	0,1635	7.0	— 2,0000	— 0,0051
1.2	— 4,3565	— 3,1701	3.6	— 2,0065	0,1466	8.0	— 2,0000	— 0,0011
1.4	— 3,2113	— 1,8403	3.8	— 2,0054	0,1257	9.0	— 2,0000	— 0,0002
1.6	— 2,6243	— 1,0796	4.0	— 2,0042	0,1035	10.0	— 2,0000	— 0,0003
1.8	— 2,3149	— 0,6118	4.2	— 2,0030	0,0818	12.0	— 2,0000	—
2.0	— 2,1524	— 0,3101	4.4	— 2,0020	0,0619	14.0	— 2,0000	—
2.2	— 2,0699	— 0,1114	4.6	— 2,0013	0,0445	16.0	— 2,0000	—
2.4	— 2,0309	0,0188	4.8	— 2,0008	0,0299	18.0	— 2,0000	—
2.6	— 2,0144	0,1009	5.0	— 2,0004	0,0182	20.0	— 2,0000	—
2.8	— 2,0088	0,1479						

$$M_x = \frac{\gamma \alpha \delta L}{2\sqrt{3(1-\nu^2)}} e^{-\alpha x} \left[-\sin \alpha x + \cos \alpha x - \frac{1}{\alpha L} \cos \alpha x \right]$$

$$Q_x = -\frac{\gamma L \sqrt{\alpha \delta}}{2\sqrt{3(1-\nu^2)}} e^{-\alpha x} \left[-2 \cos \alpha x + \frac{1}{\alpha L} (\cos \alpha x - \sin \alpha x) \right]$$

Los máximos de M_x y Q_x se obtienen para $x = 0$, es decir, en el empotramiento, y sus valores serán:

$$(M_x)_{x=0} \approx \frac{\gamma \alpha \delta L}{2\sqrt{3(1-\nu^2)}} \left[1 - \frac{1}{\alpha L} \right]$$

$$(Q_x)_{x=0} \approx \frac{\gamma L \sqrt{\alpha \delta}}{2\sqrt{3(1-\nu^2)}} \left[2 - \frac{1}{\alpha L} \right]$$

En el gráfico figura 6 aparecen también el valor máximo de N_x y su localización, cuya expresión analítica es bastante más compleja que las correspondientes a M_x y Q_x .

2.1.6. Tabulación del caso IIIa.

En las tablas VII, VIII y IX se incluyen los coeficientes que, introducidos en las expresiones que se dan a continuación, dan los valores del recorrido y los esfuerzos, para distintas alturas unitarias, en cualquier depósito:

$$w = \frac{\gamma \alpha \delta}{2\sqrt{3(1-\nu^2)}} L \times \text{Coef}_{\text{VII}}$$

$$N_x = \gamma \alpha L \times \text{Coef}_{\text{VIII}}$$

$$M_x = \frac{\gamma \alpha \delta L}{2\sqrt{3(1-\nu^2)}} \times \text{Coef}_{\text{VIII}}$$

$$Q_x = -\frac{\gamma L \sqrt{\alpha \delta}}{2\sqrt{3(1-\nu^2)}} \times \text{Coef}_{\text{IX}}$$

Los gráficos G-VII, G-VIII y G-IX corresponden, respectivamente, a las tablas VII, VIII y IX.

En el gráfico de la figura 6 se incluyen dos curvas que permiten determinar fácil y rápidamente los valores máximos del corrimiento w y del esfuerzo N_x y la altura relativa x_0/L en que se presenta, en función de la característica geométrica del depósito.

Análogamente, en la figura 7 se incluyen cuatro curvas, con las que se determinan: el valor máximo positivo $M_{x \text{ max}}$ correspondiente al momento flector M_x en el empotramiento, el valor máximo negativo $M_{x \text{ min}}$ del momento flector, la altura relativa x_0/L en que se presenta, y la altura relativa x_1/L en que la ley del momento flector M_x pasa por primera vez por valor nulo. Todos estos datos se pueden obtener en función de la característica geométrica, es decir, del depósito considerado.

De donde se obtienen los valores de las cuatro constantes de integración K_1 , K_2 , K_3 y K_4 :

$$\begin{aligned}
 K_1 &= \frac{-\gamma a^2}{E \delta} L K_1 & K_1 &= \frac{L \left[1 + 2e^{2\alpha L} + e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L - e^{2\alpha L} \sin 2\alpha L \right] - \frac{e^{2\alpha L}}{\alpha} (1 - \cos 2\alpha L)}{L(1 + e^{4\alpha L} + 4e^{2\alpha L} + 2e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L)} \\
 K_2 &= \frac{\gamma a^2}{E \delta} L K_2 & K_2 &= \frac{\left(\frac{1}{\alpha} + L\right) \left(1 + \frac{e^{2\alpha L}}{2} - \frac{e^{2\alpha L}}{2} \cos 2\alpha L\right) + \left(\frac{1}{\alpha} - L\right) \left(\frac{e^{2\alpha L}}{2} + \frac{e^{2\alpha L}}{2} \cos 2\alpha L + e^{2\alpha L} \sin 2\alpha L\right)}{L(1 + e^{4\alpha L} + 4e^{2\alpha L} + 2e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L)} \\
 K_3 &= \frac{-\gamma a^2}{E \delta} L K_3 & K_3 &= \frac{L(1 + e^{2\alpha L} + \sin 2\alpha L) + \left(L + \frac{1}{\alpha}\right) (1 + \cos 2\alpha L)}{L(1 + e^{4\alpha L} + 4e^{2\alpha L} + 2e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L)} e^{2\alpha L} \\
 K_4 &= \frac{\gamma a^2}{E \delta} L K_4 & K_4 &= \frac{\left(\frac{1}{\alpha} - L\right) \left(e^{2\alpha L} + \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \cos 2\alpha L\right) + \left(\frac{1}{\alpha} + L\right) \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cos 2\alpha L - \sin 2\alpha L\right)}{L(1 + e^{4\alpha L} + 4e^{2\alpha L} + 2e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L)} e^{2\alpha L}
 \end{aligned}$$

Con estos valores, las expresiones de los esfuerzos y del recorrido serán:

$$\begin{aligned}
 w &= \frac{\gamma a^2}{E \delta} L \left[1 - \frac{x}{L} + e^{\alpha x} (-K_1 \cos \alpha x + K_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (-K_3 \cos \alpha x + K_4 \sin \alpha x) \right] \\
 N_p &= \gamma a L \left[1 - \frac{x}{L} + e^{\alpha x} (-K_1 \cos \alpha x + K_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (-K_3 \cos \alpha x + K_4 \sin \alpha x) \right] \\
 M_x &= \frac{\gamma a \delta L}{2\sqrt{3(1-\nu^2)}} \left[e^{\alpha x} (K_1 \sin \alpha x + K_2 \cos \alpha x) + e^{-\alpha x} (-K_3 \sin \alpha x - K_4 \cos \alpha x) \right] \\
 Q_x &= -\frac{\gamma L \sqrt{a \delta}}{2\sqrt{3(1-\nu^2)}} \left[e^{\alpha x} [K_1 (\sin \alpha x + \cos \alpha x) + K_2 (\cos \alpha x - \sin \alpha x)] + \right. \\
 &\quad \left. + e^{-\alpha x} [-K_3 (\cos \alpha x - \sin \alpha x) + K_4 (\cos \alpha x + \sin \alpha x)] \right]
 \end{aligned}$$

Conviene destacar que para la sollicitación del empuje hidrostático del líquido contenido en el depósito, la solución membrana o solución particular a que se ha hecho referencia anteriormente, es la siguiente:

$$w_p = \frac{\gamma a^2}{E \delta} (L-x) \quad \frac{dw}{dx} = -\frac{\gamma a^2}{E \delta} \quad N_{pP} = \gamma a (L-x) \quad M_{xP} = Q_{xP} = 0$$

Si se supone que el depósito cumple, por sus dimensiones, la condición de que la acción en un borde no tiene influencia en el otro, se simplifica el problema, obteniéndose la solución:

$$K_1 = K_2 = 0 \quad K_3 = 1 \quad K_4 = \frac{1}{\alpha L} - 1$$

con lo que se llega a las conocidas y más simples expresiones siguientes:

$$\begin{aligned}
 w &= \frac{\gamma a^2}{E \delta} L \left[1 - \frac{x}{L} + e^{-\alpha x} \left(-\cos \alpha x - \sin \alpha x + \frac{1}{\alpha L} \sin \alpha x \right) \right] \\
 N_p &= \gamma a L \left[1 - \frac{x}{L} + e^{-\alpha x} \left(-\cos \alpha x - \sin \alpha x + \frac{1}{\alpha L} \sin \alpha x \right) \right]
 \end{aligned}$$

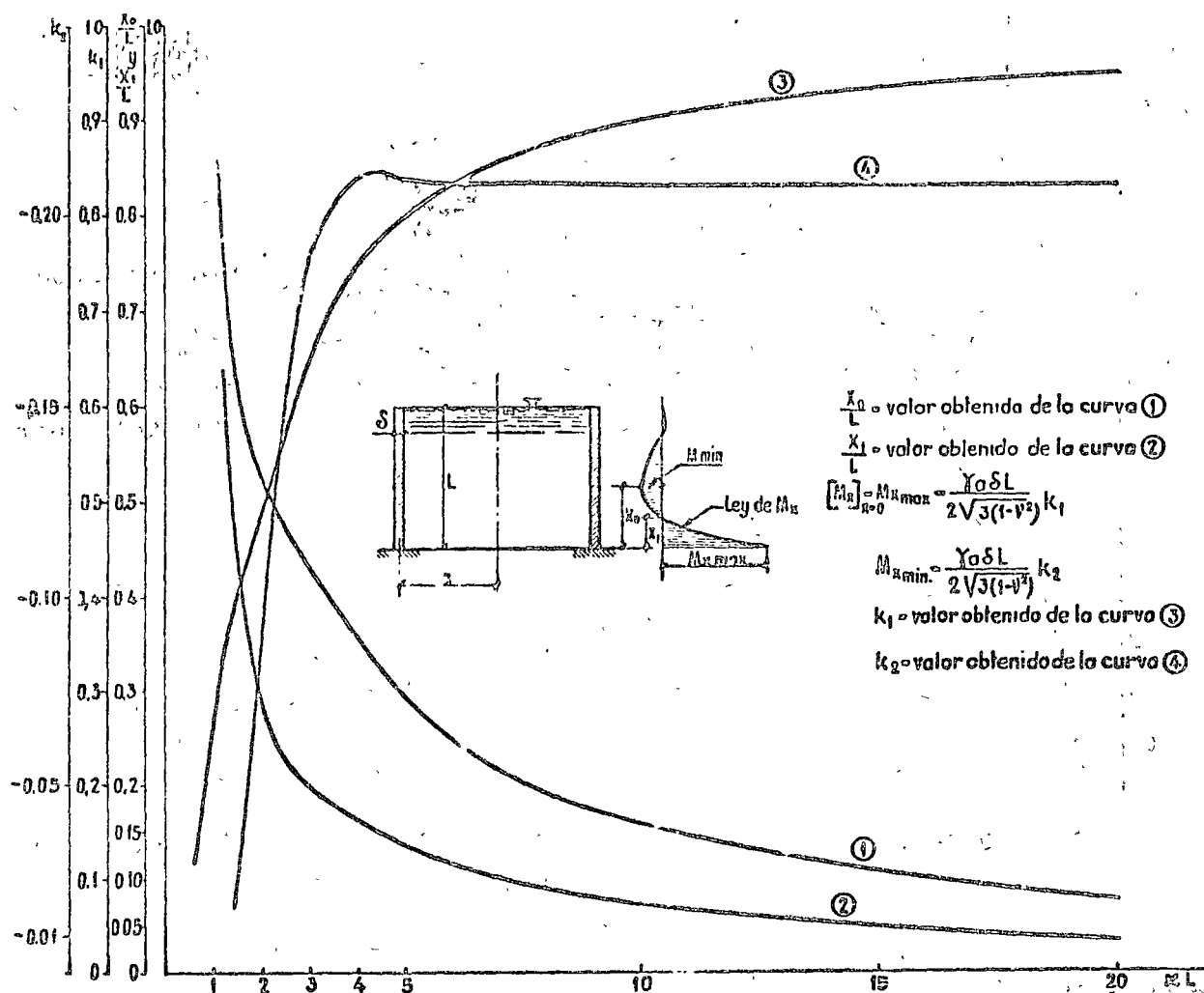


Fig. 7

$$e^{2\alpha L} [-K_1 \sin \alpha L + K_2 \cos \alpha L] + K_3 \sin \alpha L - K_4 \cos \alpha L = 0$$

$$e^{2\alpha L} [-K_1 (\sin \alpha L + \cos \alpha L) + K_2 (\cos \alpha L - \sin \alpha L)] + K_3 (\cos \alpha L - \sin \alpha L) + K_4 (\cos \alpha L + \sin \alpha L) = 0$$

De donde se obtienen los siguientes valores para las constantes de integración:

$$K_1 = \frac{\gamma_0 \delta^2}{E \delta} L k_1$$

$$k_1 = \frac{1 + e^{2\alpha L} \sin 2\alpha L - e^{2\alpha L}}{-1 + e^{4\alpha L} - 2e^{2\alpha L} \sin 2\alpha L}$$

$$K_2 = \frac{\gamma_0 \delta^2}{E \delta} L k_2$$

$$k_2 = \frac{e^{2\alpha L} - e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L}{-1 + e^{4\alpha L} - 2e^{2\alpha L} \sin 2\alpha L}$$

$$K_3 = \frac{\gamma_0 \delta^2}{E \delta} L k_3$$

$$k_3 = \frac{e^{2\alpha L} - e^{4\alpha L} + e^{2\alpha L} \sin 2\alpha L}{-1 + e^{6\alpha L} - 2e^{2\alpha L} \sin 2\alpha L}$$

$$K_4 = \frac{\gamma_0 \delta^2}{E \delta} L k_4$$

$$k_4 = \frac{e^{2\alpha L} - e^{2\alpha L} \cos 2\alpha L}{-1 + e^{4\alpha L} - 2e^{2\alpha L} \sin 2\alpha L}$$

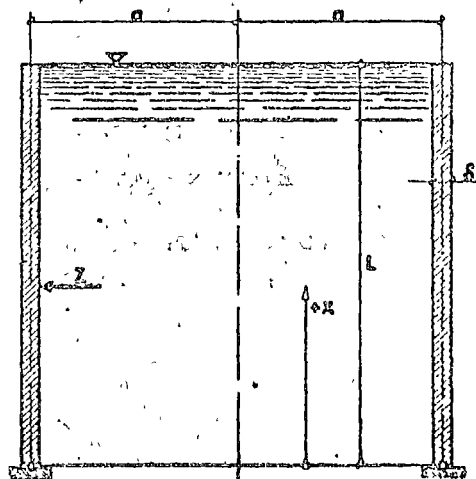
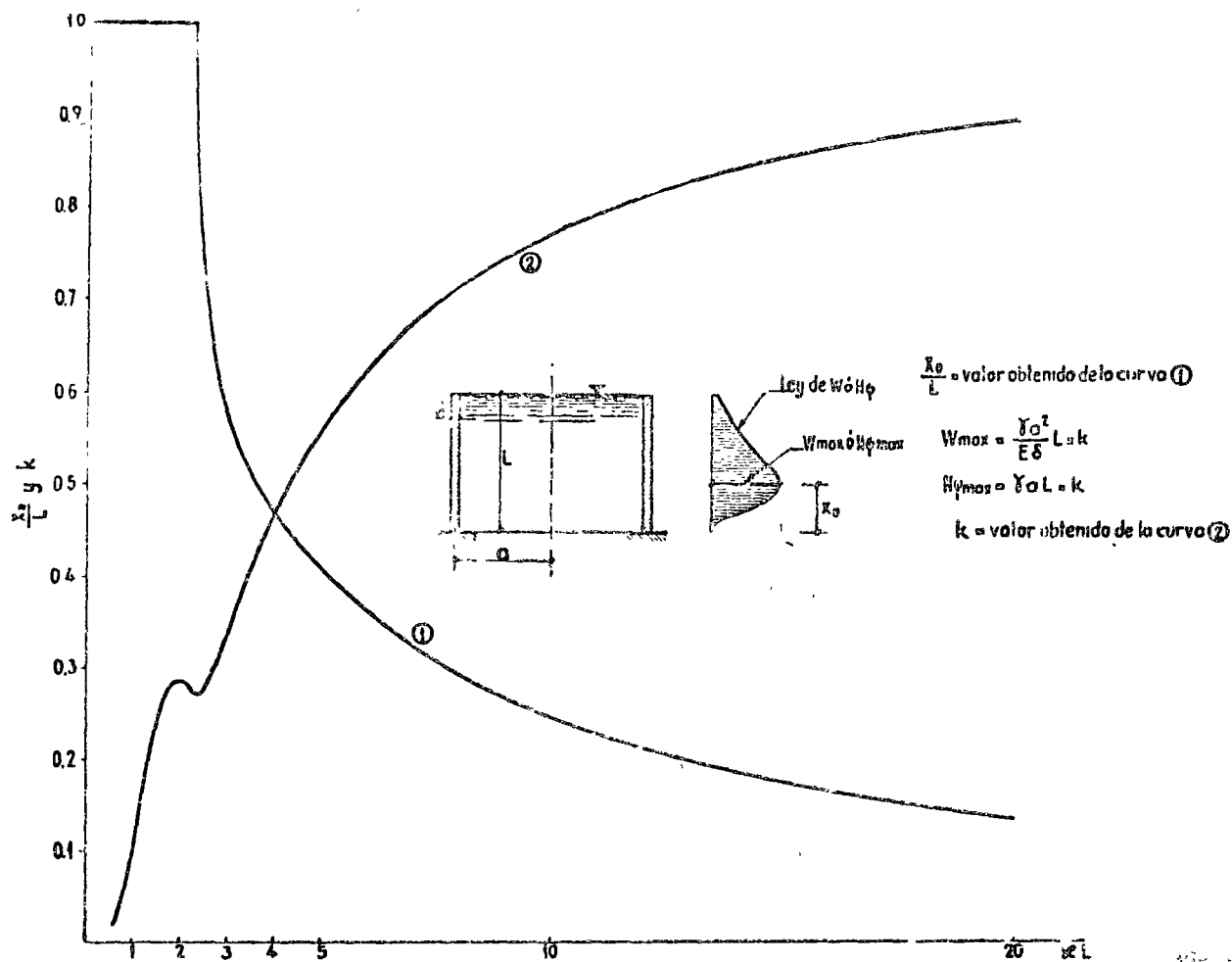


Fig. 8



2.1.7. Caso IIb.

Depósito lleno, libre en su borde superior y articulado en el borde inferior (fig. 8).

Según se ha visto al estudiar el caso IIIa, la solución del recorrido será:

$$w = \frac{\gamma a^2}{E \delta} L \left[\left(1 - \frac{x}{L} \right) + e^{\alpha x} (K_1 \cos \alpha x + K_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (K_3 \cos \alpha x + K_4 \sin \alpha x) \right] \quad [IX]$$

Las condiciones de borde para este caso son:

Borde inferior.—Para $x = 0$, $(w)_{x=0} = 0$; $(M)_{x=0} = 0$.

Borde superior.—Para $x = L$, $(M_x)_{x=L} = 0$; $(Q_x)_{x=L} = 0$.

Estas cuatro condiciones conducen al sistema de ecuaciones siguiente:

$$\frac{\gamma a^2}{E \delta} L + K_1 + K_3 = 0$$

$$K_2 - K_4 = 0$$

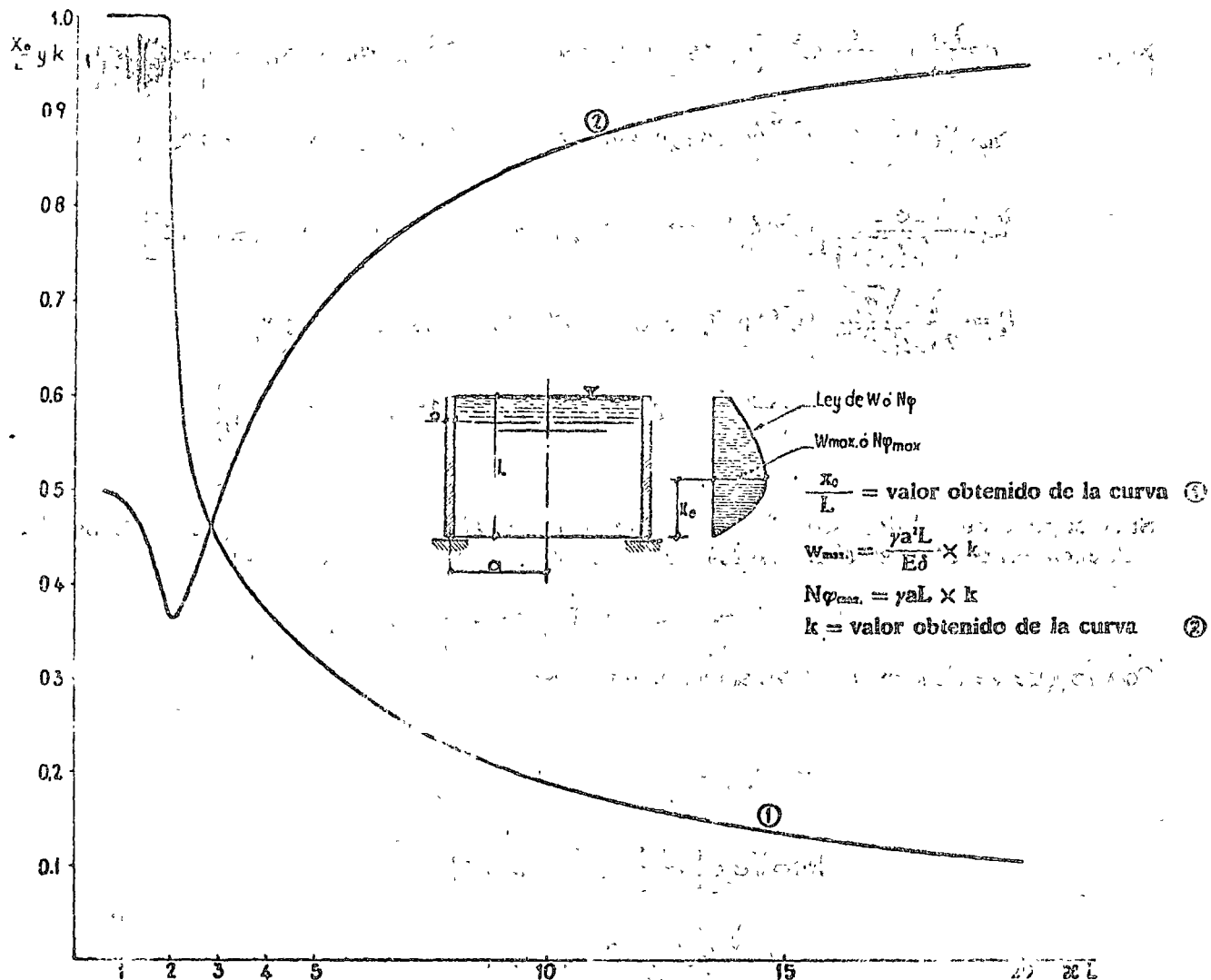


Fig. 9

2.2. Tabulación del caso III

En las tablas X, XI y XII se incluyen los coeficientes que, introducidos en las expresiones que se dan a continuación, permiten obtener los valores del recorrido y los esfuerzos, para distintas alturas unitarias, en cualquier depósito:

$$v = \frac{\gamma a^2}{E \delta} L \times [\text{Coef}_X]$$

$$N_\phi = \gamma a L \times [\text{Coef}_X]$$

$$M_x = \frac{\gamma a \delta L}{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}} \times [\text{Coef}_{XI}]$$

$$Q_x = - \frac{\gamma \sqrt{a \delta} L}{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}} \times [\text{Coef}_{XII}]$$

Con estos valores las expresiones de los esfuerzos se obtendrán a partir de la fórmula [VI] y el recorrido de la expresión [IX]:

$$w = \frac{\gamma a^2}{E \delta} L \left[1 - \frac{x}{L} + e^{\alpha x} (k_1 \cos \alpha x + k_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (k_3 \cos \alpha x + k_4 \sin \alpha x) \right]$$

$$N_\varphi = \gamma a L \left[1 - \frac{x}{L} + e^{\alpha x} (k_1 \cos \alpha x + k_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (k_3 \cos \alpha x + k_4 \sin \alpha x) \right]$$

$$M_x = \frac{\gamma a \delta L}{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}} \left[e^{\alpha x} (-k_1 \sin \alpha x + k_2 \cos \alpha x) + e^{-\alpha x} (k_3 \sin \alpha x - k_4 \cos \alpha x) \right]$$

$$Q_x = -\frac{\gamma L \sqrt{a \delta}}{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}} \left[e^{\alpha x} [-k_1 (\sin \alpha x - \cos \alpha x) + k_2 (\cos \alpha x - \sin \alpha x)] + e^{-\alpha x} [k_3 (\cos \alpha x - \sin \alpha x) + k_4 (\cos \alpha x + \sin \alpha x)] \right]$$

Si se supone que el depósito tiene unas dimensiones tales que el efecto en un borde no tiene influencia en el otro, se obtienen los siguientes valores para las constantes:

$$k_1 = k_2 = k_4 = 0; \quad k_3 = -1.$$

Con lo que se llega a las expresiones siguientes:

$$w = \frac{\gamma a^2}{E \delta} L \left[1 - \frac{x}{L} - e^{-\alpha x} \cos \alpha x \right]$$

$$N_\varphi = \gamma a L \left[1 - \frac{x}{L} - e^{-\alpha x} \cos \alpha x \right]$$

$$M_x = \frac{-\gamma a \delta L}{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}} e^{-\alpha x} \sin \alpha x$$

$$Q_x = \frac{\gamma L \sqrt{a \delta}}{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}} e^{-\alpha x} (\cos \alpha x - \sin \alpha x)$$

En esta solución simplificada, y para depósitos de hormigón armado o pretensado con $\nu \approx 0,2$, el valor máximo del momento flector M_x es:

$$M_{x \max} \approx -0,095 \gamma a \delta L$$

y se obtiene a una altura relativa $\frac{x_0}{L}$

$$\frac{x_0}{L} \approx 0,6 \sqrt{\frac{a \delta}{L^2}}$$

Como en el caso IIIa, aparece aquí en la figura 9 la localización de los máximos de w y N_φ y sus valores.

B. Ejemplos

Ejemplo 1

Depósito de hormigón armado empotrado en la cimentación y libre en el borde superior, de 8 m de altura, 4,10 m de radio exterior y 20 cm de espesor uniforme de pared. Se considerará el depósito lleno de agua y se tomará un valor del coeficiente de Poisson igual a 0,2.

Datos.

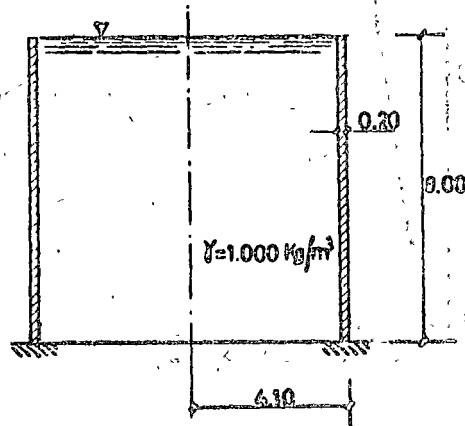
Radio medio: $a = 4,00 \text{ m}$
 Altura: $L = 8,00 \text{ m}$
 Espesor pared: $\delta = 0,20 \text{ m}$
 Módulo de Poisson: $\nu = 0,2$
 Peso específico líquido: $\gamma = 1.000 \text{ kg/m}^3$

$$\kappa = \frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{a\delta}} = 1,456$$

$$\kappa L = 1,456 \times 8 = 11,65$$

$$\gamma a L = 1.000 \times 4 \times 8 = 32.000$$

$$\frac{\gamma a \delta L}{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}} = 1.885$$



Solución directa.

El gráfico de la figura 6 da para $\kappa L = 11,65$

$$\frac{x_0}{L} = 0,216; \quad k = 0,806,$$

luego

$$N_{\varphi \text{ max}} = 0,806 \times 32.000 = 25.800 \text{ kg/r}$$

Y se presenta a una altura $x_0 = 8 \times 0,216 = 1,728 \text{ m}$.

Los gráficos de la figura 7 dan para $\kappa L = 11,65$

$$\frac{x_0}{L} = 0,138; \quad \frac{x_1}{L} = 0,063; \quad k_1 = 0,913; \quad k_2 = -0,208,$$

luego

$$[M_x]_{\text{max}} = 1.885 \times 0,915 = 1.720 \text{ kg} \cdot \text{m/m};$$

$$M_{x \text{ min}} = -1.885 \times 0,208 = -392 \text{ m} \cdot \text{kg/m},$$

y se presenta a una altura $x_0 = 0,138 \times 8 = 1,104 \text{ m}$.

La altura del momento nulo corresponde a $x_1 = 0,063 \times 8 = 0,504 \text{ m}$.

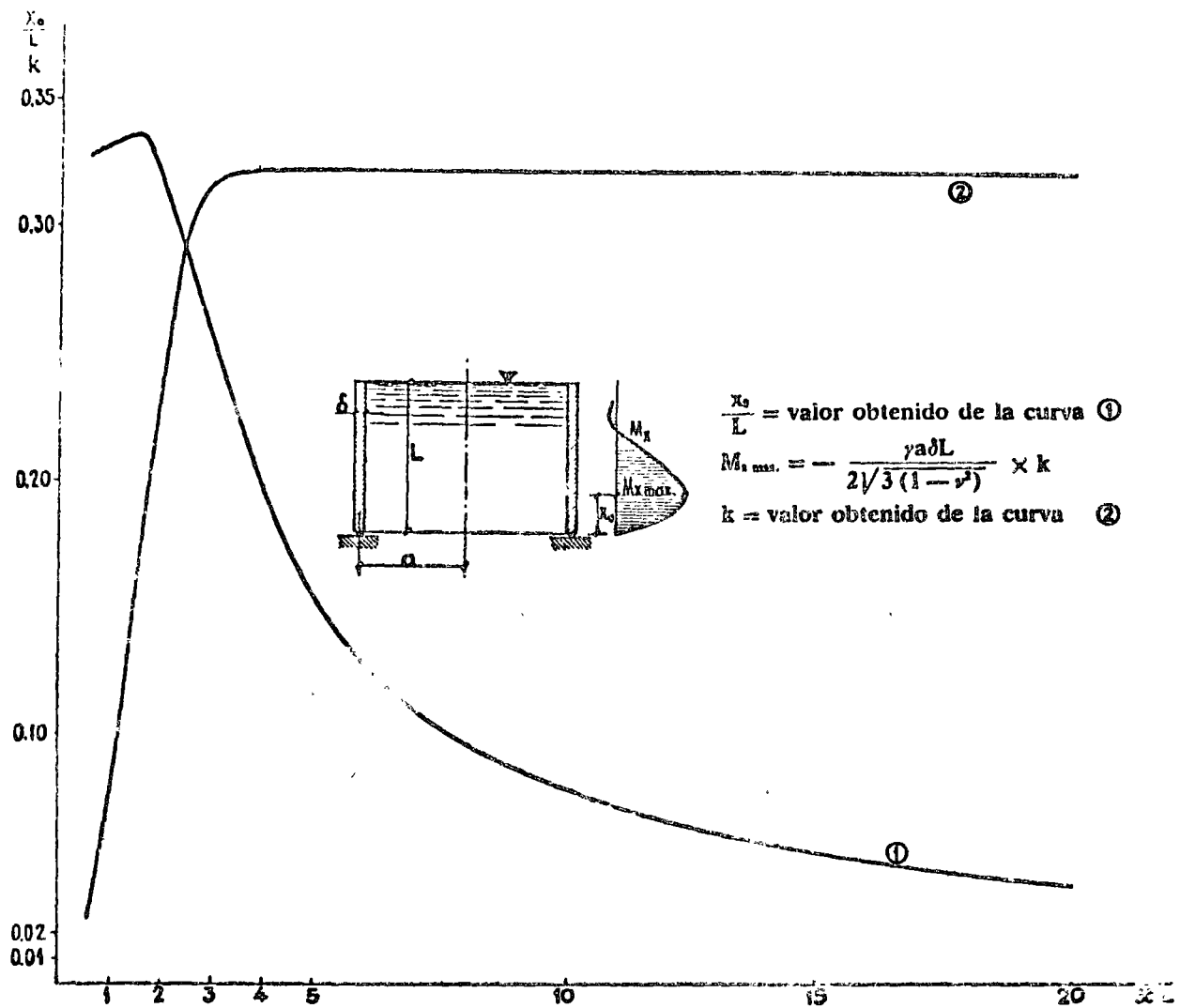


Fig. 16

Los gráficos G-X, G-XI y G-XII corresponden, respectivamente, a las tablas X, XI y XII.

En el gráfico de la figura 9 se incluyen dos curvas que permiten determinar, fácil y rápidamente, los valores máximos del corrimiento w y del esfuerzo N_x y la altura relativa en que se presentan, y esto en función de la característica geométrica x/L del depósito considerado.

En la figura 10 se incluyen otras dos curvas, con las que se pueden determinar el momento flector máximo M_x y la abscisa unitaria en que se produce.

Giro en $x = 0$ debido a la aplicación de M (tabla E):

$$\frac{2 \sqrt{a/\delta} \sqrt{[3(1-\nu^2)]^3}}{E\delta^3} M(-2) = -\frac{39,55}{E\delta^3}$$

Las dos ecuaciones serán:

$$\begin{aligned} 128.000 - 46,61 R + 67,88 M &= 0 \\ -3.200 + 13,58 R - 39,55 M &= 0, \end{aligned}$$

de donde:

$$\begin{aligned} R &= 5.259 \text{ kg/m} \\ M &= 1.725 \text{ m} \cdot \text{kg/m}, \end{aligned}$$

y las expresiones de los esfuerzos son:

$$N_p = \gamma a L \left(1 - \frac{x}{L} \right) + \frac{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{a\delta}} a 5.259 [\text{Coef. I}] + 2 \frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{\delta} 1.725 [\text{Coef. IV}];$$

$$M_x = \frac{\sqrt{a\delta}}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} 5.259 [\text{Coef. II}] + 1.725 [\text{Coef. VI}];$$

$$Q_x = -5.259 [\text{Coef. III}] - \frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{a\delta}} 1.725 [\text{Coef. V}].$$

Todos los valores de los coeficientes se obtendrán para $xL = 11,65$.

Los valores de los esfuerzos se dan en el cuadro siguiente, y su representación gráfica, en la figura 11.

EJEMPLO 1.º

$\frac{x}{L}$	x	Coef. I	Coef. II	Coef. III	Coef. IV	Coef. V	Coef. VI	N_p	M_x	Q_x
0	0	-1	0	-1	1	1	0	0	1.725	5.259
0,05	0,4	-0,466	-0,307	-0,160	0,158	0,775	-0,614	6.479	228	2.384
0,10	0,8	-0,123	-0,287	0,165	-0,165	0,410	-0,573	16.435	-329	571
0,15	1,2	0,030	-0,172	0,200	-0,200	0,140	-0,348	23.183	-380	-178
0,20	1,6	0,068	-0,070	0,140	-0,140	0	-0,140	25.667	-253	-385
0,30	2,4	0,028	0,010	0,018	-0,019	-0,039	0,025	23.559	-31	-157
0,40	3,2	0	0,010	-0,010	0,010	-0,007	0,020	19.493	24	2
0,50	4,0	-0,003	0,001	-0,005	0,005	-	-	15.963	4	26
0,60	4,8	-	-0,001	-	-	-	-	12.800	-	-
0,70	5,6	-	-	-	-	-	-	9.600	-	-
0,80	6,4	-	-	-	-	-	-	6.400	-	-
0,90	7,2	-	-	-	-	-	-	3.200	-	-
1,00	8,0	-	-	-	-	-	-	0	-	-

En general, con los datos anteriores se pueden dibujar con aproximación suficiente en los casos prácticos las leyes de N_x y M_x , esfuerzos fundamentales para el proyecto del depósito.

El valor del esfuerzo cortante Q_x interesa menos, por lo que se suele hallar su valor máximo para comprobación, pues en los depósitos de hormigón este esfuerzo está resistido ampliamente por el hormigón. Este valor máximo de Q_x se puede obtener del gráfico G-IX o de la tabla IX para $x = 0$.

$$Q_{x \max} = - \frac{\gamma L \sqrt{a\delta}}{2 \sqrt[3]{3(1-\nu^2)}} \times [\text{Coef. IX}]_{x=0} = - \frac{1.000 \times 8}{2 \times 1,456} [-1,910] = 5.240 \text{ kg/m.}$$

Los valores de N_x , M_x y Q_x en las distintas alturas se obtendrán por medio de los coeficientes Coef. VII, Coef. VIII y Coef. IX, de los gráficos G-VII, G-VIII y G-IX para $xL = 11,65$, y sus expresiones serán:

$$N_x = 32.000 \text{ Coef. VII}$$

$$M_x = 1.885 \text{ Coef. VIII}$$

$$Q_x = -2.750 \text{ Coef. IX.}$$

Solución por superposición de estados.

Se obtendrá mediante la superposición de los tres estados siguientes:

- 1.º Solución particular correspondiente a las cargas exteriores, que constituye la solución membrana (VIII).
- 2.º Estado correspondiente a la aplicación de un esfuerzo uniforme R en el borde inferior.
- 3.º Estado correspondiente a la aplicación de un momento uniforme M en el borde inferior.

Los valores numéricos de M y R se determinarán con las dos condiciones siguientes:

$$[w]_{x=0} = 0$$

$$\left[\frac{dw}{dx} \right]_{x=0} = 0.$$

Corrimiento en $x = 0$ de la solución particular:

$$\frac{\gamma a^2}{E\delta} L = \frac{12.800}{E\delta}.$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a la aplicación de R (gráfico G-I):

$$- \frac{2 \sqrt[3]{3(1-\nu^2)} a}{E\delta} \sqrt{\frac{a}{\delta}} R = - \frac{46,61}{E\delta} R.$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a la aplicación de M (gráfico G-IV):

$$\frac{2 \sqrt[3]{3(1-\nu^2)} a}{E\delta} \frac{1}{\delta} M = \frac{67,88}{E\delta} M.$$

Giro en $x = 0$ de la solución particular:

$$- \frac{\gamma a^2}{E\delta} = - \frac{3.200}{E\delta^2}$$

Giro en $x = 0$ debido a la aplicación de R (tabla A):

$$\frac{2a}{E\delta^2} \sqrt[3]{3(1-\nu^2)} R = \frac{13,58}{E\delta^2} R.$$

Depósito de hormigón armado, articulado en la cimentación y libre en el borde superior, de 8 m de altura, 4,10 m de radio exterior y 20 cm de espesor uniforme de pared. Se considerará el depósito lleno de agua y se tomará un valor del coeficiente de Poisson igual a 0,2.

Datos.

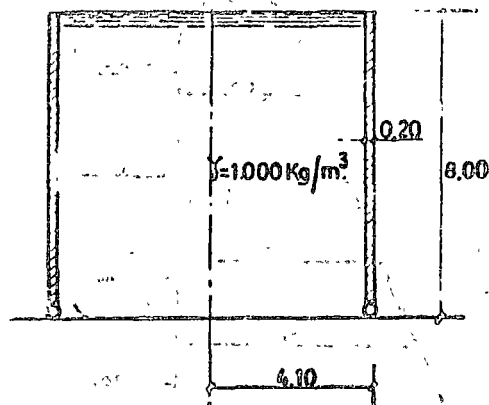
Radio medio: $a = 4,00 \text{ m}$
 Altura: $L = 8,00 \text{ m}$
 Espesor pared: $\delta = 0,20 \text{ m}$
 Módulo de Poisson: $\nu = 0,2$
 Peso específico líquido: $\gamma = 1.000 \text{ kg/m}^3$

$$\kappa = \frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{a\delta}} = 1,456$$

$$\kappa L = 1,456 \times 8 = 11,65$$

$$\gamma a L \delta = 1.000 \times 4 \times 8 = 32.000$$

$$\frac{\gamma a L \delta}{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}} = 1,885$$



Solución directa.

El gráfico de la figura 9 da para $\kappa L = 11,65$

$$\frac{x_0}{L} = 0,165; \quad k = 0,885$$

luego

$$N_{\varphi \max} = 0,855 \times 32.000 = 28.320 \text{ kg/m.}$$

Y se presenta a una altura $x_0 = 8 \times 0,165 = 1,32 \text{ m.}$

Los gráficos de la figura 10 dan para $\kappa L = 11,55$

$$\frac{x_0}{L} = 0,067; \quad k = 0,322,$$

$$\text{luego } [M_x]_{\max} = -1,885 \times 0,322 = -607 \text{ m} \cdot \text{kg/m.}$$

y se presenta a una altura $x_0 = 0,067 \times 8 = 0,536 \text{ m.}$

El valor máximo del esfuerzo cortante Q_x será:

$$Q_{x \max} = -\frac{\gamma L \sqrt{a\delta}}{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}} \times [\text{Coef. XII}]_{x=0} = -2.750 \text{ kg/m.}$$

Los valores de N_{φ} , M_x y Q_x en las distintas alturas se obtendrán por medio de los coeficientes Coef. V, Coef. XI y Coef. XII de los gráficos G-X, G-XI y G-XII para $\kappa L = 11,65$, y sus expresiones serán:

$$N_{\varphi} = 32.000 \text{ Coef. X}$$

$$M_x = 1,885 \text{ Coef. XI}$$

$$Q_x = -2.750 \text{ Coef. XII}$$

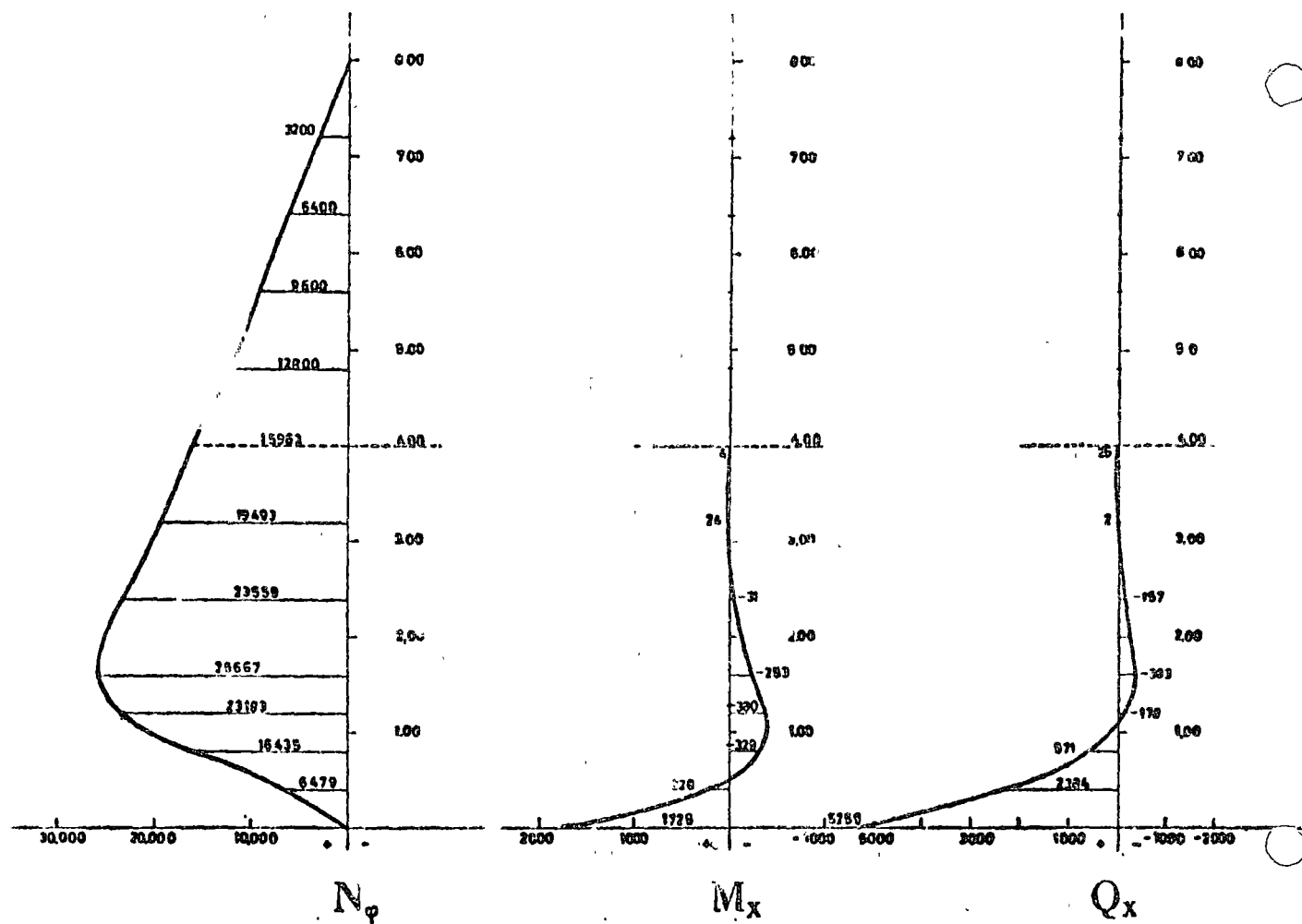


Fig. 11

EJEMPLO 2.º

$\frac{x}{L}$	π	Coef. I	Coef. II	Coef. III	N_p	M_x	Q_x
0	0	-1,000	0,0000	-1,000	0,000	0	2,747
0,05	0,4	-0,466	-0,3075	-0,160	15,488	-580	439
0,10	0,8	-0,122	-0,2870	0,163	24,896	-541	448
0,15	1,2	0,030	-0,1715	0,203	28,160	-323	558
0,20	1,6	0,068	-0,0705	0,140	27,776	-133	385
0,30	2,4	0,028	0,0100	0,018	23,296	19	49
0,40	3,2	0,000	0,0100	-0,010	19,200	19	27
0,50	4,0	-0,003	0,0010	-0,005	15,904	2	14
0,60	4,8	-	-0,0010	-	12,800	-2	-
0,70	5,6	-	-	-	9,600	-	-
0,80	6,4	-	-	-	6,400	-	-
0,90	7,2	-	-	-	3,200	-	-
1,00	8,0	-	-	-	-	-	-

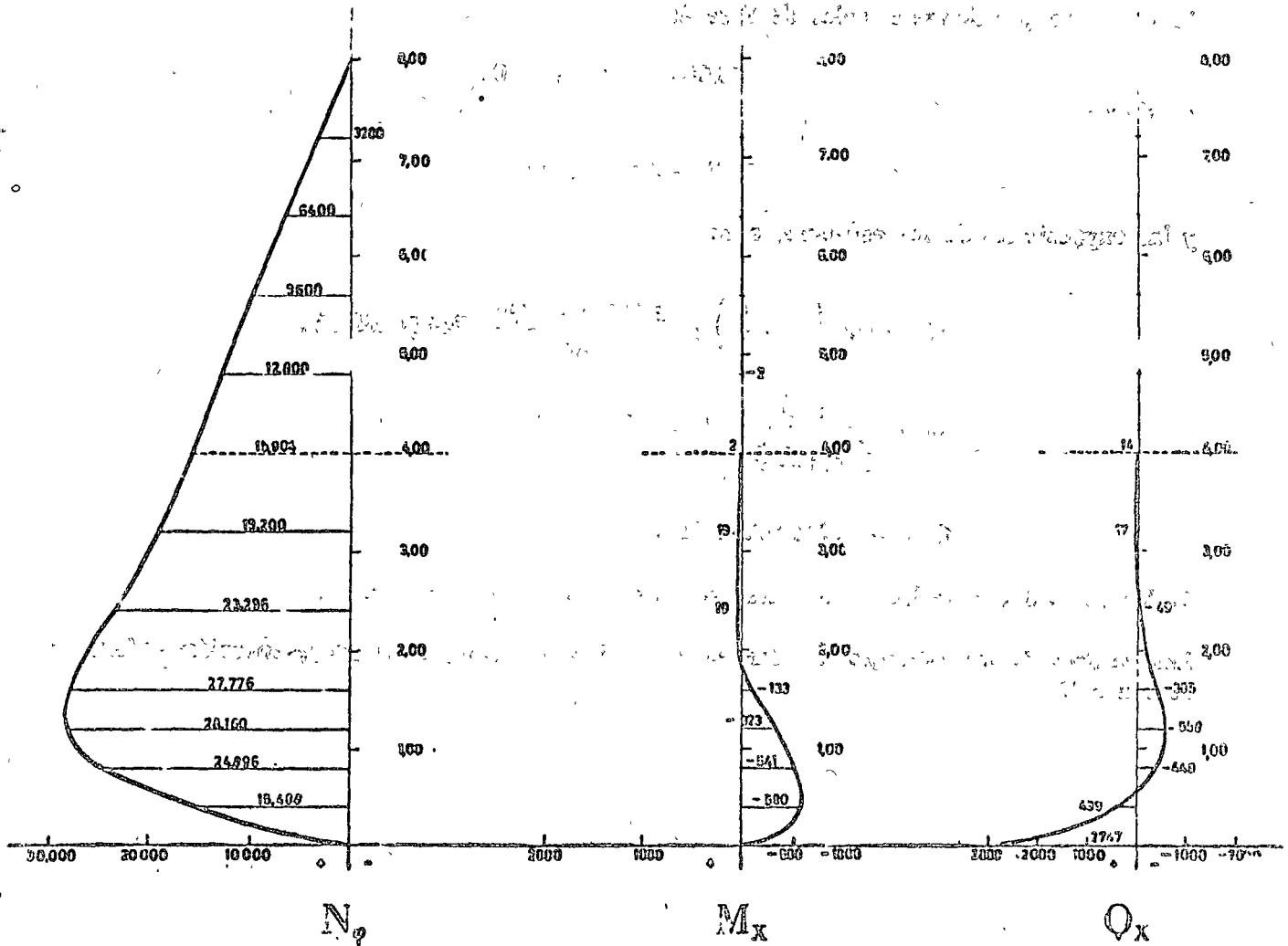


Fig. 12

Solución por superposición de estados.

Se obtendrá mediante la superposición de los dos estados siguientes:

1.º Solución particular correspondiente a las cargas exteriores, que constituye la solución membrana.

2.º Estado correspondiente a la aplicación de un esfuerzo uniforme R en el borde inferior.

El valor numérico de R se determinará con la condición siguiente:

$$[w]_{x=0} = 0.$$

Corrimiento en $x = 0$ de la solución particular:

$$\frac{\gamma a^2 L}{E\delta} = \frac{128.000}{E\delta}$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a la aplicación de R (gráfico G-I):

$$\frac{\gamma \sqrt{3(1-\nu^2)}}{E\delta} a \sqrt{\frac{a}{\delta}} R = - \frac{46,61}{E\delta} \cdot R$$

La ecuación que define el valor de R será:

$$128.000 - 46,61 R = 0,$$

de donde

$$R = 2.746 \text{ kg/m},$$

y las expresiones de los esfuerzos son:

$$N_x = \gamma a L \left(1 - \frac{x}{L}\right) + \frac{2 \sqrt{3(1-\nu^2)} a}{\sqrt{a\delta}} 2.746 [\text{Coef. I}].$$

$$M_x = \frac{\sqrt{a\delta}}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} 2.746 [\text{Coef. II}].$$

$$Q_x = - 2.746 [\text{Coef. III}].$$

Todos los valores de los coeficientes se obtendrán para $x/L = 11,65$.

Los valores de los esfuerzos se dan en el cuadro siguiente, y su representación gráfica, en la figura 12.

sus expresiones serán:

$$N_p = 11.500 \text{ Coef. VII}$$

$$M_x = 678 \text{ Coef. VIII}$$

$$Q_x = -883 \text{ Coef. IX}$$

solución por superposición de estados.

Se obtendrá mediante la superposición de los tres estados siguientes:

- 1.º Solución particular correspondiente a las cargas exteriores, que constituye la solución membrana.
- 2.º Estado correspondiente a la aplicación de un esfuerzo uniforme R en el borde inferior.
- 3.º Estado correspondiente a la aplicación de un momento uniforme M en el borde inferior.

Los valores numéricos de M y R se determinarán con las dos condiciones siguientes:

$$[w]_{x=0} = 0$$

$$\left[\frac{dw}{dx} \right]_{x=0} = 0$$

Se tendrá:

Corrimiento en $x = 0$ de la solución particular:

$$\frac{\gamma a^2 L}{E\delta} = \frac{57.500}{E\delta}$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a la aplicación de R :

$$\frac{2a^2}{E\delta} \kappa R [K_1 + K_3] = - \frac{2a^2}{E\delta} 1,3113 R = - \frac{65,565}{E\delta} R$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a la aplicación de M :

$$\frac{a^2 L \gamma}{E\delta} \frac{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}}{\gamma a \delta L} M [K_1 + K_3] = \frac{a^2 L \gamma}{E\delta} M \cdot 1,476 \times 10^{-3} = \frac{84,87}{E\delta} M$$

Giro en $x = 0$ de la solución particular:

$$-\frac{\gamma a^2}{E\delta} = -\frac{25.000}{E\delta}$$

Giro en $x = 0$ debido a la aplicación de R :

$$\frac{2a^2}{E\delta} \kappa R [K_1 + 2K_2 - K_3 + 2K_4] = \frac{2a^2}{E\delta} 1,6977 R = \frac{84,885}{E\delta} R$$

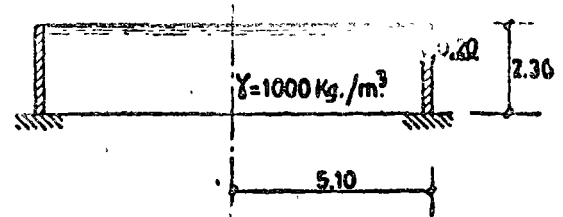
Giro en $x = 0$ debido a la apl. acción de M :

$$\frac{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}}{\gamma a \delta L} \kappa M [K_1 + K_2 - K_3 + K_4] \frac{a^2 L \gamma}{E\delta} = - \frac{a^2 L \gamma}{E\delta} M \cdot 3,859 \times 10^{-3} = - \frac{221,89}{E\delta} M$$

Depósito de hormigón armado enpotrado en la cimentación y libre en el borde superior, de 2,30 m de altura, 5,10 m de radio exterior y 20 cm de espesor uniforme de pared. Se considerará el depósito lleno de agua y se tomará un valor del coeficiente de Poisson igual a 0,2.

Datos.

Radio medio: $a = 5,00 \text{ m}$
 Altura: $L = 2,30 \text{ m}$
 Espesor pared: $\delta = 0,20 \text{ m}$
 Módulo de Poisson: $\nu = 0,2$
 Peso específico líquido: $\gamma = 1.000 \text{ kg/m}^3$



$$\kappa = \frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{a\delta}} = 1,3027$$

$$\kappa L = 1,3027 \times 2,30 = 2,996$$

$$\gamma a L = 1.000 \times 5 \times 2,3 = 11.500$$

$$\frac{\gamma a L \delta}{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}} = 678$$

Solucion directa.

El gráfico de la figura 6 da para $\kappa L = 2,996$

$$\frac{x_0}{L} = 0,560; \quad k = 0,335,$$

luego

$$N_{\varphi \max} = 0,335 \times 11.500 = 3.852 \text{ kg/m.}$$

Y se presenta a una altura $x_0 = 2,30 \times 0,56 = 1,29 \text{ m.}$

Los gráficos de la figura 7 dan para $\kappa L = 2,996$

$$\frac{x_0}{L} = 0,43; \quad \frac{x_1}{L} = 0,195; \quad k_1 = 0,65; \quad k_2 = -0,192,$$

luego

$$[M_x]_{x=0} = 678 \times 0,65 = 440 \text{ m} \cdot \text{kg/m}$$

$$M_{x \min} = -678 \times 0,192 = -130 \text{ m} \cdot \text{kg/m}$$

Y se presenta a una altura $x_0 = 0,43 \times 2,30 = 0,99 \text{ m.}$

La altura del momento nulo corresponde a $x_1 = 0,195 \times 2,30 = 0,45 \text{ m}$

Los valores de N_{φ} , M_x y Q_x en las distintas alturas se obtendrán por medio de los coeficientes Coef. VII, Coef. VIII y Coef. IX, de los gráficos G-VII, G-VIII y G-IX para $\kappa L = 2,996$, y

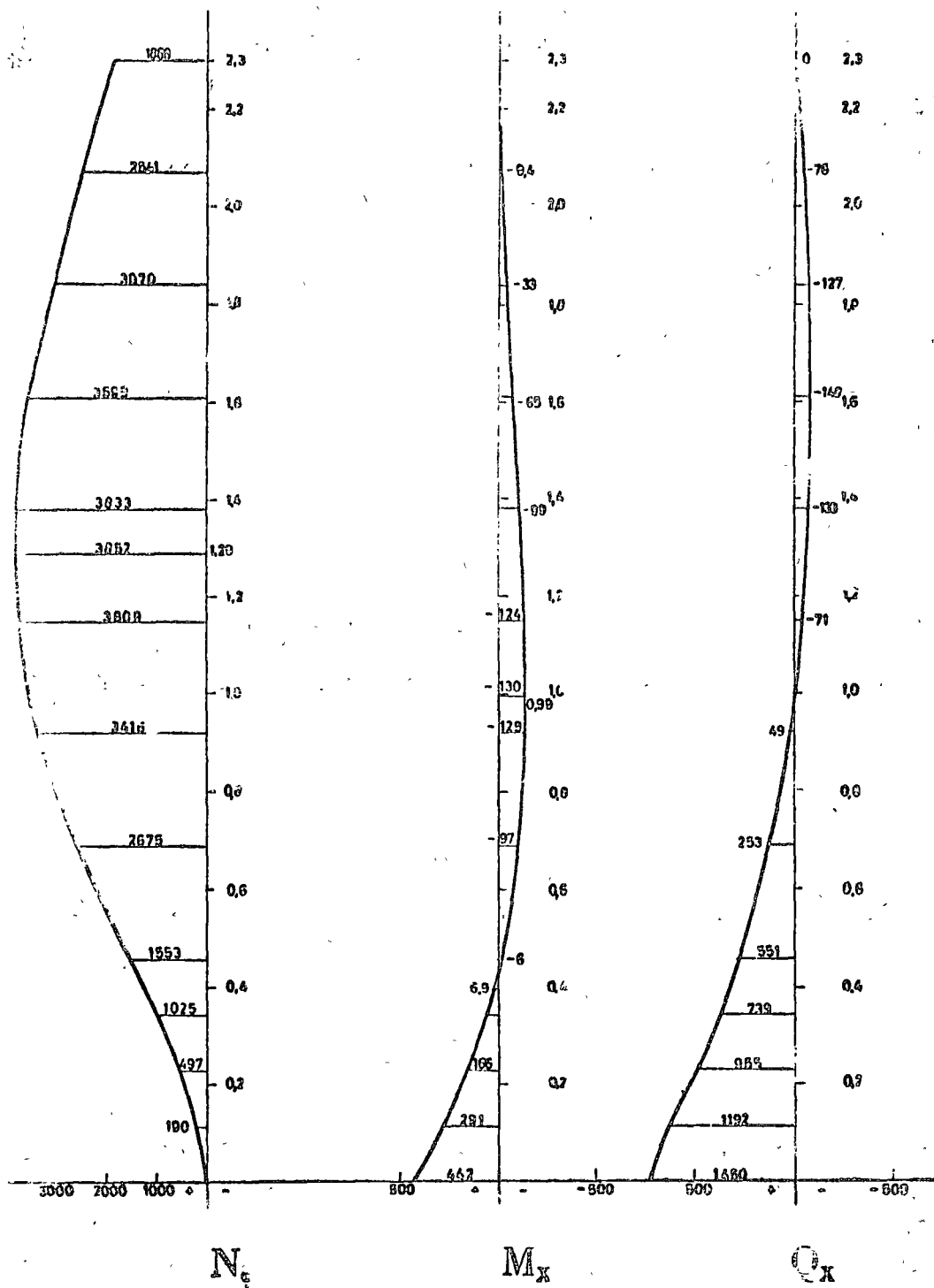


Fig. 2

Las dos ecuaciones serán:

$$\begin{aligned} 57.530 - 65,565 R + 84,870 M &= 0 \\ -25.000 + 84,885 R - 221,890 M &= 0, \end{aligned}$$

de donde:

$$\begin{aligned} R &= 1.450 \text{ kg/m} \\ M &= 442 \text{ m} \cdot \text{kg/m} \end{aligned}$$

Y las expresiones de los esfuerzos son:

$$N_p = \gamma a L \left(1 - \frac{x}{L} \right) + \frac{2 \sqrt{3(1-\nu^2)} a}{\sqrt{a\delta}} 1.450 [\text{Coef. I}] + 2 \frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{\delta} 442 [\text{Coef. IV}]$$

$$M_x = \frac{\sqrt{a\delta}}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} 1.450 [\text{Coef. II}] + 442 [\text{Coef. V}]$$

$$Q_x = -1.450 [\text{Coef. III}] - \frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{a\delta}} 442 [\text{Coef. VI}].$$

Todos los valores de los coeficientes se obtendrán para $\alpha L = 2,996$.

Los valores de los esfuerzos se dan en el cuadro siguiente, y la representación gráfica, en la figura 13

EJEMPLO 3.º

$\frac{x}{L}$	x	Coef. I	Coef. II	Coef. III	Coef. IV	Coef. V	Coef. VI	N_p	M_x	Q_x
0	0	-1,007	0	-1,000	1,0004	1,000	0	0	442	1.450
0,05	0,115	-0,855	-0,128	-0,720	0,722	0,980	-0,257	190	291	1.192
0,1	0,23	-0,715	-0,2185	-0,485	0,487	0,926	-0,437	497	166	955
0,15	0,345	-0,580	-0,2760	-0,290	0,294	0,850	-0,553	1.025	69	739
0,2	0,46	-0,460	-0,3075	-0,135	0,139	0,760	-0,617	1.553	-6	551
0,3	0,69	-0,256	-0,3138	0,076	-0,072	0,570	-0,631	2.675	-97	253
0,4	0,92	-0,113	-0,2715	0,185	-0,180	0,390	-0,550	3.416	-129	49
0,5	1,15	-0,017	-0,2092	0,220	-0,216	0,246	-0,430	3.809	-124	-71
0,6	1,38	0,042	-0,1430	0,211	-0,208	0,136	-0,300	3.833	-99	-133
0,7	1,61	0,077	-0,0840	0,176	-0,174	0,064	-0,186	3.599	-65	-148
0,8	1,84	0,092	-0,0385	0,125	-0,129	0,022	-0,094	3.070	-33	-127
0,9	2,07	0,105	-0,0100	0,065	-0,079	0,004	-0,032	2.541	-9,4	-76
1	2,30	0,110	0	0	-0,028	0	0	1.868	0	0

Solución por superposición de estados.

Se obtendrá mediante la superposición de los dos estados siguientes:

- 1.º Solución particular correspondiente a las cargas exteriores, que constituye el estado membrana.
- 2.º Estado correspondiente a la aplicación de un esfuerzo uniforme R en el borde interior.

El valor numérico de R se determinará con la condición siguiente:

$$[w]_{x=0} = 0.$$

Corrimiento en $x = 0$ de la solución particular:

$$\frac{\gamma a^2 L}{E \delta} = \frac{57.500}{E \delta}.$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a la aplicación de R :

$$-\frac{2a^2}{E \delta} 1,3113 R = -\frac{65,565}{E \delta} R.$$

Así se tendrá:

$$57.500 - 65,565 R = 0; \quad R = 877 \text{ kg/m}.$$

Y las expresiones de los esfuerzos son:

$$N_r = \gamma a L \left(1 - \frac{x}{L} \right) + \frac{2 \sqrt{3(1-\nu^2)} a}{\sqrt{a \delta}} 877 [\text{Coef. I}].$$

$$M_x = \frac{\sqrt{a \delta}}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} 877 [\text{Coef. II}].$$

$$Q_x = -877 [\text{Coef. III}].$$

Todos los valores de los coeficientes se obtendrán para $xL = 2,996$.

Los valores de los esfuerzos se dan en el cuadro siguiente, y la representación gráfica, en la figura 14.

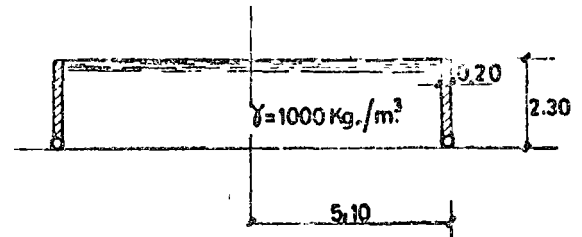
EJEMPLO 4.º

$\frac{x}{L}$	x	Coef. I	Coef. II	Coef. III	N_r	M_x	Q_x
0	0,000	-1,007	0,0000	-1,000	0	-0,0	877
0,05	0,115	-0,855	-0,1285	-0,720	1,161	-86,4	631
0,1	0,23	-0,715	-0,2185	-0,485	2,185	-147	425
0,15	0,345	-0,580	-0,2760	-0,290	3,151	-186	254
0,2	0,46	-0,460	-0,3075	-0,135	3,947	-207	118
0,3	0,69	-0,256	-0,3138	0,076	5,127	-211	-67
0,4	0,92	-0,113	-0,2715	0,185	5,610	-183	-162
0,5	1,15	-0,017	-0,2092	0,220	5,556	-141	-193
0,6	1,38	0,042	-0,1430	0,211	5,080	-96	-185
0,7	1,61	0,077	-0,0840	0,176	4,329	-56	-154
0,8	1,84	0,092	-0,0385	0,125	3,351	-26	-109
0,9	2,07	0,105	-0,0100	0,065	2,349	-6,7	-57
1	2,30	0,110	0,0000	0	1,256	0	0

Depósito de hormigón armado articulado en la cimentación y libre en el borde superior, de 2,30 m de altura, 5,10 m de radio exterior y 20 cm de espesor de pared uniforme. Se considerará el depósito lleno de agua y se tomará un valor del coeficiente de Poisson igual a 0,2.

Datos.

Radio medio: $a = 5,00 \text{ m}$
 Altura: $L = 2,30 \text{ m}$
 Espesor pared: $\delta = 0,20 \text{ m}$
 Módulo de Poisson: $\nu = 0,2$
 Peso específico líquido: $\gamma = 1.000 \text{ kg/m}^3$
 $\kappa = 1,3027$
 $\kappa L = 2,996$
 $\gamma a L = 11.500$



$$\frac{\gamma a L \delta}{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}} = 678$$

Solución directa.

El gráfico de la figura 9 da para $\kappa L = 2,996$

$$\frac{x_0}{L} = 0,44 ; \quad k = 0,49 ,$$

luego

$$N_{\sigma \max} = 11.500 \times 0,49 = 5.635 \text{ kg/m}$$

Y se presenta a una altura $x_0 = 2,30 \times 0,44 = 1,01 \text{ m}$.

El gráfico de la figura 10 da para $\kappa L = 2,996$

$$\frac{x_0}{L} = 0,256 ; \quad k = 0,316 .$$

luego

$$[M_x]_{\max} = -678 \times 0,316 = -214 \text{ m} \cdot \text{kg/m} .$$

Y se presenta a una altura $x_0 = 2,30 \times 0,256 = 0,59 \text{ m}$.

Los valores de N_{σ} , M_x y Q_x , en las distintas alturas, se obtendrán por medio de los coeficientes Coef. X, Coef. XI y Coef. XII de los gráficos G-X, G-XI y G-XII para $\kappa L = 2,996$, y sus expresiones serán:

$$\begin{aligned} N_{\sigma} &= 11.500 \text{ Coef. X} \\ M_x &= 678 \text{ Coef. XI} \\ Q_x &= -883 \text{ Coef. XII} \end{aligned}$$

Ejemplo 5

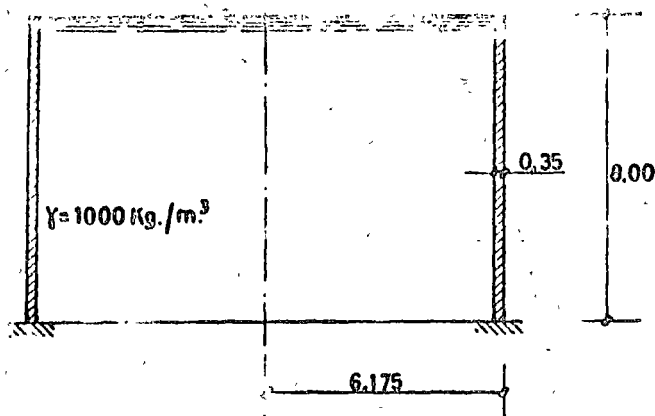
Depósito de hormigón armado empotrado en la cimentación y libre en el borde superior, de 8 m de altura, 6 m de radio medio y 35 cm de espesor de pared uniforme. Se considerará el depósito lleno de agua y se tomará un valor del coeficiente de Poisson igual a 0,2.

Datos.

Radio medio: $a = 6,00 \text{ m}$
 Altura: $L = 8,00 \text{ m}$
 Espesor pared: $\delta = 0,35 \text{ m}$
 Módulo de Poisson: $\nu = 0,2$
 Peso específico líquido: $\gamma = 1.000 \text{ kg/m}^3$
 $\kappa = 0,8989$
 $\kappa L = 7,1916$
 $\gamma a L = 48.000$

$$\frac{\gamma a L \delta}{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}} = 4.950$$

$$\frac{\gamma L \sqrt{a \delta}}{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}} = 4.450$$



Solución directa.

El gráfico de la figura 6 da para $\kappa L = 7,1916$

$$\frac{x_0}{L} = 0,315; \quad k = 0,685,$$

luego

$$N_{\varphi \max} = 32.880 \text{ kg/m} \quad \text{y} \quad x_0 = 2,52 \text{ m}.$$

El gráfico de la figura 7 da para $\kappa L = 7,1916$

$$\frac{x_0}{L} = 0,21; \quad \frac{x_1}{L} = 0,10; \quad k_1 = 0,86; \quad k_2 = -0,209,$$

luego

$$M_{x \max} = 4.257 \text{ m} \cdot \text{kg/m} \quad \text{en} \quad x = 0$$

$$M_{x \min} = -1.034 \text{ m} \cdot \text{kg/m} \quad \text{en} \quad x_0 = 1,68 \text{ m}.$$

El momento es nulo en $x_1 = 0,8 \text{ m}$.

Las expresiones de N_{φ} , M_x y Q_x son:

$$N_{\varphi} = 48.000 \text{ Coef. VII}$$

$$M_x = 4.950 \text{ Coef. VIII}$$

$$Q_x = -4.450 \text{ Coef. IX}$$

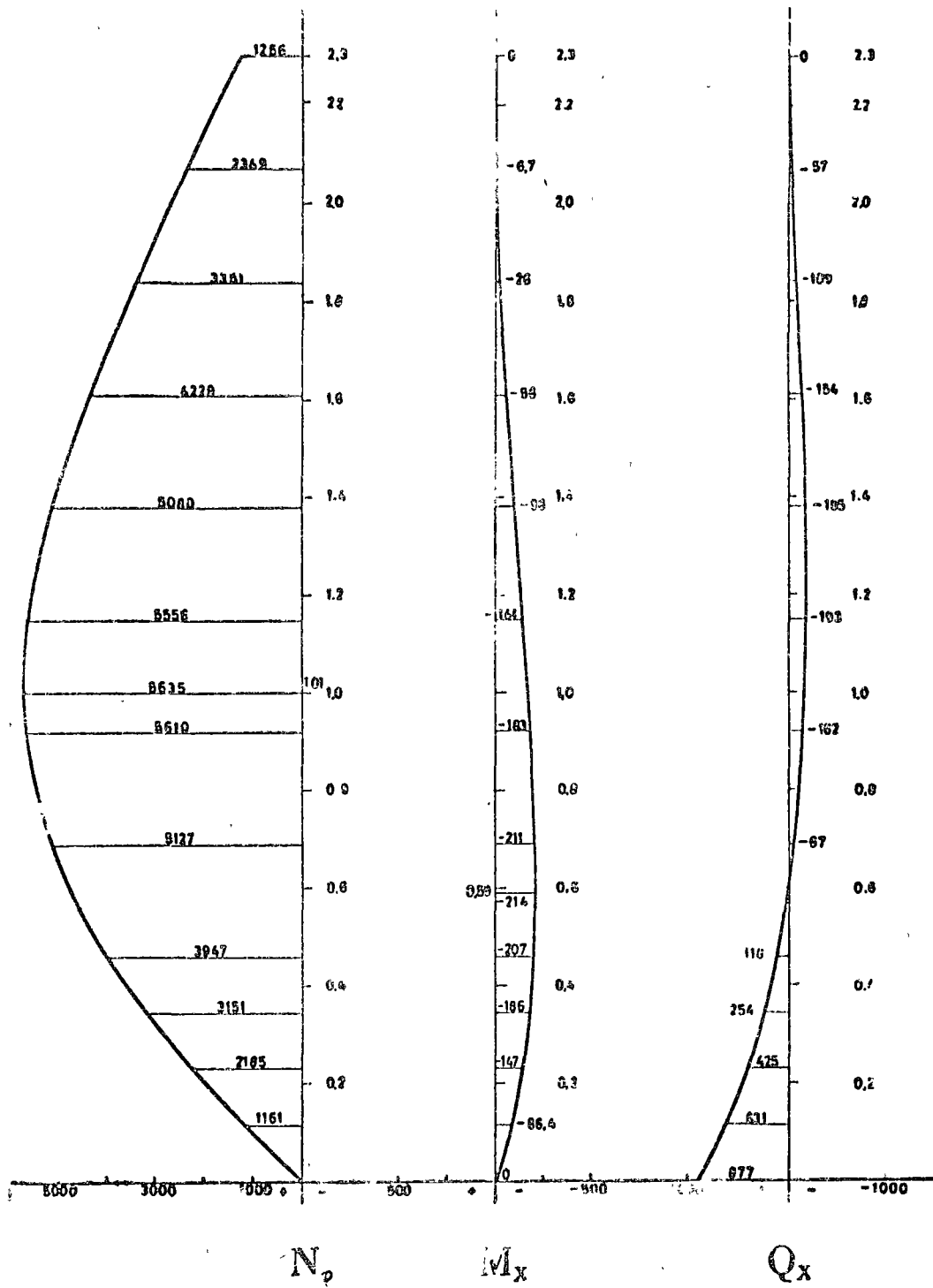


Fig. 10

En el cuadro siguiente se dan los valores de los esfuerzos, y su representación gráfica, en la figura 15.

EjemPLO 3.º

x	$\frac{x}{L}$	Coef. I	Coef. II	Coef. III	Coef. IV	Coef. V	Coef. VI	N_x	M_x	Q_x
0	0	-1.000	0.000	-1.000	1.000	1.000	0.000	0	4.262	8.281
0.4	0.05	-0.653	-0.2455	-0.407	0.407	0.900	-0.491	4.090	1.575	5.251
0.8	0.1	-0.365	-0.321	-0.045	0.045	0.685	-0.640	12.455	38	2.825
1.2	0.15	-0.160	-0.299	0.140	-0.140	0.462	-0.600	20.721	785	1.140
1.6	0.2	-0.031	-0.2355	0.205	-0.205	0.267	-0.470	27.158	1.031	103
2.4	0.3	0.064	-0.096	0.165	-0.160	0.033	-0.192	32.704	743	-630
3.2	0.4	0.054	-0.015	0.070	-0.0675	-0.040	-0.030	30.834	308	-465
4	0.5	0.025	0.012	0.012	-0.013	-0.035	0.025	25.696	38	-195
4.8	0.6	0.004	0.012	-0.0075	0.010	-0.018	0.025	19.970	34	-34
5.6	0.7	-0.002	0.0065	-0.009	0.010	-0.004	0.012	14.634	43	29
6.4	0.8	-0.0035	0.002	-0.005	0.006	0	0	9.535	18	41
7.2	0.9	-0.0035	0.000	0	0	0	0.003	4.487	0	11
8	1	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0

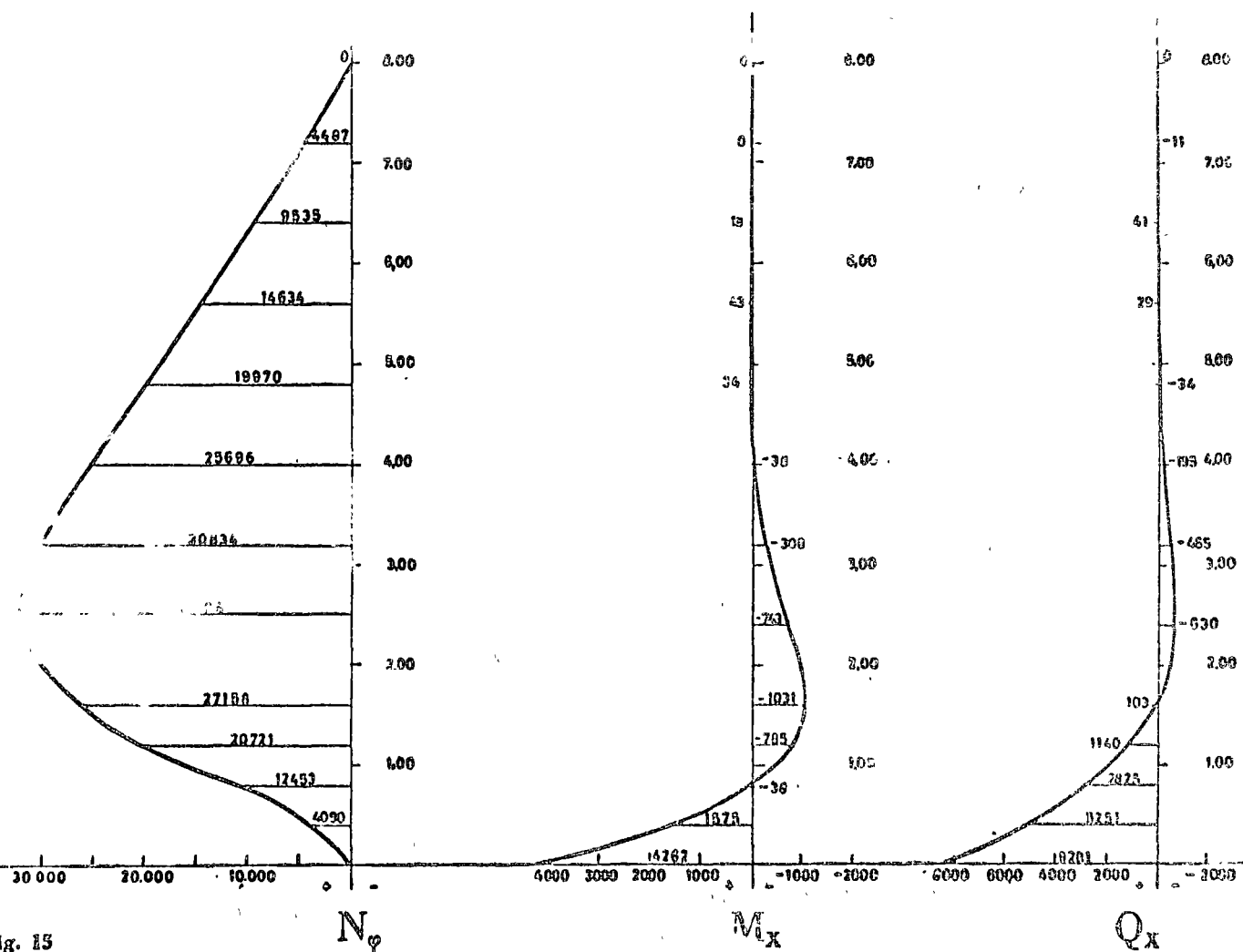


Fig. 15

Solución por superposición de estados.

Siguiendo el mismo camino que en los ejemplos anteriores, se tiene:

Corrimiento en $x = 0$ de la solución particular:

$$\frac{\gamma a^2 L}{E\delta} = \frac{a^2}{E\delta} 8.000.$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a la aplicación de R:

$$- \frac{a^2}{E\delta} 1,7979 R.$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a la aplicación de M:

$$\frac{a^2}{E\delta} 1,6163 M.$$

Giro en $x = 0$ de la solución particular:

$$- \frac{a^2}{E\delta} 1.000.$$

Giro en $x = 0$ debido a la aplicación de R:

$$\frac{a^2}{E\delta} 1,6163 R.$$

Giro en $x = 0$ debido a la aplicación de M:

$$- \frac{a^2}{E\delta} 2,9059 M.$$

Las dos ecuaciones que expresan que

$$[w]_{x=0} = 0 \quad \text{y} \quad \left[\frac{dw}{dx} \right]_{x=0} = 0$$

son:

$$\begin{aligned} 8.000 - 1,7979 R + 1,6163 M &= 0 \\ - 1.000 + 1,6163 R - 2,9059 M &= 0, \end{aligned}$$

de donde

$$\begin{aligned} R &= 8.281 \text{ kg/m} \\ M &= 4.262 \text{ m} \cdot \text{kg/m}. \end{aligned}$$

Y las expresiones de los esfuerzos son:

$$N_x = \gamma a L \left(1 - \frac{x}{L} \right) + \frac{2 \sqrt{3(1-\nu^2)} a}{\sqrt{a\delta}} \cdot 8.281 [\text{Coef. I}] + 2 \frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{\delta} 4.262 [\text{Coef. IV}].$$

$$M_x = \frac{\sqrt{a\delta}}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} 8.281 [\text{Coef. II}] + 4.262 [\text{Coef. V}].$$

$$Q_x = - 8.281 [\text{Coef. III}] - \frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{a\delta}} 4.262 [\text{Coef. VI}].$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a R_1 :

$$-2,621 \frac{a^2}{E\delta} R_1.$$

Corrimiento en $x = L$ debido a R_1 :

$$0,2944 \frac{a^2}{E\delta} R_1.$$

Giro en $x = 0$ debido a R_1 :

$$16,977 \frac{R_1}{E\delta^2}.$$

Giro en $x = L$ debido a R_1 :

$$0,4785 \frac{R_1}{E\delta^2}.$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a R_2 :

$$0,2944 \frac{a^2}{E\delta} R_2.$$

Corrimiento en $x = L$ debido a R_2 :

$$-2,621 \frac{a^2}{E\delta} R_2.$$

Giro en $x = 0$ debido a R_2 :

$$-0,4785 \frac{R_2}{E\delta^2}.$$

Giro en $x = L$ debido a R_2 :

$$-16,977 \frac{R_2}{E\delta^2}.$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a M_1 :

$$3,394 \frac{a^2}{E\delta} M_1.$$

Corrimiento en $x = L$ debido a M_1 :

$$-0,102 \frac{a^2}{E\delta} M_1.$$

Giro en $x = 0$ debido a M_1 :

$$-44,384 \frac{M_1}{E\delta^2}.$$

Giro en $x = L$ debido a M_1 :

$$3,745 \frac{M_1}{E\delta^2}.$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a M_2 :

$$-0,102 \frac{a^2}{E\delta} M_2.$$

Corrimiento en $x = L$ debido a M_2 :

$$3,394 \frac{a^2}{E\delta} M_2.$$

Giro en $x = 0$ debido a M_2 :

$$-3,745 \frac{M_2}{E\delta^2}.$$

Giro en $x = L$ debido a M_2 :

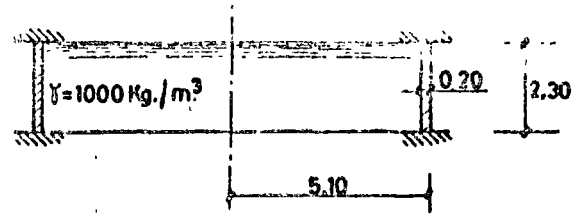
$$44,384 \frac{M_2}{E\delta^2}.$$

Ejemplo 45

Depósito de hormigón armado empotrado en la cimentación y en el borde superior, de 2,30 m de altura, 5 m de radio medio y 20 cm de espesor de pared uniforme.

Datos.

Radio medio:	$a = 5,00 \text{ m}$
Altura:	$L = 2,30 \text{ m}$
Espesor pared:	$\delta = 0,20 \text{ m}$
Módulo de Poisson:	$\nu = 0,2$
Peso específico líquido:	$\gamma = 1.000 \text{ kg/m}^3$
	$\kappa = 1,3027$
	$\kappa L = 2,996$
	$\gamma a L = 11.500$



Solución por superposición de estados.

Se obtendrá mediante la superposición de los estados siguientes:

- 1.º Solución particular correspondiente a las cargas exteriores, que constituye el estado membrana.
- 2.º Estado correspondiente a la aplicación de un esfuerzo uniforme R_1 en el borde inferior.
- 3.º Estado correspondiente a la aplicación de un esfuerzo uniforme R_2 en el borde superior.
- 4.º Estado correspondiente a la aplicación de un momento uniforme M_1 en el borde inferior.
- 5.º Estado correspondiente a la aplicación de un momento uniforme M_2 en el borde superior.

Los valores numéricos de R_1 , R_2 , M_1 y M_2 se determinarán con las condiciones:

$$[w]_{x=0} = 0$$

$$[w]_{x=L} = 0$$

$$\left[\frac{dw}{dx} \right]_{x=0} = 0$$

$$\left[\frac{dw}{dx} \right]_{x=L} = 0$$

Corrimiento en $x = 0$ de la solución particular:

$$2.300 \frac{a^2}{E\delta}$$

Corrimiento en $x = L$ de la solución particular: 0.

Giro en $x = 0$ de la solución particular:

$$-1.000 \frac{a^2}{E\delta}$$

Giro en $x = L$ de la solución particular:

$$-1.000 \frac{a^2}{E\delta}$$

N_s	Coef. $II_{(s/l)}$	Coef. $II_{(1-s/l)}$	Coef. $V_{(s/l)}$	Coef. $V_{(1-s/l)}$	M_s	Coef. $III_{(s/l)}$	Coef. $III_{(1-s/l)}$	Coef. $VI_{(s/l)}$	Coef. $VI_{(1-s/l)}$	Q_s
0	0	0	1	0	425	1	0	0	0	1469
436	-0,2183	-0,0099	0,926	0,004	146	0,485	0,065	0,437	-0,032	974
1446	-0,3075	-0,0386	0,773	0,022	31	0,135	0,125	0,617	-0,094	568
2385	-0,3130	-0,0840	0,573	0,064	124	-0,077	0,176	0,631	-0,185	259
2898	-0,2717	-0,1429	0,393	0,136	157	-0,185	0,213	0,551	-0,301	38
3004	-0,2090	-0,2090	0,246	0,246	146	-0,222	0,222	0,430	-0,430	118
2588	-0,1429	-0,2717	0,136	0,393	106	-0,213	0,185	0,301	-0,551	230
1858	-0,0840	-0,3133	0,064	0,573	42	-0,176	0,077	0,185	-0,631	313
1011	-0,0386	-0,3075	0,022	0,763	37	-0,125	-0,135	0,094	-0,617	380
272	-0,0099	-0,2183	0,004	0,926	131	-0,065	-0,485	0,032	-0,437	429
0	0	0	0	1	233	0	-1	0	0	451

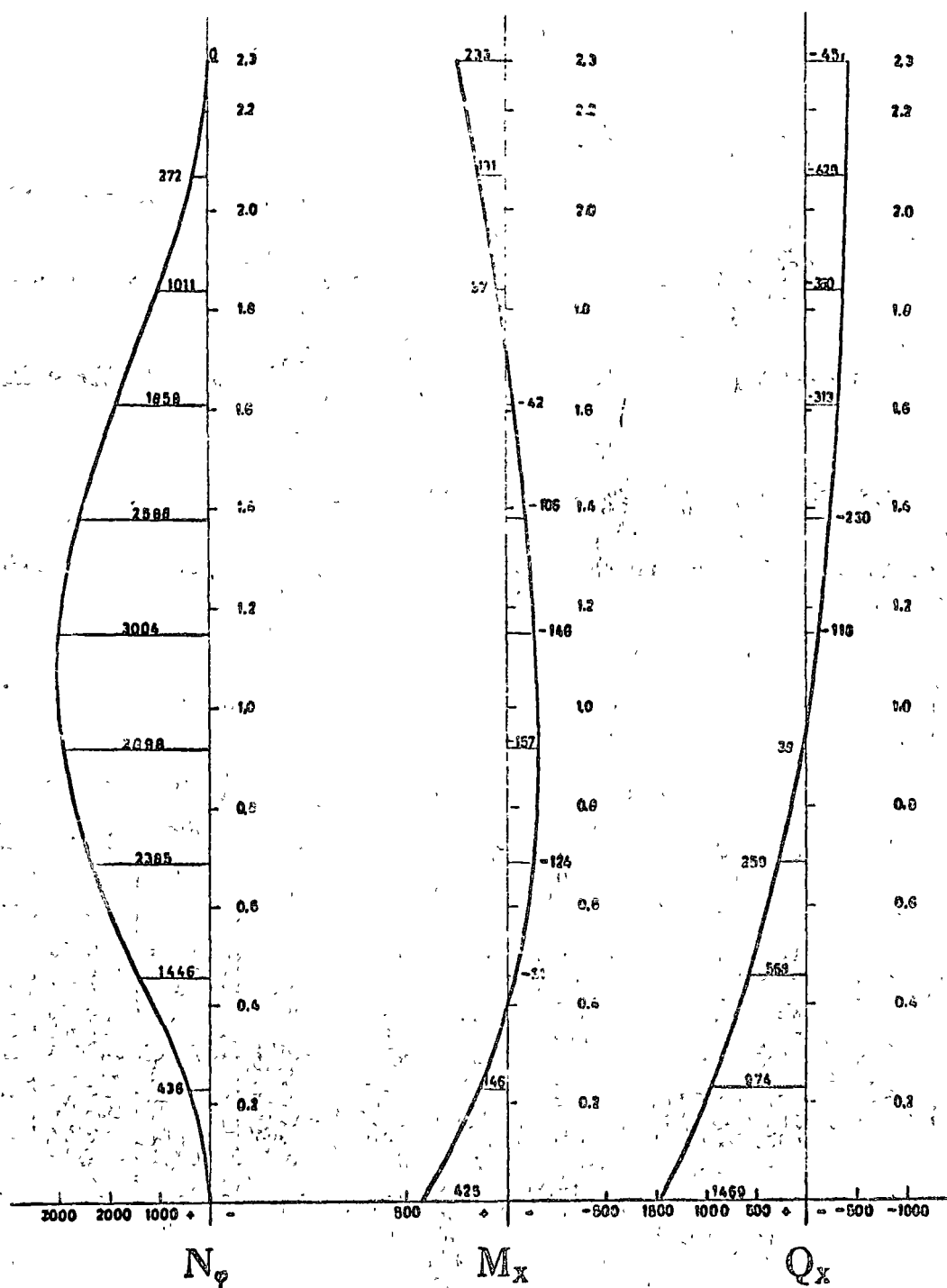


Fig. 16

El sistema de ecuaciones quedará en la forma:

$$\begin{aligned} 2.300 - 2,621 R_1 + 0,2944 R_2 + 3,394 M_1 - 0,102 M_2 &= 0 \\ 0,2944 R_1 - 2,621 R_2 - 0,102 M_1 + 3,394 M_2 &= 0 \\ -5.000 + 16,977 R_1 - 0,4785 R_2 - 44,384 M_1 - 3,745 M_2 &= 0 \\ -5.000 + 0,4785 R_1 - 16,977 R_2 + 3,745 M_1 + 44,384 M_2 &= 0, \end{aligned}$$

de donde:

$$\begin{aligned} R_1 &= 1.469 \text{ kg/m} & M_1 &= 425 \text{ m} \cdot \text{kg/m} \\ R_2 &= 451 \text{ kg/m} & M_2 &= 233 \text{ m} \cdot \text{kg/m} \end{aligned}$$

Y las expresiones de los esfuerzos son:

$$N_x = \gamma a L \left(1 - \frac{x}{L} \right) + 2 \sqrt{3(1-\nu^2)} \sqrt{\frac{a}{\delta}} [R_1 \text{ Coef. } I_{x/L} + R_2 \text{ Coef. } I_{(1-x/L)}] + \\ + 2 \sqrt{3(1-\nu^2)} \frac{1}{\delta} [M_1 \text{ Coef. } IV_{x/L} + M_2 \text{ Coef. } IV_{(1-x/L)}].$$

$$M_x = \frac{\sqrt{a\delta}}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} [R_1 \text{ Coef. } II_{x/L} + R_2 \text{ Coef. } II_{(1-x/L)}] + [M_1 \text{ Coef. } V_{x/L} + M_2 \text{ Coef. } V_{(1-x/L)}]$$

$$Q_x = -[R_1 \text{ Coef. } III_{x/L} + R_2 \text{ Coef. } III_{(1-x/L)}] + \frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{a\delta}} [-M_1 \text{ Coef. } IV_{x/L} + M_2 \text{ Coef. } IV_{(1-x/L)}].$$

Todos los valores de los coeficientes se obtendrán para $x/L = 2,99$

Los valores de los esfuerzos se dan en el cuadro siguiente, y su representación gráfica, en la figura 16.

EJEMPLO 6.

$\frac{x}{L}$	x	Coef. I	Coef. II	Coef. III	Coef. IV	Coef. V	Coef. VI	Coef. $I_{(x/L)}$	Coef. $I_{(1-x/L)}$	Coef. $IV_{(x/L)}$	Coef. $IV_{(1-x/L)}$
0	0	-1,006	0	-1	1	1	0	-1,006	0,113	1	-0,03
0,10	0,23	-0,714	-0,2183	-0,485	0,48	0,926	-0,437	-0,714	0,104	0,48	-0,08
0,20	0,46	-0,460	-0,3075	-0,135	0,14	0,763	-0,617	-0,460	0,094	0,14	-0,13
0,30	0,69	-0,258	-0,3133	0,077	-0,07	0,573	-0,631	-0,258	0,076	-0,07	-0,17
0,40	0,92	-0,113	-0,2717	0,185	-0,18	0,393	-0,551	-0,113	0,042	-0,18	-0,20
0,50	1,15	-0,016	-0,2090	0,222	-0,21	0,246	-0,430	-0,016	-0,016	-0,21	-0,21
0,60	1,38	0,042	-0,1429	0,213	-0,20	0,136	-0,301	0,042	-0,113	-0,20	-0,18
0,70	1,61	0,076	-0,0840	0,176	-0,17	0,064	-0,185	0,076	-0,258	-0,17	-0,07
0,80	1,84	0,094	-0,0386	0,125	-0,13	0,022	-0,094	0,094	-0,460	-0,13	0,14
0,90	2,07	0,104	-0,0099	0,065	-0,08	0,004	-0,032	0,104	-0,714	-0,08	0,48
1,00	2,30	0,113	0	0	-0,03	0	0	0,113	-1,006	-0,03	1

Los valores numéricos de R_1 , M_1 , R_2 y M_2 se determinarán con las condiciones:

$$[w_2]_{x=0} = 0; \quad \left[\frac{dw_2}{dx} \right]_{x=0} = 0;$$

$$[w_1]_{x=0} = [w_2]_{x=L_2}; \quad \left[\frac{dw_1}{dx} \right]_{x=0} = \left[\frac{dw_2}{dx} \right]_{x=L_2}$$

Parte superior del depósito.

Corrimiento en $x = 0$ de la solución particular:

$$\frac{738.112}{E}$$

Giro en $x = 0$ de la solución particular:

$$-\frac{184.528}{E}$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a R_1 :

$$-436,1873 \frac{R_1}{E}.$$

Giro en $x = 0$ debido a R_1 :

$$515,5298 \frac{R_1}{E}.$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a M_1 :

$$515,5298 \frac{M_1}{E}$$

Giro en $x = 0$ debido a M_1 :

$$-1.218,6093 \frac{M_1}{E}.$$

Parte inferior del depósito.

Corrimiento en $x = 0$ de la solución particular:

$$\frac{822.857}{E}$$

Corrimiento en $x = L_1$ de la solución particular:

$$\frac{411.428,5}{E}$$

Giro en $x = 0$ de la solución particular:

$$\frac{102.857,14}{E}$$

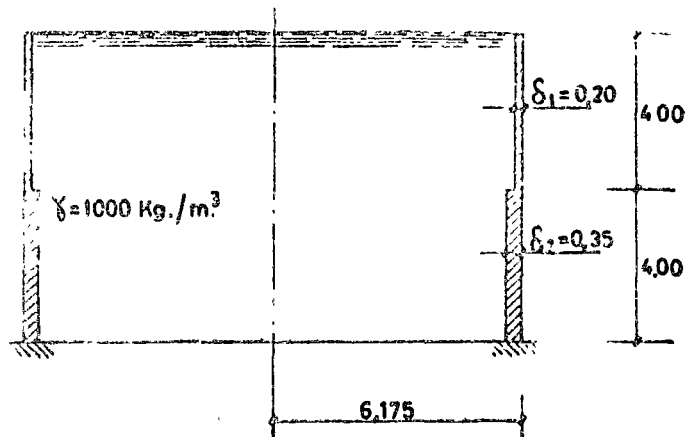
Giro en $x = L_1$ de la solución particular:

$$\frac{102.857,14}{E}$$

Depósito de hormigón armado, empotrado en la cimentación y libre en el borde superior, de espesor $\delta_2 = 0,35$ m en los 4 m inferiores y $\delta_1 = 0,20$ en los 4 m superiores y 6 m de radio medio.

Datos:

Radio medio parte sup.: $a_1 = 6,075$ m
 Radio medio parte inf.: $a_2 = 6,000$ m
 Altura parte superior: $L_1 = 4,00$ m
 Altura parte inferior: $L_2 = 4,00$ m
 Espesor parte superior: $\delta_1 = 0,20$ m
 Espesor parte inferior: $\delta_2 = 0,35$ m
 Módulo de Poisson: $\nu = 0,2$
 Peso específico líquido: $\gamma = 1.000 \text{ kg/cm}^3$
 $\alpha_1 = 1,1819$
 $\alpha_2 = 0,8989$
 $\alpha_1 L_1 = 4,7276$
 $\alpha_2 L_2 = 3,5957$



Solución por superposición de estados.

Se obtendrá mediante la superposición de los estados siguientes:

- 1.º Solución particular correspondiente a las cargas exteriores, que constituye el estado membrana, de la zona superior del depósito.
- 2.º Estado correspondiente a la aplicación de un esfuerzo uniforme R_1 en el borde inferior de la zona superior del depósito.
- 3.º Estado correspondiente a la aplicación de un momento uniforme M_1 en el borde inferior de la zona superior del depósito.
- 4.º Solución particular correspondiente a las cargas exteriores, que constituye el estado membrana, de la zona inferior del depósito.
- 5.º Estado correspondiente a la aplicación de un esfuerzo uniforme $-R_1$ en el borde superior de la zona inferior del depósito.
- 6.º Estado correspondiente a la aplicación de un momento uniforme $-M_1$ en el borde superior de la zona inferior del depósito.
- 7.º Estado correspondiente a la aplicación de un esfuerzo uniforme R_2 en el borde inferior del depósito.
- 8.º Estado correspondiente a la aplicación de un momento uniforme M_2 en el borde inferior del depósito.

Corrimiento en $x = 0$ debido a M_2 :

$$166,2171 \frac{M_2}{E}.$$

Corrimiento en $x = L_2$ debido a M_2 :

$$8,1446 \frac{M_2}{E}.$$

Giro en $x = 0$ debido a M_2 :

$$-299,7962 \frac{M_2}{E}.$$

Giro en $x = L_2$ debido a M_2 :

$$21,9039 \frac{M_2}{E}.$$

El sistema de ecuaciones queda en la forma:

$$\begin{aligned} - & 4,6229 R_1 + 8,1446 M_1 - 184,9165 R_2 + 166,2171 M_2 + 822.857,10 = 0; \\ - & 8,0457 R_1 - 21,9039 M_1 + 166,4362 R_2 - 299,7916 M_2 - 102.857,14 = 0; \\ - & 621,1038 R_1 + 349,3118 M_1 - 4,6229 R_2 - 8,1446 M_2 + 326.683,50 = 0; \\ - & 349,0939 R_1 + 1.518,4055 M_1 - 8,0458 R_2 + 21,9035 M_2 + 81.670,86 = 0, \end{aligned}$$

de donde:

$$R_1 = 424,9 \text{ kg/m.}$$

$$M_1 = 23,9 \text{ m} \cdot \text{kg/m}$$

$$R_2 = 8.224,9 \text{ kg/m}$$

$$M_2 = 4.209,7 \text{ m} \cdot \text{kg/m}$$

Y las expresiones de los esfuerzos son:

Parte superior del depósito.

$$N_p = 24.300 \left(1 - \frac{x}{L} \right) + 6.096,7677 [\text{Coef. I}] + 404,9865 [\text{Coef. IV}].$$

$$M_x = 359,2233 [\text{Coef. II}] + 28,8619 [\text{Coef. V}].$$

$$Q_x = -424,566 [\text{Coef. III}] - 28,2024 [\text{Coef. VI}].$$

Parte inferior del depósito.

$$\begin{aligned} N_p = 24.000 \left(2 - \frac{x}{L} \right) + 88.715,83 [\text{Coef. I}_{x/L}] - 4.579,81 [\text{Coef. I}_{(1-x/L)}] + \\ + 40.821,82 [\text{Coef. IV}_{x/L}] + 231,39 [\text{Coef. IV}_{(1-x/L)}]. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x = 9.149,12 [\text{Coef. II}_{x/L}] - 472,31 [\text{Coef. II}_{(1-x/L)}] + 4.209,68 [\text{Coef. V}_{x/L}] + \\ + 23,86 [\text{Coef. V}_{(1-x/L)}]. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_x = -8.224,30 [\text{Coef. III}_{x/L}] - 424,57 [\text{Coef. III}_{(1-x/L)}] - 3.764,11 [\text{Coef. VI}_{x/L}] + \\ + 21,45 [\text{Coef. VI}_{(1-x/L)}]. \end{aligned}$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a $-R_1$:

$$-4,6229 \frac{R_1}{E}.$$

Corrimiento en $x = L_1$ debido a $-R_1$:

$$184,9165 \frac{R_1}{E}.$$

Giro en $x = 0$ debido a $-R_1$:

$$-8,0457 \frac{R_1}{E}.$$

Giro en $x = L_1$ debido a $-R_1$:

$$166,4359 \frac{R_1}{E}.$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a $-M_1$:

$$8,1446 \frac{M_1}{E}.$$

Corrimiento en $x = L_1$ debido a $-M_1$:

$$166,2171 \frac{M_1}{E}.$$

Giro en $x = 0$ debido a $-M_1$:

$$-21,9039 \frac{M_1}{E}.$$

Giro en $x = L_1$ debido a $-M_1$:

$$299,7962 \frac{M_1}{E}.$$

Corrimiento en $x = 0$ debido a R_2 :

$$-184,9165 \frac{R_2}{E}.$$

Corrimiento en $x = L_1$ debido a R_2 :

$$4,6229 \frac{R_2}{E}.$$

Giro en $x = 0$ debido a R_2 :

$$166,4359 \frac{R_2}{E}.$$

Giro en $x = L_1$ debido a R_2 :

$$-8,0457 \frac{R_2}{E}.$$

EJEMPLO 7.º (Parte inferior)

$\frac{x}{L}$	x	Coef. I	Coef. II	Coef. III	Coef. IV	Coef. V	Coef. VI	N_p	M_x	O_x
0	0	-1,000	0,000	-1,000	1,000	1,000	0,000	0	4,210	8,224
0,1	0,4	-0,653	-0,246	-0,407	0,406	0,899	-0,491	4,049	1,536	5,195
0,2	0,8	-0,366	-0,321	-0,044	0,041	0,687	-0,640	12,125	-36	2,758
0,4	1,6	-0,030	-0,234	0,204	-0,212	0,270	-0,460	26,739	-958	-8
0,6	2,4	0,067	-0,096	0,157	-0,167	0,047	-0,170	32,815	-563	-744
0,8	3,2	0,058	-0,019	0,060	-0,058	-0,007	-0,007	33,263	-35	-462
0,9	3,6	0,042	-0,004	0,024	-0,004	-0,004	0,016	33,047	-84	-96
1,0	4,0	0,025	0,000	0,000	0,048	0,000	0,000	32,988	24	425

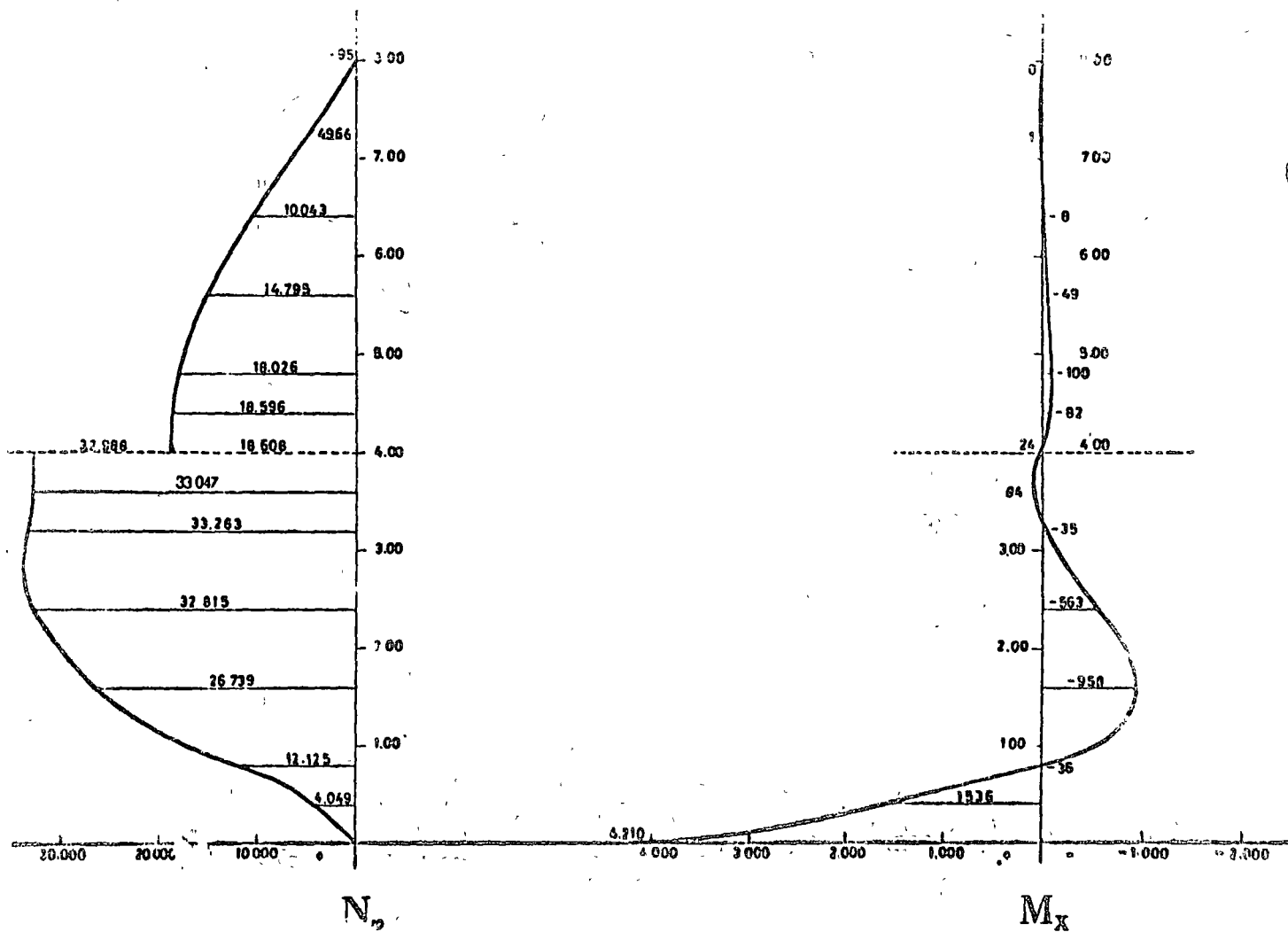


Fig. 18

Los valores de los coeficientes se obtendrán para $\alpha L = 4,7276$ en la parte superior y para $\alpha L = 3,5957$ en la inferior.

Los valores de los esfuerzos se dan en los cuadros siguientes, y su representación gráfica, en las figuras 17 y 18.

EJEMPLO 7: (Parte superior)

$\frac{x}{L}$	x	Coef. I	Coef. II	Coef. III	Coef. IV	Coef. V	Coef. VI	N_x	M_x	Q_x
0	0	-1,000	0,000	-1,000	1,000	1,000	0,000	18.608	24	425
0,10	0,4	-0,555	-0,284	-0,272	0,272	0,839	-0,567	18.596	-82	131
0,20	0,8	-0,226	-0,315	0,088	-0,088	0,542	-0,630	18.026	-100	-20
0,30	1,6	0,048	-0,143	0,190	-0,192	0,096	-0,288	14.795	-49	-73
0,60	2,4	0,058	-0,020	0,069	-0,075	-0,035	-0,028	10.043	-8	-28
0,80	3,2	0,017	0,006	0,000	0,000	-0,035	0,039	4.964	1	-1
1,00	4,0	-0,018	0,000	0,000	0,035	0,000	0,000	-95	0	0

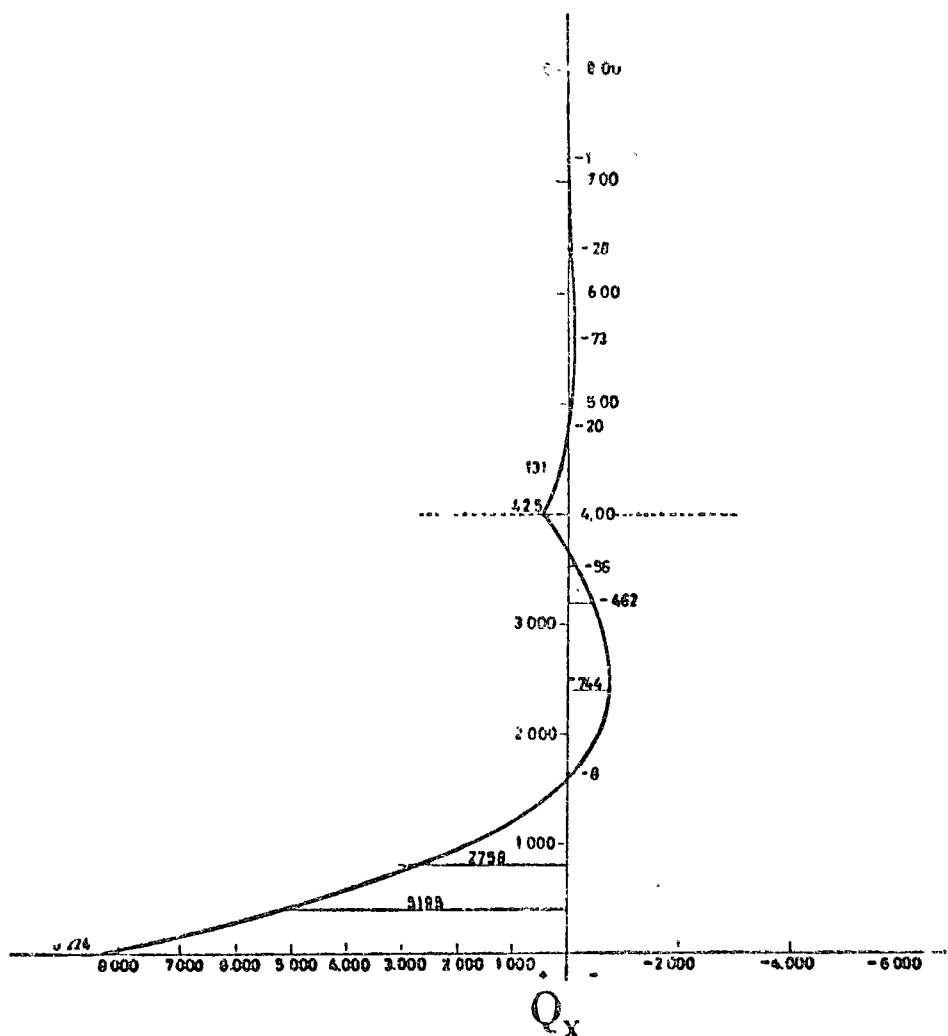


Fig. 17

4. Depósitos de espesor de pared variable

Si se supone que el espesor de la pared δ no es constante, sino una función de la coordenada x , es decir, $\delta = \delta(x)$, se plantea el problema de la integración de la ecuación diferencial de cuarto orden [III], con coeficientes, en general, variables.

La resolución de este problema presenta muchas dificultades de orden matemático, por lo que a continuación se desarrolla, a título de ejemplo, el depósito lleno, en el que el espesor es función lineal de la coordenada x . Este caso ha sido estudiado por W. Flügge y Timoshenko*.

De acuerdo con el origen y convenio de signos que se viene utilizando en este trabajo, se tiene:

$$\delta_x = -\frac{\delta_0}{L_1} (L_1 - x) = -\beta (L_1 - x) \quad \beta = \frac{\delta_0}{L_1}$$

$$K_\beta = \frac{E\beta^3}{12(1-\nu^2)} \quad Z = \gamma (L - x)$$

La presión de un líquido es siempre normal a la pared del depósito que lo contiene. Sin embargo, al tomar aquí el valor de esa presión como fuerza en dirección Z , no se comete inexactitud sensible, dada la pequeñez del ángulo de inclinación que se utiliza normalmente en depósitos.

Sustituyendo en la ecuación [III] se tiene:

$$K_\beta \frac{d^4}{dx^4} \left[(L_1 - x)^3 \frac{d^2 w}{dx^2} \right] + \frac{E\beta}{\alpha^2} (L_1 - x) w - \gamma (L - x) = 0$$

Una solución particular de esta ecuación es:

$$w_p = \frac{\gamma \alpha^2}{E\beta} \frac{L - x}{L_1 - x}$$

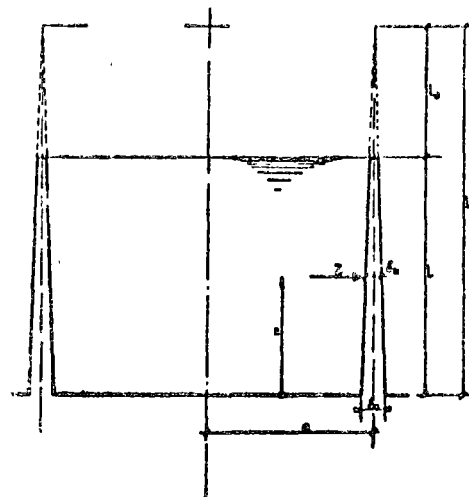


Fig. 19

* W. FLÜGGE: *Statik und Dynamik der Schalen*, Springer Verlag, 1957; TIMOSHENKO: *Teoría de placas planas y curvas*. Editorial Acme Agency, 1947.

Los esfuerzos correspondientes a esta solución particular serán (ver fórmulas [II] y [Ib]):

$$\left. \begin{aligned} N_p &= \frac{E\delta}{\alpha} \quad w = \gamma\alpha(L-x) \\ \frac{dw_p}{dx} &= -\frac{L_1-L}{(L_1-x)^2} \cdot \frac{\gamma\alpha^2}{E\beta} \\ M_x &= K \cdot \frac{d^2w_p}{dx^2} = -\frac{\gamma\alpha^2\beta^2(L_1-L)}{6(1-\nu^2)} \\ Q_x &= 0 \end{aligned} \right\} \quad [X]$$

Aquí el valor de K no corresponde a una constante, como en el caso de depósitos de espesor de pared constante. Su valor es

$$K = K_p(L_1-x)^3 = \frac{E\beta^3}{12(1-\nu^2)}(L_1-x)^3$$

De la observación de estos esfuerzos se deduce que el momento flector M_x debido a la solución particular es constante.

Además, su valor es, en general, muy pequeño, ya que lo es β en los casos corrientes de depósitos.

Puede despreciarse este momento M_x al realizar el cálculo de un depósito de este tipo.

A la solución particular anterior, habrá que sumar la parte correspondiente a la solución general de la ecuación homogénea:

$$\frac{K_p}{L_1-x} \frac{d^4}{dx^4} \left[(L_1-x)^3 \frac{d^2w}{dx^2} \right] + \frac{E\beta}{\alpha^2} w = 0$$

Esta ecuación se puede poner en la forma:

$$\frac{1}{L_1-x} \left\{ \frac{d}{dx} \left[(L_1-x)^2 \frac{d}{dx} \left[\frac{1}{L_1-x} \frac{d}{dx} \left((L_1-x)^2 \frac{dw}{dx} \right) \right] \right] \right\} + \frac{E\beta}{K_p\alpha^2} w = 0$$

Si utilizamos los símbolos siguientes:

$$D(w) = \frac{1}{L_1-x} \frac{d}{dx} \left[(L_1-x)^2 \frac{dw}{dx} \right]$$

$$\lambda^4 = \frac{E\beta}{K_p\alpha^2} = \frac{12(1-\nu^2)}{\beta^2\alpha^2}$$

La ecuación se puede poner en la forma siguiente:

$$D[D(w)] + \lambda^4 w = 0 \quad [XI]$$

O bien en una de las dos formas siguientes:

$$D[D(w) + i\lambda^2 w] - i\lambda^2 [D(w) + i\lambda^2 w] = 0$$

$$D[D(w) - i\lambda^2 w] + i\lambda^2 [D(w) - i\lambda^2 w] = 0$$

Luego veremos que la ecuación [XI] se satisface para las soluciones de las dos ecuaciones de segundo orden:

$$D(w) + i\lambda^2 w = 0 \quad \text{[XII]}$$

$$D(w) - i\lambda^2 w = 0$$

Si suponemos que w_1 y w_2 sean las soluciones de la primera, w_3 y w_4 serán las de la segunda, debiéndose cumplir:

$$w_1 = X_1 + iX_2 \quad w_2 = X_3 + iX_4$$

$$w_3 = X_1 - iX_2 \quad w_4 = X_3 - iX_4$$

Por lo tanto, la solución general buscada de la ecuación [XI] será:

$$w = K_1 X_1 + K_2 X_2 + K_3 X_3 + K_4 X_4$$

en la que K_1 , K_2 , K_3 y K_4 son constantes arbitrarias y X_1 , X_2 , X_3 y X_4 funciones de x , determinadas como soluciones en la forma indicada anteriormente de la ecuación [XII].

Desarrollando la ecuación [XII] resulta:

$$\frac{1}{L_1 - x} \frac{d}{dx} \left[(L_1 - x)^2 \frac{dw}{dx} \right] + i\lambda^2 w = 0$$

Haciendo el cambio de función y variable

$$\xi = w \sqrt{L_1 - x} \quad \eta = 2\lambda \sqrt{(L_1 - x)i}$$

la ecuación anterior toma la forma:

$$\eta^2 \frac{d^2 \xi}{d\eta^2} + \eta \frac{d\xi}{d\eta} + (\eta^2 - 1) \xi = 0$$

que es la conocida ecuación de Bessel, cuya solución es la serie infinita de potencias:

$$\xi = K' \frac{\eta}{2} \left[1 - \frac{\eta^2}{2 \cdot 4} + \frac{\eta^4}{2(4)^2 6} - \frac{\eta^6}{2(4 \cdot 6)^2 8} + \dots \right] = K' J_1(\eta)$$

en la que $J_1(\eta)$ es la función de Bessel de primera especie y orden 1.

Las funciones de Bessel de primera especie y órdenes 0 y 1, respectivamente $J_0(\eta)$ y $J_1(\eta)$, cumplen la condición:

$$J_1(\eta) = -\frac{dJ_0(\eta)}{d\eta}$$

$$J_0(\eta) = 1 - \frac{\eta^2}{2^2} + \frac{\eta^4}{(2.4)^2} - \frac{\eta^6}{(2.4.6)^2} + \dots$$

Como $\eta = 2\lambda \sqrt{(L_1 - x)i}$, se descompone J_0 en su parte real e imaginaria

$$J_0(\eta) = \psi_1(2\lambda \sqrt{L_1 - x}) + i \psi_2(2\lambda \sqrt{L_1 - x})$$

siendo:

$$\psi_1(2\lambda \sqrt{L_1 - x}) = 1 - \frac{(2\lambda \sqrt{L_1 - x})^4}{(2.4)^2} + \frac{(2\lambda \sqrt{L_1 - x})^8}{(2.4.6.8)^2} - \dots$$

$$\psi_2(2\lambda \sqrt{L_1 - x}) = -\frac{(2\lambda \sqrt{L_1 - x})^2}{2^2} + \frac{(2\lambda \sqrt{L_1 - x})^6}{(2.4.6)^2} - \frac{(2\lambda \sqrt{L_1 - x})^{10}}{(2.4.6.8.10)^2} - \dots$$

Como:

$$\xi_1 = K' J_1(\eta) = -K' \frac{dJ_0}{d\eta} = K'' \frac{dJ_0}{d(2\lambda \sqrt{L_1 - x})} \quad K'' = -\frac{K'}{\sqrt{i}}$$

Luego

$$\xi_1 = K'' \left[\frac{d\psi_1(2\lambda \sqrt{L_1 - x})}{d(2\lambda \sqrt{L_1 - x})} + i \frac{d\psi_2(2\lambda \sqrt{L_1 - x})}{d(2\lambda \sqrt{L_1 - x})} \right] = K'' [\psi_1'(2\lambda \sqrt{L_1 - x}) + i \psi_2'(2\lambda \sqrt{L_1 - x})]$$

La segunda solución viene dada por la función de Hankel de primera especie $H_1^I(\eta)$, verificándose

$$H_1^I(\eta) = -\frac{dH_0^I(\eta)}{d\eta}$$

siendo $H_1^I(\eta)$ la de grado 0.

$$H_0^I(\eta) = \psi_3(2\lambda \sqrt{L_1 - x}) + i \psi_4(2\lambda \sqrt{L_1 - x})$$

$$\psi_3(2\lambda \sqrt{L_1 - x}) = \frac{1}{2} \psi_1(2\lambda \sqrt{L_1 - x}) - \frac{2}{\pi} \left[R_1 + \log_{\text{nep}} \frac{\beta 2\lambda \sqrt{L_1 - x}}{2} \psi_2(2\lambda \sqrt{L_1 - x}) \right]$$

$$\psi_4(2\lambda \sqrt{L_1 - x}) = \frac{1}{2} \psi_2(2\lambda \sqrt{L_1 - x}) + \frac{2}{\pi} \left[R_2 + \log_{\text{nep}} \frac{\beta 2\lambda \sqrt{L_1 - x}}{2} \psi_1(2\lambda \sqrt{L_1 - x}) \right]$$

de donde:

$$R_1 = \left(\frac{2\lambda \sqrt{L_1 - x}}{2} \right)^2 \frac{S(3)}{(3.2)^2} \left(\frac{2\lambda \sqrt{L_1 - x}}{2} \right)^6 + \frac{S(5)}{(5.4.3.2)^2} \left(\frac{2\lambda \sqrt{L_1 - x}}{2} \right)^{10} - \dots$$

$$R_2 = \frac{S(2)}{2^2} \left(\frac{2\lambda \sqrt{L_1 - x}}{2} \right)^4 - \frac{S(4)}{(4.3.2)^2} \left(\frac{2\lambda \sqrt{L_1 - x}}{2} \right)^8 + \frac{S(6)}{(6.5.4.3.2)^2} \left(\frac{2\lambda \sqrt{L_1 - x}}{2} \right)^{12} - \dots$$

$$S(n) = 1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} + \dots + \frac{1}{n}$$

$$\log_{\text{nep}} \beta = 0.57722$$

y la segunda solución buscada será:

$$\xi_2 = K''' H_1^I(\eta) = -K''' \frac{dH_0^I(\eta)}{d\eta} = -\frac{K'''}{\sqrt{1}} \frac{dH_0^I(\eta)}{d(2\lambda\sqrt{L_1-x})} = K^{IV} \frac{dH_0^I(\eta)}{d(2\lambda\sqrt{L_1-x})}$$

$$\xi_2 = K^{IV} \left[\psi_3' (2\lambda\sqrt{L_1-x}) + i \psi_4' (2\lambda\sqrt{L_1-x}) \right]$$

La solución del corrimiento w será:

$$w = \frac{\xi}{\sqrt{L_1-x}} = \frac{1}{\sqrt{L_1-x}} \left[K_1 \psi_1' (2\lambda\sqrt{L_1-x}) + K_2 \psi_2' (2\lambda\sqrt{L_1-x}) + K_3 \psi_3' (2\lambda\sqrt{L_1-x}) + K_4 \psi_4' (2\lambda\sqrt{L_1-x}) \right]$$

Teniendo en cuenta las relaciones

$$\psi_1''(\theta) = \psi_2(\theta) - \frac{1}{\theta} \psi_1'(\theta) \quad \psi_2''(\theta) = -\psi_1(\theta) - \frac{1}{\theta} \psi_2'(\theta)$$

$$\psi_3''(\theta) = \psi_4(\theta) - \frac{1}{\theta} \psi_3'(\theta) \quad \psi_4''(\theta) = -\psi_3(\theta) - \frac{1}{\theta} \psi_4'(\theta)$$

$$\theta = 2\lambda\sqrt{L_1-x}$$

los esfuerzos vendrán dados por las siguientes expresiones:

$$N_\varphi = \frac{E\delta}{\alpha} w = + \frac{E\beta}{\alpha} \sqrt{L_1-x} \left[K_1 \psi_1'(\theta) + K_2 \psi_2'(\theta) + K_3 \psi_3'(\theta) + K_4 \psi_4'(\theta) \right]$$

$$M_x = K_\beta (L_1-x)^3 \frac{d^2 w}{dx^2} = + \frac{K_\beta}{4} \sqrt{L_1-x} \left[K_1 \left[\theta^2 \psi_2'(\theta) - 4\theta \psi_2(\theta) + 8\psi_1'(\theta) \right] - K_2 \left[\theta^2 \psi_1'(\theta) - 4\theta \psi_1(\theta) - 8\psi_2'(\theta) \right] + \right. \\ \left. + K_3 \left[\theta^2 \psi_4'(\theta) - 4\theta \psi_4(\theta) + 8\psi_3'(\theta) \right] - K_4 \left[\theta^2 \psi_3'(\theta) - 4\theta \psi_3(\theta) - 8\psi_4'(\theta) \right] \right]$$

$$Q_x = \frac{-dM_x}{dx} = -\frac{K_\beta}{2} \lambda^2 \sqrt{L_1-x} \left[K_1 \left[\theta \psi_1(\theta) + 2\psi_2'(\theta) \right] + K_2 \left[\theta \psi_2(\theta) - 2\psi_1'(\theta) \right] + K_3 \left[\theta \psi_3(\theta) + 2\psi_4'(\theta) \right] + \right. \\ \left. + K_4 \left[\theta \psi_4(\theta) - 2\psi_3'(\theta) \right] \right]$$

$$\frac{dw}{dx} = \frac{-1}{2(L_1-x)\sqrt{L_1-x}} \left[K_1 \left[\theta \psi_2(\theta) - 2\psi_1'(\theta) \right] - K_2 \left[\theta \psi_1(\theta) + 2\psi_2'(\theta) \right] + K_3 \left[\theta \psi_4(\theta) - 2\psi_3'(\theta) \right] - \right. \\ \left. - K_4 \left[\theta \psi_3(\theta) + 2\psi_4'(\theta) \right] \right]$$

En todas las fórmulas anteriores, $\theta = 2\lambda\sqrt{L_1-x}$.

No hay que olvidar que la solución dada anteriormente corresponde a la solución general de la ecuación homogénea y que para obtener la solución total habrá que sumar la solución particular dada en [X].

Los valores de las funciones ψ y ψ' que intervienen en las expresiones de los esfuerzos y acorrido se pueden tomar de la tabla XIII*, si ϑ es menor de 6. Para valores de ϑ mayores de 6 se pueden utilizar en los casos prácticos, y con suficiente aproximación, los valores obtenidos en las expresiones siguientes:

$$\psi_1(\vartheta) \approx \frac{1}{\sqrt{2\pi\vartheta}} e^{\frac{\vartheta}{\sqrt{2}}} \cos\left(\frac{\vartheta}{\sqrt{2}} - \frac{\pi}{8}\right)$$

$$\psi'_1(\vartheta) \approx \frac{1}{\sqrt{2\pi\vartheta}} e^{\frac{\vartheta}{\sqrt{2}}} \cos\left(\frac{\vartheta}{\sqrt{2}} + \frac{\pi}{8}\right)$$

$$\psi_2(\vartheta) \approx \frac{1}{\pi\vartheta\sqrt{2}} e^{\frac{\vartheta}{\sqrt{2}}} \sin\left(\frac{\vartheta}{\sqrt{2}} - \frac{\pi}{8}\right)$$

$$\psi'_2(\vartheta) \approx -\frac{1}{\pi\vartheta\sqrt{2}} e^{\frac{\vartheta}{\sqrt{2}}} \sin\left(\frac{\vartheta}{\sqrt{2}} + \frac{\pi}{8}\right)$$

$$\psi_3(\vartheta) \approx \sqrt{\frac{2}{\pi\vartheta}} e^{-\frac{\vartheta}{\sqrt{2}}} \sin\left(\frac{\vartheta}{\sqrt{2}} + \frac{\pi}{8}\right)$$

$$\psi'_3(\vartheta) \approx -\sqrt{\frac{2}{\pi\vartheta}} e^{-\frac{\vartheta}{\sqrt{2}}} \sin\left(\frac{\vartheta}{\sqrt{2}} - \frac{\pi}{8}\right)$$

$$\psi_4(\vartheta) \approx -\sqrt{\frac{2}{\pi\vartheta}} e^{-\frac{\vartheta}{\sqrt{2}}} \cos\left(\frac{\vartheta}{\sqrt{2}} + \frac{\pi}{8}\right)$$

$$\psi'_4(\vartheta) \approx \sqrt{\frac{2}{\pi\vartheta}} e^{-\frac{\vartheta}{\sqrt{2}}} \cos\left(\frac{\vartheta}{\sqrt{2}} - \frac{\pi}{8}\right)$$

TABLA XIII

ϑ	ψ_1	ψ_2	ψ'_1	ψ'_2	ψ_3	ψ_4	ψ'_3	ψ'_4
0	1,0000	— 0,0000	— 0,0000	— 0,0000	0,5000		— 0,0000	
0,1	1,0000	— 0,0025	— 0,0001	— 0,0500	0,4946	— 1,5410	— 0,0929	6,3400
0,2	1,0000	— 0,0100	— 0,0005	— 0,1000	0,4826	— 1,1030	— 0,1419	3,1340
0,3	0,9999	— 0,0225	— 0,0017	— 0,1500	0,4667	— 0,8510	— 0,1746	2,0500
0,4	0,9996	— 0,0400	— 0,0040	— 0,2000	0,4480	— 0,6765	— 0,1970	1,4970
0,5	0,9990	— 0,0625	— 0,0078	— 0,2499	0,4275	— 0,5449	— 0,2121	1,1590
0,6	0,9980	— 0,0900	— 0,0135	— 0,2998	0,4058	— 0,4413	— 0,2216	0,9270
0,7	0,9962	— 0,1224	— 0,0214	— 0,3496	0,3834	— 0,3574	— 0,2268	0,7582
0,8	0,9936	— 0,1599	— 0,0320	— 0,3991	0,3606	— 0,2883	— 0,2286	0,6286
0,9	0,9898	— 0,2023	— 0,0455	— 0,4485	0,3377	— 0,2308	— 0,2276	0,5258
1,0	0,9844	— 0,2496	— 0,0624	— 0,4974	0,3151	— 0,1825	— 0,2243	0,4422
1,1	0,9771	— 0,3017	— 0,0831	— 0,5458	0,2929	— 0,1419	— 0,2193	0,3730
1,2	0,9676	— 0,3587	— 0,1078	— 0,5935	0,2713	— 0,1075	— 0,2129	0,3149
1,3	0,9554	— 0,4204	— 0,1370	— 0,6403	0,2504	— 0,0786	— 0,2054	0,2656
1,4	0,9401	— 0,4867	— 0,1709	— 0,6860	0,2302	— 0,0542	— 0,1971	0,2235
1,5	0,9211	— 0,5576	— 0,2100	— 0,7302	0,2110	— 0,0337	— 0,1882	0,1873
1,6	0,8979	— 0,6327	— 0,2545	— 0,7727	0,1926	— 0,0166	— 0,1788	0,1560
1,7	0,8700	— 0,7120	— 0,3048	— 0,8131	0,1752	— 0,0023	— 0,1692	0,1290
1,8	0,8367	— 0,7953	— 0,3612	— 0,8509	0,1588	0,0094	— 0,1594	0,1056
1,9	0,7975	— 0,8821	— 0,4238	— 0,1433	0,0189	0,0189	— 0,1496	0,0854
2,0	0,7517	— 0,9723	— 0,4931	— 0,9170	0,1289	0,0265	— 0,1399	0,0679
2,1	0,6987	— 1,0654	— 0,5691	— 0,9412	0,1153	0,0325	— 0,1304	0,0527
2,2	0,6377	— 1,1610	— 0,6520	— 0,9666	0,1028	0,0371	— 0,1210	0,0397
2,3	0,5680	— 1,2585	— 0,7420	— 0,9836	0,0911	0,0405	— 0,1120	0,0285
2,4	0,4890	— 1,3575	— 0,8392	— 0,9944	0,0804	0,0429	— 0,1032	0,0189
2,5	0,4000	— 1,4572	— 0,9436	— 0,9983	0,0705	0,0444	— 0,0948	0,0108
2,6	0,3001	— 1,5569	— 1,0551	— 0,9943	0,0614	0,0451	— 0,0868	0,0039
2,7	0,1887	— 1,6557	— 1,1738	— 0,9815	0,0531	0,0452	— 0,0791	— 0,0019
2,8	0,0651	— 1,7529	— 1,2993	— 0,9590	0,0456	0,0448	— 0,0719	— 0,0066
2,9	— 0,0714	— 1,8472	— 1,4310	— 0,9257	0,0387	0,0439	— 0,0650	— 0,0105

* Esta tabla está tomada de *Tables of Functions*, Jahnsen-Emde, Berlín, 1935.

ϑ	ψ_1	ψ_2	ψ'_1	ψ'_2	ψ_3	ψ_4	ψ'_3	ψ'_4
3,0	— 0,2214	— 1,9376	— 1,5700	— 0,8805	0,0326	0,0427	— 0,0586	— 0,0137
3,1	— 0,3855	— 2,0228	— 1,7140	— 0,8223	0,0270	0,0412	— 0,0526	— 0,0162
3,2	— 0,5644	— 2,1016	— 1,8640	— 0,7499	0,0220	0,0395	— 0,0470	— 0,0181
3,3	— 0,7584	— 2,1723	— 2,0180	— 0,6621	0,0176	0,0376	— 0,0418	— 0,0195
3,4	— 0,9680	— 2,2334	— 2,1750	— 0,5577	0,0137	0,0356	— 0,0369	— 0,0204
3,5	— 1,1940	— 2,2832	— 2,3360	— 0,4353	0,0102	0,0335	— 0,0325	— 0,0210
3,6	— 1,4350	— 2,3199	— 2,4980	— 0,2937	0,0072	0,0314	— 0,0284	— 0,0213
3,7	— 1,6930	— 2,3413	— 2,6610	— 0,1310	0,0045	0,0293	— 0,0246	— 0,0213
3,8	— 1,9670	— 2,3454	— 2,8220	— 0,0530	0,0022	0,0272	— 0,0212	— 0,0210
3,9	— 2,2580	— 2,3300	— 2,9810	— 0,0600	0,0003	0,0251	— 0,0181	— 0,0206
4,0	— 2,5630	— 2,2927	— 3,1350	— 0,4910	— 0,0014	0,0230	— 0,0152	— 0,0200
4,1	— 2,8840	— 2,2309	— 3,2820	— 0,7480	— 0,0028	0,0211	— 0,0127	— 0,0193
4,2	— 3,2190	— 2,1420	— 3,4200	— 1,0320	— 0,0039	0,0192	— 0,0104	— 0,0185
4,3	— 3,5680	— 2,0240	— 3,5470	— 1,3430	— 0,0049	0,0174	— 0,0083	— 0,0177
4,4	— 3,9280	— 1,8730	— 3,6590	— 1,6830	— 0,0056	0,0156	— 0,0065	— 0,0168
4,5	— 4,2990	— 1,6860	— 3,7540	— 2,0530	— 0,0062	0,0140	— 0,0049	— 0,0158
4,6	— 4,6708	— 1,4610	— 3,8280	— 2,4520	— 0,0066	0,0125	— 0,0035	— 0,0148
4,7	— 5,0640	— 1,1950	— 3,8780	— 2,8820	— 0,0069	0,0110	— 0,0023	— 0,0138
4,8	— 5,4530	— 0,8840	— 3,9010	— 3,3420	— 0,0071	0,0097	— 0,0012	— 0,0129
4,9	— 5,8430	— 0,5250	— 3,8910	— 3,8330	— 0,0071	0,0085	— 0,0003	— 0,0119
5,0	— 6,2300	— 0,1160	— 3,8150	— 4,3540	— 0,0071	0,0073	0,0005	— 0,0109
5,1	— 6,6110	— 0,3470	— 3,7590	— 4,9050	— 0,0070	0,0063	0,0012	— 0,0100
5,2	— 6,9800	— 0,8660	— 3,6270	— 5,4840	— 0,0069	0,0053	0,0017	— 0,0091
5,3	— 7,3340	— 1,4440	— 3,4450	— 6,0890	— 0,0067	0,0045	0,0022	— 0,0083
5,4	— 7,6670	— 2,0850	— 3,2060	— 6,7200	— 0,0065	0,0037	0,0025	— 0,0075
5,5	— 7,9740	— 2,7890	— 2,9070	— 7,3730	— 0,0062	0,0029	0,0028	— 0,0067
5,6	— 8,2470	— 3,5600	— 2,5410	— 8,0450	— 0,0059	0,0023	0,0030	— 0,0060
5,7	— 8,4790	— 4,3990	— 2,1020	— 8,7340	— 0,0056	0,0017	0,0032	— 0,0053
5,8	— 8,6640	— 5,3070	— 1,5860	— 9,4330	— 0,0053	0,0012	0,0033	— 0,0047
5,9	— 8,7940	— 6,2850	— 0,9840	— 10,1390	— 0,0049	0,0008	0,0033	— 0,0041
6,0	— 8,8580	— 7,3350	— 0,2930	— 10,8460	— 0,0046	0,0004	0,0033	— 0,0036
6,2	— 8,7560	— 9,6440	— 1,3840	— 12,2350	— 0,0039	— 0,0002	0,0032	— 0,0026
6,4	— 8,2760	— 12,2230	— 3,4900	— 13,5360	— 0,0033	— 0,0006	0,0030	— 0,0018
6,6	— 7,3290	— 15,0470	— 6,0670	— 14,6700	— 0,0027	— 0,0009	0,0028	— 0,0012
6,8	— 5,8160	— 18,0740	— 9,1510	— 15,5430	— 0,0022	— 0,0011	0,0025	— 0,0007
7,0	— 3,6330	— 21,2390	— 12,7650	— 16,0410	— 0,0017	— 0,0012	0,0022	— 0,0003
7,2	— 0,6740	— 24,4560	— 16,9180	— 16,0330	— 0,0013	— 0,0012	— 0,0019	0,0000
7,4	— 3,1690	— 27,6090	— 21,6000	— 15,3670	— 0,0009	— 0,0012	— 0,0016	0,0003
7,6	— 7,9990	— 30,5500	— 26,7770	— 13,8750	— 0,0007	— 0,0011	— 0,0013	0,0004
7,8	— 13,9090	— 33,0900	— 32,3800	— 11,3730	— 0,0004	— 0,0011	— 0,0011	0,0005
8,0	— 20,9740	— 35,0200	— 38,3100	— 7,6600	— 0,0002	— 0,0009	— 0,0009	0,0006
8,2	— 29,2450	— 36,0600	— 44,4200	— 2,5300	— 0,0001	— 0,0008	— 0,0007	0,0006
8,4	— 38,7380	— 35,9200	— 50,4900	— 4,2320	0,0000	— 0,0007	— 0,0005	0,0006
8,6	— 49,4200	— 34,2500	— 56,2800	— 12,8320	0,0001	— 0,0006	— 0,0003	0,0005
8,8	— 61,2100	— 30,6500	— 61,4500	— 23,4650	0,0002	— 0,0005	— 0,0002	0,0005
9,0	— 73,9400	— 24,7100	— 65,6000	— 36,3000	0,0002	— 0,0004	— 0,0001	0,0005
9,2	— 87,3500	— 15,9800	— 68,2500	— 51,4600	0,0002	— 0,0003	— 0,0001	0,0004
9,4	— 101,1000	— 3,9700	— 68,8200	— 69,0100	0,0002	— 0,0002	0,0000	0,0003
9,6	— 114,7000	— 11,7900	— 66,6700	— 88,9400	0,0002	— 0,0002	0,0000	0,0003
9,8	— 127,5400	— 31,7600	— 61,0700	— 111,1200	0,0002	— 0,0001	0,0001	0,0002
10,0	— 138,8400	— 56,3700	— 51,2000	— 135,3100	0,0002	— 0,0001	0,0001	0,0002

Resumen

En la presente publicación se estudia de una manera formal y de acuerdo con la teoría de láminas, aceptadas las simplificaciones usuales, el problema de un depósito cilíndrico circular destinado a contener líquidos.

El estudio se lleva hasta obtener una expresión explícita de los esfuerzos y del recorrido radial, expresión que resulta muy simple para el caso de espesor constante y algo más compleja para el espesor variable de acuerdo con una ley lineal en función de la altura.

Para el caso de espesor constante, el trabajo se completa con unas tablas y gráficos que permiten obtener cómodamente los esfuerzos en los casos más útiles, por su frecuencia o por su generalidad.

Por último, una serie de ejemplos, resueltos completamente, aclaran la utilización de tablas y gráficos.

Summary

In the present publication the problem of a circular cylindrical reservoir designated to contain liquids is studied in a formal manner, and according to the shells theory, usual simplifications being accepted.

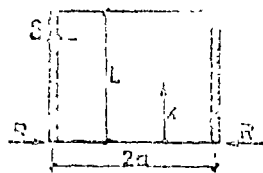
This study reaches an explicit expression of forces and radial deformation which results a very simple one for the case of constant wall thickness and a little more complex for the wall thickness variable according to a lineal law in function of the height.

For the case of constant thickness, this work is completed with graphics and tables which permit to obtain easily stresses in the more useful cases for its frequency and for its generality.

At last a series of completely worked examples, make more clear the use of tables and graphics.

TABLA 1

DEPOSITO LIBRE EN SUS DOS BORDES, SOLICITADO POR UNA FUERZA
RADIAL UNIFORME, R, EN EL BORDE INFERIOR

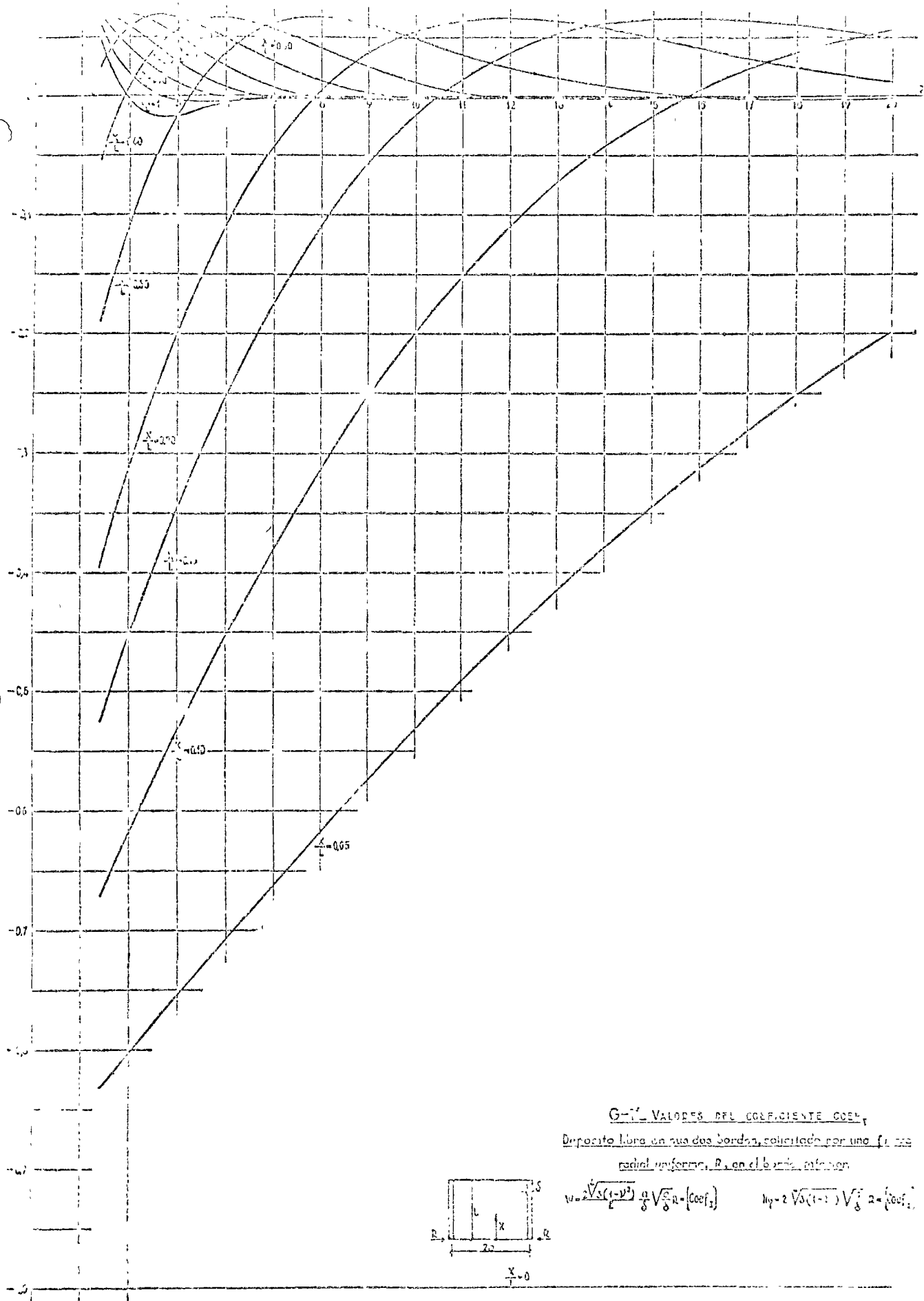


$$W = \frac{2\sqrt{3(1-\nu^2)}}{E} \frac{R}{\delta} \frac{\sqrt{a}}{\delta} R x [\cos \theta]$$

$$N_{\theta} = 2\sqrt{3(1-\nu^2)} \frac{\sqrt{a}}{\delta} R x [\cos \theta]$$

VALORES DEL COEFICIENTE $\cos \theta$

VALORES DE X/L												
	0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
0.6	-2.3374	-3.0865	-2.6553	-2.5843	-2.3334	-1.8521	-1.3314	-0.3313	-0.3318	0.1674	0.6662	1.1649
0.8	-2.5877	-2.5196	-2.7295	-1.9397	-1.7501	-1.3720	-0.9954	-0.6202	-0.2463	0.1266	0.4989	0.8709
1.0	-2.0189	-1.8639	-1.7088	-1.5543	-1.4003	-1.0942	-0.7910	-0.4807	-0.1926	0.1031	0.3979	0.6920
1.2	-1.6991	-1.5553	-1.4318	-1.2990	-1.1671	-0.9037	-0.6513	-0.4007	-0.1544	0.0867	0.3297	0.5656
1.4	-1.4793	-1.3584	-1.2679	-1.1163	-1.0006	-0.7701	-0.5477	-0.3322	-0.1237	0.0798	0.2600	0.4734
1.6	-1.3247	-1.2104	-1.0971	-0.9855	-0.8758	-0.6845	-0.4847	-0.2701	-0.0370	0.0747	0.2416	0.4060
1.8	-1.2143	-1.1029	-0.9923	-0.8839	-0.7767	-0.5791	-0.3986	-0.2275	-0.0726	0.0722	0.2105	0.3454
2.0	-1.1376	-1.0245	-0.9131	-0.8049	-0.7008	-0.5074	-0.3354	-0.1838	-0.0495	0.0717	0.1844	0.2928
2.2	-1.0845	-0.9674	-0.8527	-0.7420	-0.6366	-0.4455	-0.2817	-0.1437	-0.0276	0.0723	0.1619	0.2461
2.4	-1.0493	-0.9261	-0.8059	-0.6909	-0.5829	-0.3909	-0.2330	-0.1068	-0.0069	0.0736	0.1420	0.2042
2.6	-1.0270	-0.8962	-0.7691	-0.6485	-0.5365	-0.3421	-0.1883	-0.0731	0.0120	0.0750	0.1242	0.1666
2.8	-1.0138	-0.8742	-0.7392	-0.6123	-0.4957	-0.2981	-0.1488	-0.0429	0.0206	0.0758	0.1082	0.1334
3.0	-1.0066	-0.8575	-0.7142	-0.5805	-0.4591	-0.2582	-0.1130	0.164	0.0427	0.0759	0.0937	0.1044
3.2	-1.0030	-0.8442	-0.6922	-0.5518	-0.4258	-0.2221	-0.0813	0.0062	0.0537	0.0748	0.0807	0.0797
3.4	-1.0014	-0.8328	-0.6722	-0.5252	-0.3950	-0.1833	-0.0536	0.0248	0.0618	0.0725	0.0689	0.0590
3.6	-1.0009	-0.8225	-0.6524	-0.5001	-0.3660	-0.1595	-0.0297	0.0396	0.0670	0.0691	0.0583	0.0422
3.8	-1.0008	-0.8126	-0.6353	-0.4760	-0.3386	-0.1325	-0.0033	0.0509	0.0696	0.0647	0.0488	0.0288
4.0	-1.0008	-0.8029	-0.6176	-0.4526	-0.3126	-0.1079	0.0079	0.0590	0.0699	0.0595	0.0403	0.0184
4.2	-1.0008	-0.7932	-0.6001	-0.4302	-0.2877	-0.0856	0.0222	0.0644	0.0693	0.0537	0.0327	0.0106
4.4	-1.0007	-0.7836	-0.5829	-0.4082	-0.2639	-0.0653	0.0341	0.0676	0.0652	0.0476	0.0261	0.0048
4.6	-1.0006	-0.7740	-0.5658	-0.3868	-0.2412	-0.0470	0.0436	0.0689	0.0611	0.0414	0.0203	0.0003
4.8	-1.0004	-0.7644	-0.5490	-0.3660	-0.2195	-0.0304	0.0512	0.0686	0.0552	0.0353	0.0153	-0.0020
5.0	-1.0003	-0.7548	-0.5324	-0.3457	-0.1987	-0.0154	0.0571	0.0671	0.0509	0.0295	0.0110	-0.0037
5.5	-1.0001	-0.7311	-0.4919	-0.2974	-0.1510	0.0153	0.0655	0.0597	0.0372	0.0160	0.0033	-0.0051
6.0	-1.0000	-0.7078	-0.4530	-0.2527	-0.1044	0.0370	0.0670	0.0493	0.0248	0.0076	-0.0009	-0.0044
7.0	-1.0000	-0.6520	-0.3798	-0.1741	-0.0419	0.0613	0.0573	0.0293	0.0073	-0.0015	-0.0030	-0.0032
8.0	-1.0000	-0.5174	-0.3131	-0.1091	0.0059	0.0609	0.0407	0.0120	-0.0007	-0.0029	-0.0017	-0.0003
9.0	-1.0000	-0.3742	-0.2527	-0.0563	0.0375	0.0608	0.0245	0.0023	-0.0029	-0.0019	-0.0005	0.0001
10.0	-1.0000	-0.2323	-0.1388	-0.0150	0.0563	0.0493	0.0120	-0.0019	-0.0024	-0.0007	0.0001	0.0001
12.0	-1.0000	-0.0930	-0.0091	0.0376	0.0669	0.0245	-0.0007	-0.0024	-0.0005	0.0001	0.0001	0
14.0	-1.0000	-0.0753	-0.0419	0.0618	0.0573	0.0074	-0.0029	-0.0007	0.0001	0.0001	0	0
16.0	-1.0000	-0.0131	0.0039	0.0669	0.0407	-0.0007	-0.0017	0	0.0001	0	0	0
18.0	-1.0000	-0.0527	0.0376	0.0609	0.0245	-0.0029	-0.0005	0.0001	0	0	0	0
20.0	-1.0000	-0.0903	0.0563	0.0493	0.0120	-0.0024	0	0	0	0	0	0



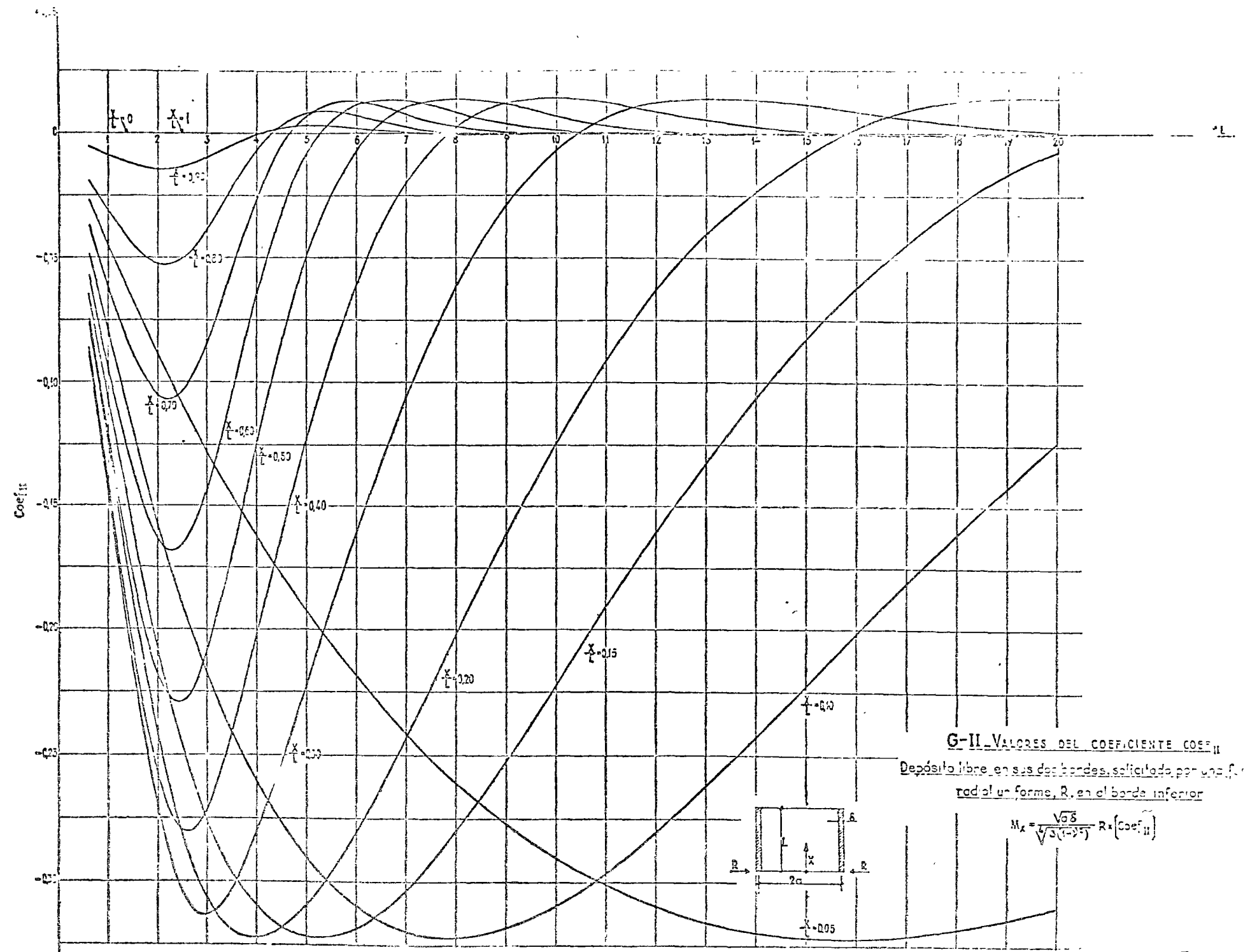
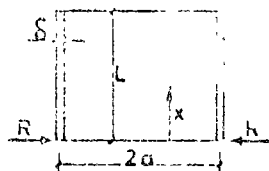


TABLA II

DEPOSITO LIBRE EN SUS DOS BORDES, SOLICITADO POR UNA FUERZA
RADIAL UNIFORME, R, EN EL BORDE INFERIOR

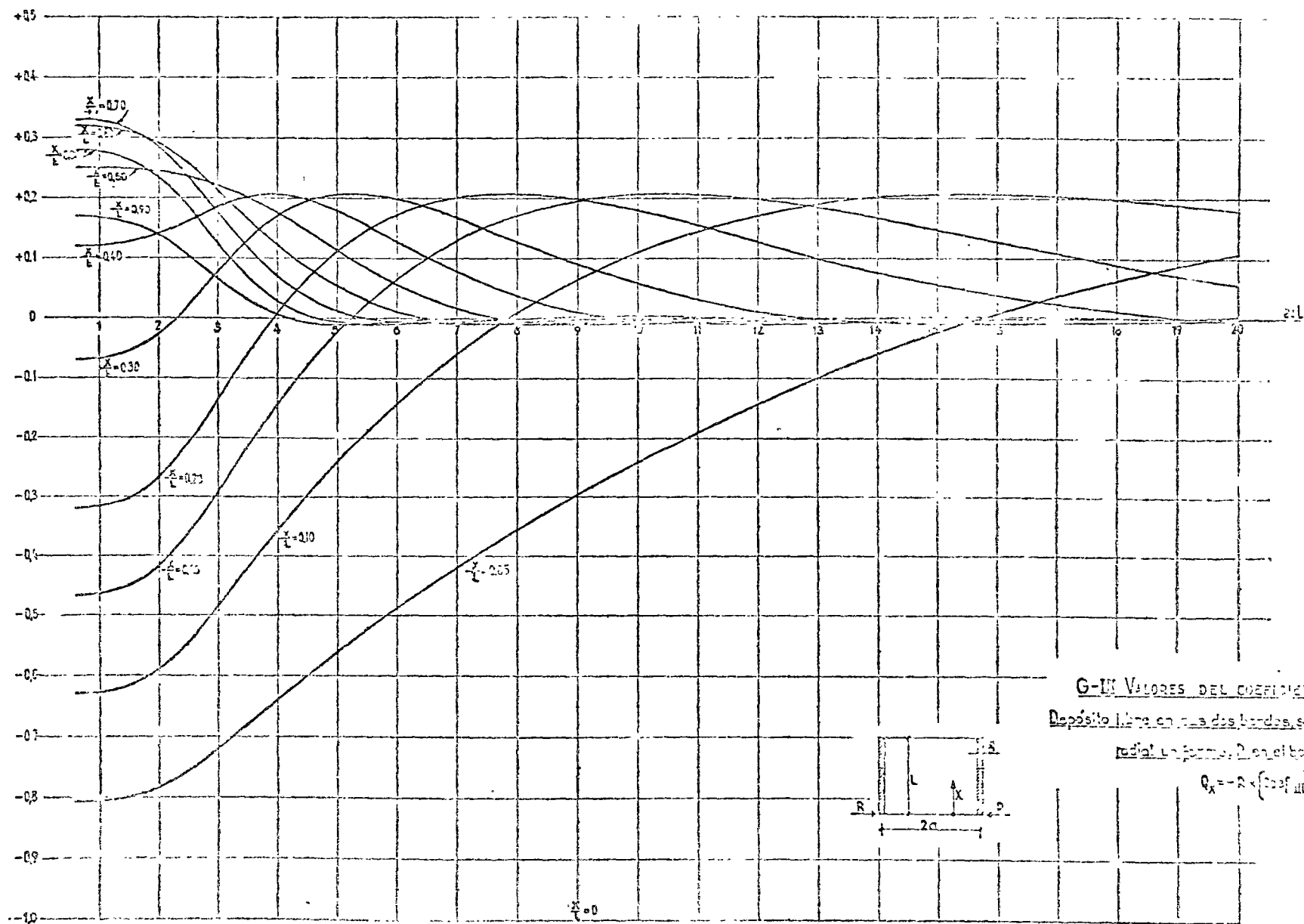


$$M_{xx} = \frac{\sqrt{a\delta}}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} R \nu [\text{Cocf.}]$$

VALORES DEL COEFICIENTE Cocf.

VALORES DE X/L													
	0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.6	0	-0.0271	-0.0465	-0.0650	-0.0768	-0.0881	-0.0963	-0.0749	-0.0575	-0.0377	-0.0192	-0.0054	0
0.8	0	-0.0361	-0.0617	-0.0866	-0.1022	-0.1173	-0.1149	-0.0996	-0.0765	-0.0502	-0.0255	-0.0072	0
1.0	0	-0.0451	-0.0808	-0.1081	-0.1275	-0.1462	-0.1429	-0.1239	-0.0950	-0.0623	-0.0316	-0.0089	0
1.2	0	-0.0540	-0.0956	-0.1293	-0.1524	-0.1743	-0.1702	-0.1472	-0.1127	-0.0738	-0.0374	-0.0105	0
1.4	0	-0.0629	-0.1126	-0.1501	-0.1766	-0.2014	-0.1960	-0.1691	-0.1292	-0.0844	-0.0427	-0.0120	0
1.6	0	-0.0718	-0.1280	-0.1703	-0.1999	-0.2266	-0.2197	-0.1889	-0.1436	-0.0935	-0.0472	-0.0132	0
1.8	0	-0.0805	-0.1431	-0.1890	-0.2216	-0.2499	-0.2405	-0.2053	-0.1554	-0.1006	-0.0505	-0.0141	0
2.0	0	-0.0890	-0.1575	-0.2078	-0.2419	-0.2701	-0.2575	-0.2160	-0.1607	-0.1053	-0.0526	-0.0146	0
2.2	0	-0.0974	-0.1713	-0.2246	-0.2599	-0.2867	-0.2701	-0.2261	-0.1679	-0.1079	-0.0530	-0.0146	0
2.4	0	-0.1055	-0.1843	-0.2390	-0.2755	-0.2993	-0.2770	-0.2291	-0.1670	-0.1055	-0.0517	-0.0141	0
2.6	0	-0.1134	-0.1965	-0.2535	-0.2887	-0.3079	-0.2804	-0.2270	-0.1633	-0.1010	-0.0487	-0.0131	0
2.8	0	-0.1210	-0.2070	-0.2656	-0.2993	-0.3124	-0.2782	-0.2201	-0.1548	-0.0937	-0.0442	-0.0117	0
3.0	0	-0.1285	-0.2183	-0.2760	-0.3073	-0.3133	-0.2717	-0.2091	-0.1429	-0.0840	-0.0386	-0.0099	0
3.2	0	-0.1357	-0.2281	-0.2851	-0.3167	-0.3110	-0.2617	-0.1948	-0.1286	-0.0729	-0.0322	-0.0080	0
3.4	0	-0.1427	-0.2372	-0.2918	-0.3130	-0.3060	-0.2489	-0.1784	-0.1127	-0.0603	-0.0255	-0.0059	0
3.6	0	-0.1495	-0.2457	-0.2994	-0.3206	-0.2990	-0.2343	-0.1606	-0.0962	-0.0487	-0.0188	-0.0040	0
3.8	0	-0.1562	-0.2536	-0.3050	-0.3220	-0.2903	-0.2184	-0.1423	-0.0799	-0.0371	-0.0126	-0.0022	0
4.0	0	-0.1626	-0.2609	-0.3097	-0.3221	-0.2805	-0.2020	-0.1243	-0.0644	-0.0263	-0.0070	-0.0006	0
4.2	0	-0.1689	-0.2678	-0.3136	-0.3212	-0.2693	-0.1854	-0.1069	-0.0501	-0.0168	-0.0023	0.0007	0
4.4	0	-0.1751	-0.2742	-0.3167	-0.3194	-0.2550	-0.1690	-0.0806	-0.0373	-0.0087	0.0016	0.0017	0
4.6	0	-0.1811	-0.2802	-0.3191	-0.3168	-0.2467	-0.1530	-0.0755	-0.0260	-0.0020	0.0046	0.0025	0
4.8	0	-0.1870	-0.2857	-0.3208	-0.3134	-0.2346	-0.1376	-0.0618	-0.0165	0.0033	0.0067	0.0029	0
5.0	0	-0.1927	-0.2907	-0.3219	-0.3094	-0.2223	-0.1229	-0.0494	-0.0085	0.0072	0.0080	0.0031	0
5.5	0	-0.2063	-0.3015	-0.3218	-0.2966	-0.1913	-0.0894	-0.0244	0.0052	0.0122	0.0087	0.0029	0
6.0	0	-0.2189	-0.3099	-0.3185	-0.2807	-0.1609	-0.0612	-0.0070	0.0119	0.0125	0.0071	0.0020	0
7.0	0	-0.2416	-0.3199	-0.3035	-0.2430	-0.1057	-0.0204	0.0106	0.0130	0.0073	0.0025	0.0004	0
8.0	0	-0.2610	-0.3273	-0.2807	-0.2018	-0.0613	0.0024	0.0138	0.0082	0.0024	-0.0001	-0.0003	0
9.0	0	-0.2773	-0.3135	-0.2529	-0.1610	-0.0207	0.0121	0.0109	0.0035	0	-0.0006	-0.0002	0
10.0	0	-0.2903	-0.3096	-0.2225	-0.1231	-0.0070	0.0139	0.0065	0.0007	-0.0006	-0.0003	-0.0001	0
12.0	0	-0.3099	-0.2807	-0.1610	-0.0613	0.0121	0.0087	0.0007	-0.0006	-0.0002	0	0	0
14.0	0	-0.3199	-0.2430	-0.1057	-0.0204	0.0131	0.0023	-0.0006	-0.0002	0	0	0	0
16.0	0	-0.3223	-0.2018	-0.0613	0.0024	0.0032	-0.0002	-0.0003	0	0	0	0	0
18.0	0	-0.3185	-0.1610	-0.0287	0.0121	0.0035	-0.0006	-0.0001	0	0	0	0	0
20.0	0	-0.3096	-0.1231	-0.0070	0.0139	0.0007	-0.0003	0	0	0	0	0	0

00012



G-III VALORES DEL COEFICIENTE Q_x

Depósito libre en una de las bandas, se elige $\alpha/L = 0.5$
radial en forma, 2 en el borde interior

$$Q_x = -2 \left(\cos \frac{\pi x}{L} \right)$$

TABLA III.

DEPOSITO LIBRE EN SUS DOS BORDES, SOLICITADO POR UNA FUERZA
RADIAL UNIFORME R , EN EL BORDE INFERIOR



$$Q_A = -R \cdot [\text{Coef.}_{L/h}]$$

VALORES DEL COEFICIENTE $\text{Coef.}_{L/h}$

	VALORES DE λ/L												
	0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.6	-1.0000	-0.0073	-0.0296	-0.0457	-0.0319	-0.0696	0.1202	0.2500	0.3197	0.3296	0.2796	0.1697	0
0.8	-1.0000	-0.0069	-0.0239	-0.0466	-0.0315	-0.0368	0.1206	0.2496	0.3192	0.3287	0.2787	0.1691	0
1.0	-1.0000	-0.0059	-0.0272	-0.0464	-0.0316	-0.0670	0.1215	0.2496	0.3179	0.3269	0.2768	0.1678	0
1.2	-1.0000	-0.0041	-0.0243	-0.0460	-0.0312	-0.0658	0.1231	0.2492	0.3158	0.3236	0.2734	0.1654	0
1.4	-1.0000	-0.0013	-0.0196	-0.0454	-0.0306	-0.0556	0.1256	0.2496	0.3123	0.3183	0.2679	0.1617	0
1.6	-1.0000	-0.0072	-0.0126	-0.0460	-0.0297	-0.0510	0.1273	0.2476	0.3070	0.3103	0.2598	0.1561	0
1.8	-1.0000	-0.0094	-0.0029	-0.0434	-0.0285	-0.0405	0.1344	0.2461	0.2994	0.2996	0.2486	0.1485	0
2.0	-1.0000	-0.0038	-0.0001	-0.0418	-0.0267	-0.0269	0.1410	0.2442	0.2903	0.2855	0.2341	0.1386	0
2.2	-1.0000	-0.0043	-0.0047	-0.0398	-0.0247	-0.0102	0.1488	0.2415	0.2785	0.2682	0.2164	0.1265	0
2.4	-1.0000	-0.0063	-0.0052	-0.0375	-0.0223	0.0003	0.1577	0.2381	0.2645	0.2478	0.1957	0.1125	0
2.6	-1.0000	-0.0070	-0.0037	-0.0349	-0.0195	0.0309	0.1672	0.2338	0.2486	0.2252	0.1730	0.0972	0
2.8	-1.0000	-0.0057	-0.0010	-0.0321	-0.0163	0.0538	0.1767	0.2286	0.2317	0.2010	0.1490	0.0812	0
3.0	-1.0000	-0.0025	-0.0049	-0.0291	-0.0135	0.0770	0.1857	0.2223	0.2129	0.1763	0.1249	0.0652	0
3.2	-1.0000	-0.0046	-0.0050	-0.0250	-0.0104	0.0996	0.1935	0.2150	0.1941	0.1519	0.1016	0.0501	0
3.4	-1.0000	-0.0083	-0.0038	-0.0229	-0.0073	0.1207	0.1997	0.2067	0.1753	0.1285	0.0799	0.0332	0
3.6	-1.0000	-0.0072	-0.0067	-0.0196	-0.0043	0.1399	0.2039	0.1973	0.1569	0.1068	0.0605	0.0241	0
3.8	-1.0000	-0.0057	-0.0010	-0.0170	-0.0015	0.1568	0.2060	0.1870	0.1392	0.0871	0.0436	0.0140	0
4.0	-1.0000	-0.0039	-0.0050	-0.0147	0.0005	0.1712	0.2060	0.1752	0.1223	0.0696	0.0294	0.0058	0
4.2	-1.0000	-0.0025	-0.0016	-0.0116	0.0036	0.1829	0.2039	0.1639	0.1063	0.0543	0.0178	-0.0004	0
4.4	-1.0000	-0.0008	-0.0000	-0.0091	0.0057	0.1922	0.1999	0.1516	0.0914	0.0411	0.0087	-0.0049	0
4.6	-1.0000	-0.0023	-0.0051	-0.0072	0.0060	0.1992	0.1943	0.1389	0.0755	0.0300	0.0017	-0.0008	0
4.8	-1.0000	-0.0009	-0.0028	-0.0047	0.0044	0.2040	0.1871	0.1261	0.0648	0.0207	-0.0033	-0.0005	0
5.0	-1.0000	-0.0018	-0.0043	-0.0034	0.0111	0.2068	0.1769	0.1133	0.0532	0.0131	-0.0068	-0.0103	0
5.5	-1.0000	-0.0027	-0.0002	-0.0027	0.0158	0.2067	0.1547	0.0829	0.0292	0	-0.0105	-0.0092	0
6.0	-1.0000	-0.0038	-0.0040	0.0058	0.0176	0.1986	0.1282	0.0561	0.0119	-0.0066	-0.0098	-0.0063	0
7.0	-1.0000	-0.0020	-0.0059	0.0129	0.0201	0.1675	0.0777	0.0177	0.0057	-0.0086	-0.0049	-0.0014	0
8.0	-1.0000	-0.0054	0.0093	0.0176	0.0207	0.1282	-0.0383	-0.0019	-0.0089	-0.0051	-0.0012	0.0004	0
9.0	-1.0000	-0.0068	0.0057	0.0062	0.0185	0.0395	0.0124	-0.0035	-0.0064	-0.0018	0.0002	0.0004	0
10.0	-1.0000	-0.0045	0.0100	0.0208	0.0194	0.0563	-0.0019	-0.0034	-0.0031	-0.0001	0.0004	0.0001	0
12.0	-1.0000	-0.0031	0.0176	0.0185	0.0282	0.0124	-0.0009	-0.0031	0.0001	0.0003	0.0001	0	0
14.0	-1.0000	-0.0009	0.0201	0.0175	0.0077	-0.0005	-0.0002	-0.0001	0.0003	0	0	0	0
16.0	-1.0000	0.0003	0.0207	0.0202	0.0033	-0.0009	-0.0015	0.0004	0.0001	0	0	0	0
18.0	-1.0000	0.0057	0.0185	0.0095	0.0124	-0.0004	0.0001	0.0002	0	0	0	0	0
20.0	-1.0000	0.0100	0.0194	0.0063	-0.0019	-0.0031	0.0004	0	0	0	0	0	0

TABLA IV.

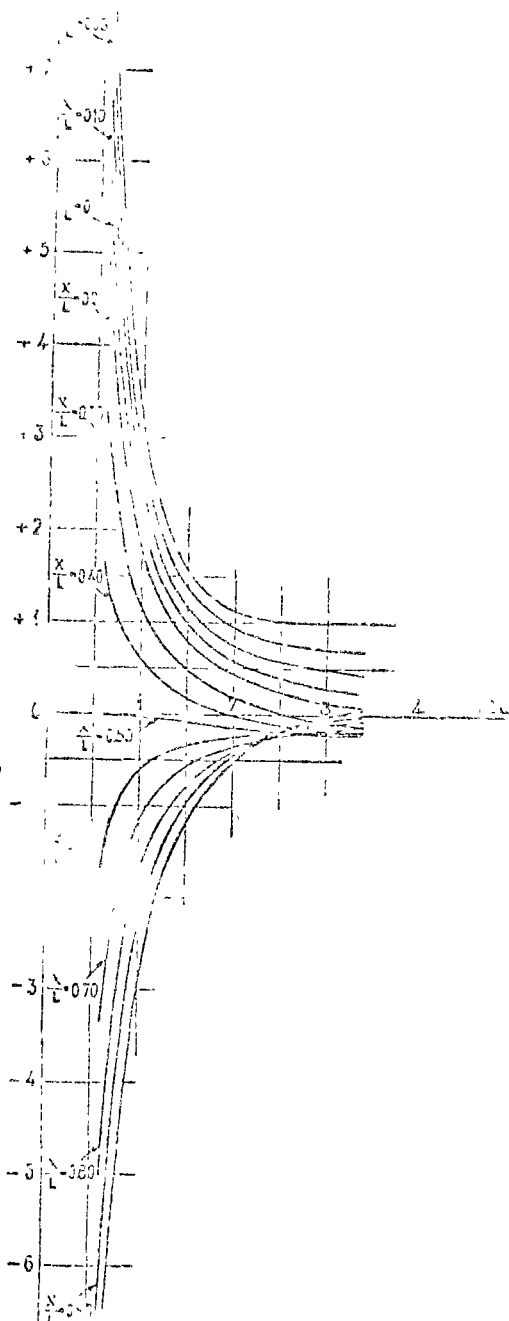
DEPOSITO LIBRE EN SUS DOS BORDES, SOLICITADO POR UN
MOMENTO RADIAL UNIFORME, M , EN EL BORDE INFERIOR



$$W = \frac{2\sqrt{3(1-\nu^2)}}{E} \frac{S}{8} M \times [Cocf_{IV}] \quad N_Q = 2\sqrt{3(1-\nu^2)} \frac{M}{S} \times [Locf_{IV}]$$

VALORES DEL COEFICIENTE $Cocf_{IV}$

	VALORES DE X/L												
	0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.0	0.0710	7.5252	6.6812	5.6309	4.9984	3.3219	1.6512	-0.0150	-1.6775	-3.3375	-4.9960	-6.6536	-8.3111
0.2	4.7544	4.2635	3.7758	3.2912	2.8096	1.8548	0.9100	-0.0266	-0.9568	-1.8024	-2.8053	-3.7269	-4.6460
1.0	3.1042	2.7697	2.4401	2.1154	1.7954	1.1685	0.5572	-0.0413	-0.6299	-1.2115	-1.7809	-2.3641	-2.9387
1.2	2.2324	1.9746	1.7239	1.4803	1.2433	0.7083	0.3555	-0.0509	-0.4593	-0.8497	-1.2340	-1.6154	-1.9959
1.4	1.7315	1.5116	1.3014	1.1007	0.9091	0.5515	0.2239	-0.0790	-0.3631	-0.6340	-0.8969	-1.1558	-1.4135
1.6	1.4305	1.2267	1.0359	0.8573	0.6907	0.3905	0.1290	-0.1009	-0.3059	-0.4962	-0.6754	-0.8497	-1.0226
1.8	1.2461	1.0458	0.8616	0.6930	0.5393	0.2733	0.0554	-0.1237	-0.2726	-0.4035	-0.5213	-0.6332	-0.7434
2.0	1.1341	0.9289	0.7434	0.5771	0.4290	0.1833	-0.0045	-0.1463	-0.2538	-0.3382	-0.4088	-0.4729	-0.5351
2.2	1.0681	0.8524	0.6607	0.4920	0.3453	0.1115	-0.0545	-0.1673	-0.2416	-0.2902	-0.3233	-0.3505	-0.3751
2.4	1.0310	0.8017	0.6007	0.4270	0.2791	0.0526	-0.0962	-0.1857	-0.2331	-0.2532	-0.2570	-0.2554	-0.2510
2.6	1.0119	0.7669	0.5551	0.3751	0.2248	0.0036	-0.1307	-0.2004	-0.2256	-0.2231	-0.2054	-0.1810	-0.1549
2.8	1.0034	0.7417	0.5184	0.3317	0.1789	-0.0375	-0.1584	-0.2106	-0.2175	-0.1973	-0.1631	-0.1232	-0.0819
3.0	1.0004	0.7217	0.4869	0.2938	0.1389	-0.0720	-0.1798	-0.2161	-0.2077	-0.1742	-0.1288	-0.0769	-0.0262
3.2	1.0001	0.7043	0.4585	0.2596	0.1033	-0.1010	-0.1953	-0.2171	-0.1959	-0.1528	-0.1006	-0.0457	0.0036
3.4	1.0003	0.6881	0.4310	0.2278	0.0710	-0.1252	-0.2058	-0.2133	-0.1823	-0.1327	-0.0774	-0.0215	0.0342
3.6	1.0012	0.6722	0.4060	0.1979	0.0414	-0.1453	-0.2117	-0.2071	-0.1670	-0.1137	-0.0524	-0.0045	0.0484
3.8	1.0015	0.6564	0.3808	0.1693	0.0141	-0.1618	-0.2140	-0.1975	-0.1507	-0.0958	-0.0427	0.0039	0.0548
4.0	1.0075	0.6405	0.3562	0.1421	-0.0112	-0.1753	-0.2131	-0.1858	-0.1339	-0.0792	-0.0299	0.0139	0.0555
4.2	1.0014	0.6245	0.3321	0.1160	-0.0346	-0.1860	-0.2090	-0.1727	-0.1171	-0.0639	-0.0156	0.0177	0.0523
4.4	1.0011	0.6087	0.3086	0.0911	-0.0562	-0.1944	-0.2044	-0.1563	-0.1003	-0.0402	-0.0113	0.0193	0.0468
4.6	1.0008	0.5930	0.2856	0.0674	-0.0761	-0.2006	-0.1975	-0.1445	-0.0854	-0.0380	-0.0047	0.0192	0.0400
4.8	1.0005	0.5775	0.2633	0.0450	-0.0943	-0.2048	-0.1894	-0.1303	-0.0710	-0.0274	0.0003	0.0182	0.0323
5.0	1.0003	0.5621	0.2416	0.0236	-0.1109	-0.2073	-0.1803	-0.1163	-0.0579	-0.0184	0.0040	0.0165	0.0259
5.5	1.0001	0.5248	0.1903	-0.0245	-0.1457	-0.2067	-0.1550	-0.0838	-0.0310	-0.0024	0.0080	0.0114	0.0115
6.0	1.0000	0.4880	0.1431	-0.0658	-0.1716	-0.1996	-0.1282	-0.0563	-0.0123	0.0030	0.0094	0.0067	0.0028
7.0	1.0000	0.4203	0.0599	-0.1204	-0.2011	-0.1675	-0.0777	-0.0176	0.0039	0.0030	0.0054	0.0013	-0.0024
8.0	1.0000	0.3564	-0.0093	-0.1716	-0.2077	-0.1282	-0.0303	0.0019	0.0090	0.0053	0.0015	-0.0002	-0.0013
9.0	1.0000	0.2960	-0.0657	-0.1962	-0.1985	-0.0895	-0.0124	0.0035	0.0064	0.0016	-0.0001	-0.0004	-0.0002
10.0	1.0000	0.2415	-0.1108	-0.2068	-0.1794	-0.0563	0.0019	0.0084	0.0031	0.0001	-0.0004	-0.0002	0.0001
12.0	1.0000	0.1431	-0.1716	-0.1985	-0.1282	-0.0124	0.0039	0.0031	-0.0001	-0.0003	-0.0001	0	0
14.0	1.0000	0.0599	-0.2011	-0.1675	-0.0777	0.0037	0.0052	0.0001	-0.0003	0	0	0	0
16.0	1.0000	-0.0093	-0.2077	-0.1282	-0.0383	0.0089	0.0015	-0.0004	-0.0001	0	0	0	0
18.0	1.0000	-0.0657	-0.1985	-0.0895	-0.0124	0.0064	-0.0001	-0.0002	0	0	0	0	0
20.0	1.0000	-0.1108	-0.1794	-0.0563	0.0019	0.0031	-0.0004	0	0	0	0	0	0

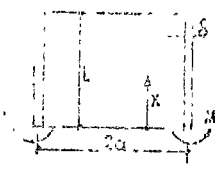


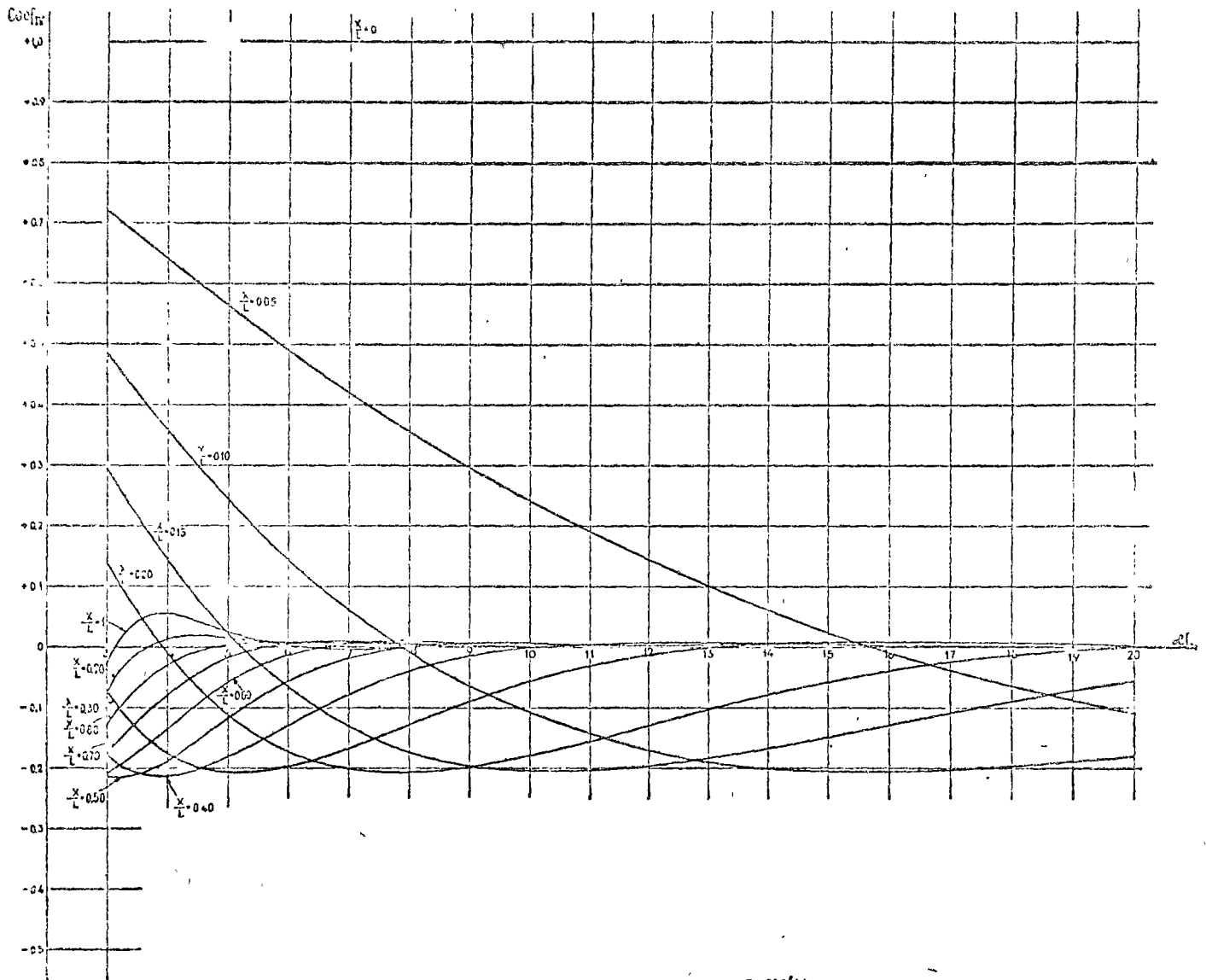
G-IV. VALORES DEL COEFICIENTE COEF_N

Deposito libre en sus dos bordes, solicitado por un momento radial uniforme, M , en el borde inferior

$$w = \frac{2\sqrt{3}(1-\nu^2)}{E} \frac{M}{\delta^2} \times (\text{Coef.}_w)$$

$$N_y = 2\sqrt{3}(1-\nu^2) \frac{M}{\delta} \times (\text{Coef.}_N)$$



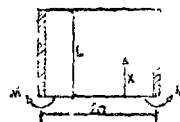


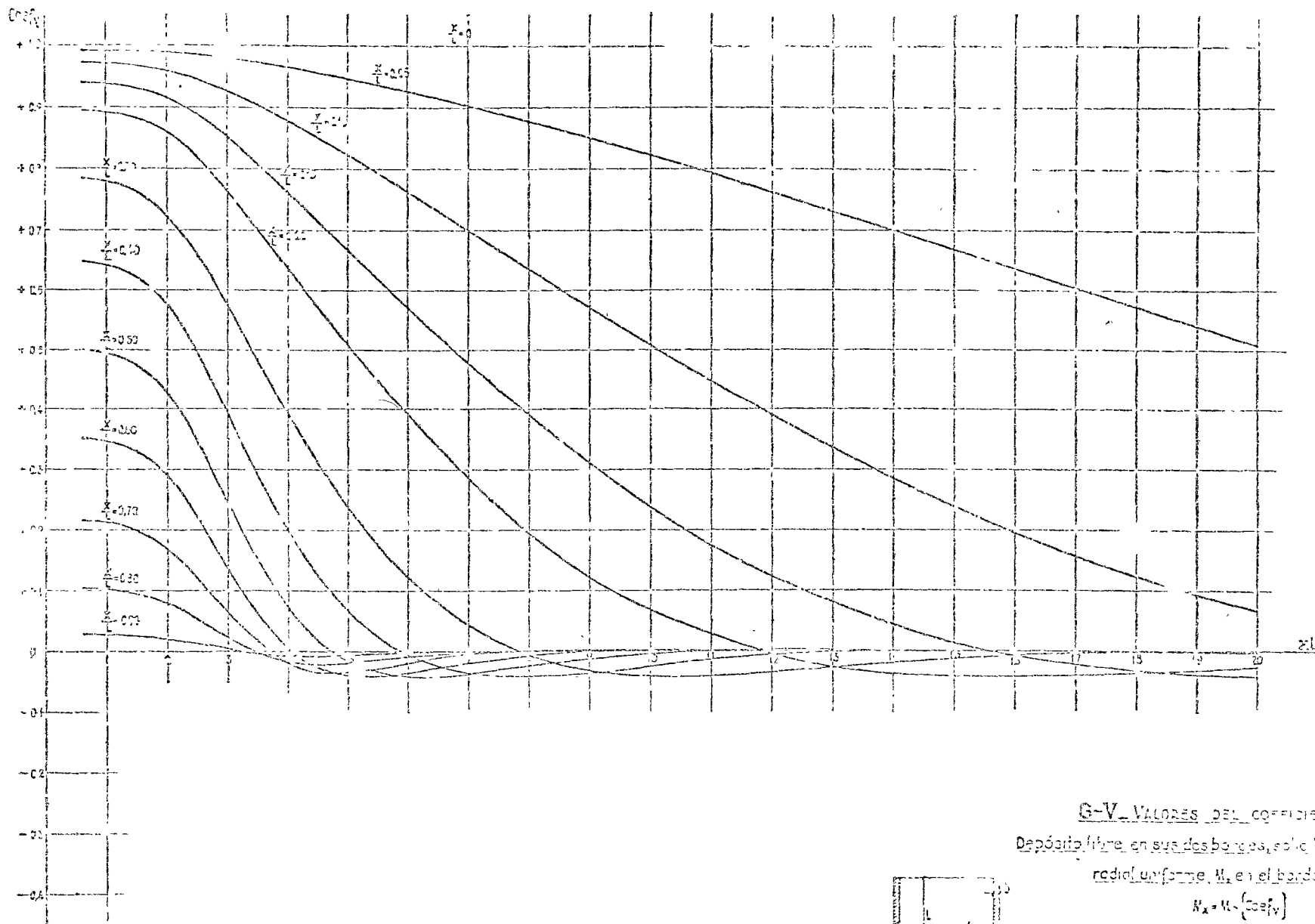
G-IV VALORES DEL COEFICIENTE Coef. IV

Depósito libre en sus dos bordes, solicitado por un momento
radial uniforme, M , en el borde inferior.

$$w_0 = \frac{2\sqrt{3(1-\nu^2)}}{L} \cdot \frac{M}{g} \cdot (\text{Coef. IV})$$

$$Hq = 2 \sqrt{3(1-\nu^2)} \cdot \frac{M}{g} \cdot (\text{Coef. IV})$$





G-V. VALORES DEL COEFICIENTE M_x
 Depósito libre en sus dos bordes, solución para un flujo
 radial uniforme, M_x en el borde superior
 $M_x = M_0 \cos(\pi y/b)$

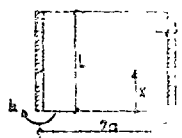
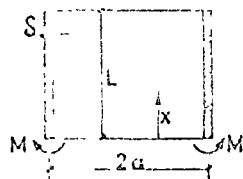


TABLA V.

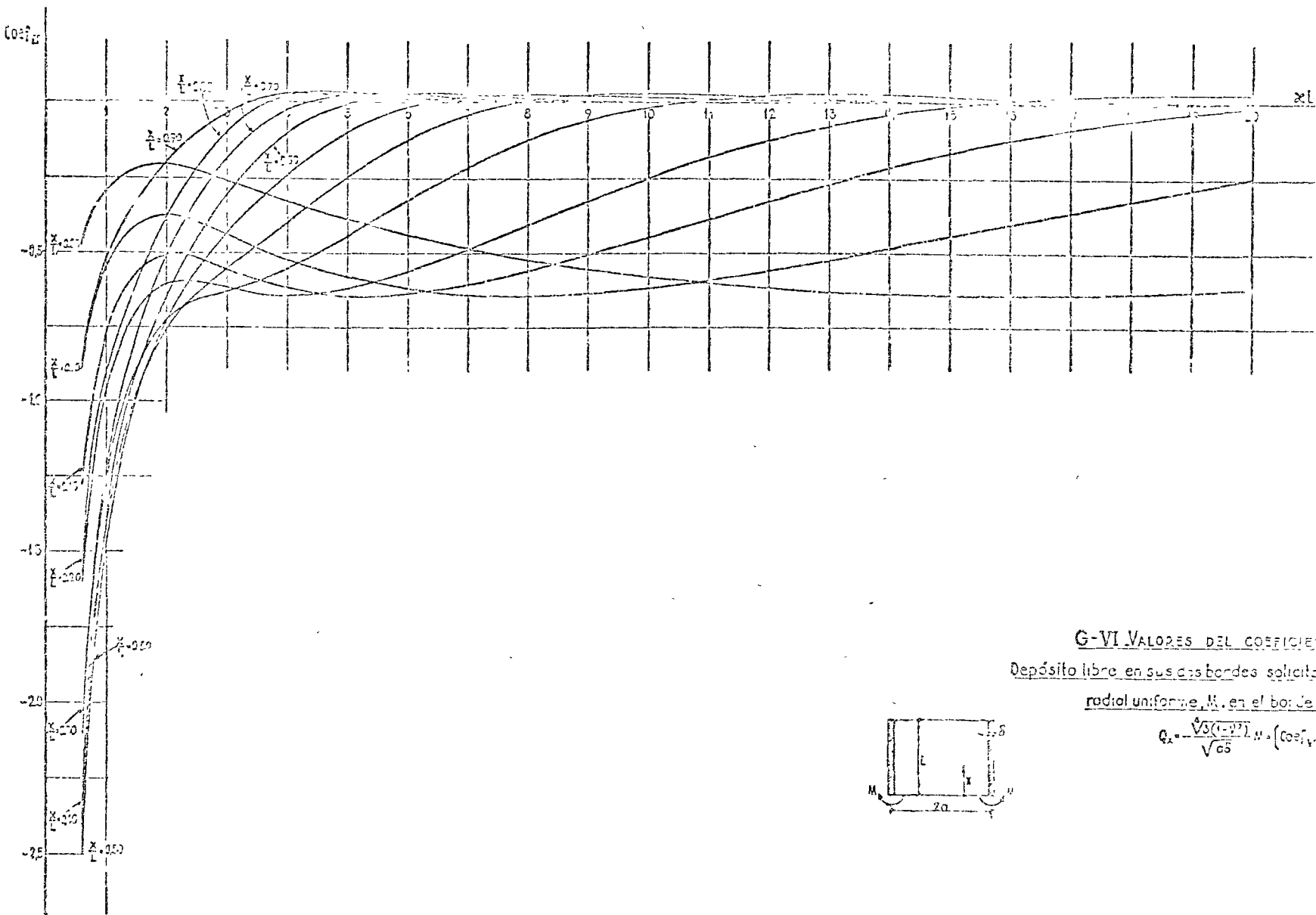
DEPOSITO LIBRE EN SUS DOS BORDES, SOLICITADO POR UN
MOMENTO RADIAL UNIFORME, M, EN EL BORDE INFERIOR



$$M_x = M_0 [\text{Coef}_y]$$

VALORES DEL COEFICIENTE Coef_y

		VALORES DE X/L												
		0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
VALORES DE 2a/L	0.6	1.0000	0.9927	0.9719	0.9390	0.8957	0.7835	0.6473	0.4993	0.3514	0.2156	0.1038	0.0279	0
	0.8	1.0000	0.9927	0.9717	0.9386	0.8950	0.7823	0.6459	0.4979	0.3501	0.2147	0.1033	0.0278	0
	1.0	1.0000	0.9925	0.9712	0.9377	0.8935	0.7800	0.6430	0.4948	0.3475	0.2127	0.1022	0.0275	0
	1.2	1.0000	0.9923	0.9703	0.9360	0.8909	0.7757	0.6377	0.4894	0.3427	0.2093	0.1004	0.0269	0
	1.4	1.0000	0.9919	0.9689	0.9332	0.8867	0.7688	0.6291	0.4806	0.3351	0.2038	0.0973	0.0260	0
	1.6	1.0000	0.9913	0.9669	0.9292	0.8805	0.7585	0.6164	0.4676	0.3238	0.1957	0.0929	0.0247	0
	1.8	1.0000	0.9905	0.9640	0.9235	0.8717	0.7443	0.5968	0.4496	0.3082	0.1845	0.0868	0.0229	0
	2.0	1.0000	0.9894	0.9601	0.9160	0.8602	0.7256	0.5759	0.4262	0.2880	0.1700	0.0790	0.0206	0
	2.2	1.0000	0.9880	0.9553	0.9065	0.8458	0.7023	0.5475	0.3975	0.2633	0.1524	0.0694	0.0178	0
	2.4	1.0000	0.9863	0.9494	0.8952	0.8286	0.6747	0.5140	0.3638	0.2347	0.1321	0.0585	0.0145	0
	2.6	1.0000	0.9843	0.9426	0.8821	0.8038	0.6433	0.4764	0.3264	0.2030	0.1098	0.0466	0.0111	0
	2.8	1.0000	0.9821	0.9350	0.8675	0.7868	0.6090	0.4358	0.2865	0.1697	0.0866	0.0343	0.0075	0
	3.0	1.0000	0.9797	0.9267	0.8516	0.7632	0.5727	0.3936	0.2458	0.1362	0.0637	0.0223	0.0041	0
	3.2	1.0000	0.9770	0.9178	0.8349	0.7385	0.5354	0.3512	0.2057	0.1040	0.0420	0.0112	0.0009	0
	3.4	1.0000	0.9742	0.9084	0.8174	0.7130	0.4979	0.3096	0.1675	0.0741	0.0224	0.0014	-0.0018	0
	3.6	1.0000	0.9713	0.8987	0.7994	0.6871	0.4610	0.2699	0.1321	0.0473	0.0055	-0.0063	-0.0340	0
	3.8	1.0000	0.9682	0.8886	0.7811	0.6611	0.4249	0.2325	0.1002	0.0243	-0.0083	-0.0132	-0.0056	0
	4.0	1.0000	0.9650	0.8783	0.7626	0.6351	0.3901	0.1978	0.0720	0.0051	-0.0191	-0.0177	-0.0067	0
	4.2	1.0000	0.9617	0.8677	0.7438	0.6093	0.3567	0.1661	0.0477	-0.0103	-0.0269	-0.0206	-0.0072	0
	4.4	1.0000	0.9583	0.8569	0.7249	0.5836	0.3243	0.1371	0.0269	-0.0222	-0.0320	-0.0220	-0.0073	0
4.6	1.0000	0.9547	0.8458	0.7059	0.5582	0.2944	0.1110	0.0096	-0.0309	-0.0348	-0.0221	-0.0070	0	
4.8	1.0000	0.9510	0.8345	0.6867	0.5330	0.2655	0.0876	-0.0046	-0.0368	-0.0356	-0.0212	-0.0065	0	
5.0	1.0000	0.9472	0.8230	0.6675	0.5081	0.2381	0.0667	-0.0161	-0.0404	-0.0349	-0.0195	-0.0057	0	
5.5	1.0000	0.9373	0.7934	0.6192	0.4476	0.1762	0.0243	-0.0345	-0.0417	-0.0209	-0.0138	-0.0035	0	
6.0	1.0000	0.9267	0.7628	0.5712	0.3899	0.1234	-0.0056	-0.0422	-0.0365	-0.0204	-0.0077	-0.0015	0	
7.0	1.0000	0.9036	0.6997	0.4777	0.2349	0.0439	-0.0300	-0.0388	-0.0204	-0.0061	-0.0001	0.0006	0	
8.0	1.0000	0.8784	0.6354	0.3699	0.1959	-0.0056	-0.0431	-0.0258	-0.0075	0.0005	0.0017	0.0007	0	
9.0	1.0000	0.8515	0.5712	0.3097	0.1234	-0.0320	-0.0366	-0.0132	-0.0005	0.0019	0.0010	0.0002	0	
10.0	1.0000	0.8231	0.5053	0.2384	0.0667	-0.0423	-0.0253	-0.0046	0.0017	0.0013	0.0003	0	0	
12.0	1.0000	0.7626	0.3699	0.1234	-0.0056	-0.0336	-0.0075	0.0017	0.0010	0.0001	-0.0001	0	0	
14.0	1.0000	0.6997	0.2849	0.0439	-0.0309	-0.0204	0.0005	0.0013	0.0001	-0.0001	0	0	0	
15.0	1.0000	0.6354	0.1959	-0.0336	-0.0431	-0.0075	0.0010	0.0003	-0.0001	0	0	0	0	
18.0	1.0000	0.5712	0.1234	-0.0320	-0.0366	-0.0006	0.0010	-0.0001	0	0	0	0	0	
20.0	1.0000	0.5033	0.0667	-0.0423	-0.0253	0.0017	0.0003	-0.0001	0	0	0	0	0	



G-VI VALORES DEL COEFICIENTE $\cos^2\beta$

Depósito libre en sus dos bordes solicitado por un momento radial uniforme, M , en el borde inferior

$$Q_x = -\frac{\sqrt{3(1-\nu^2)} M}{\sqrt{a\delta}} [\cos^2\beta]$$

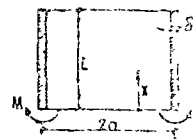
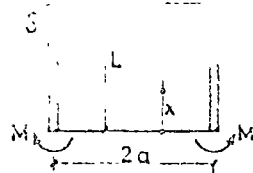


TABLA VI.

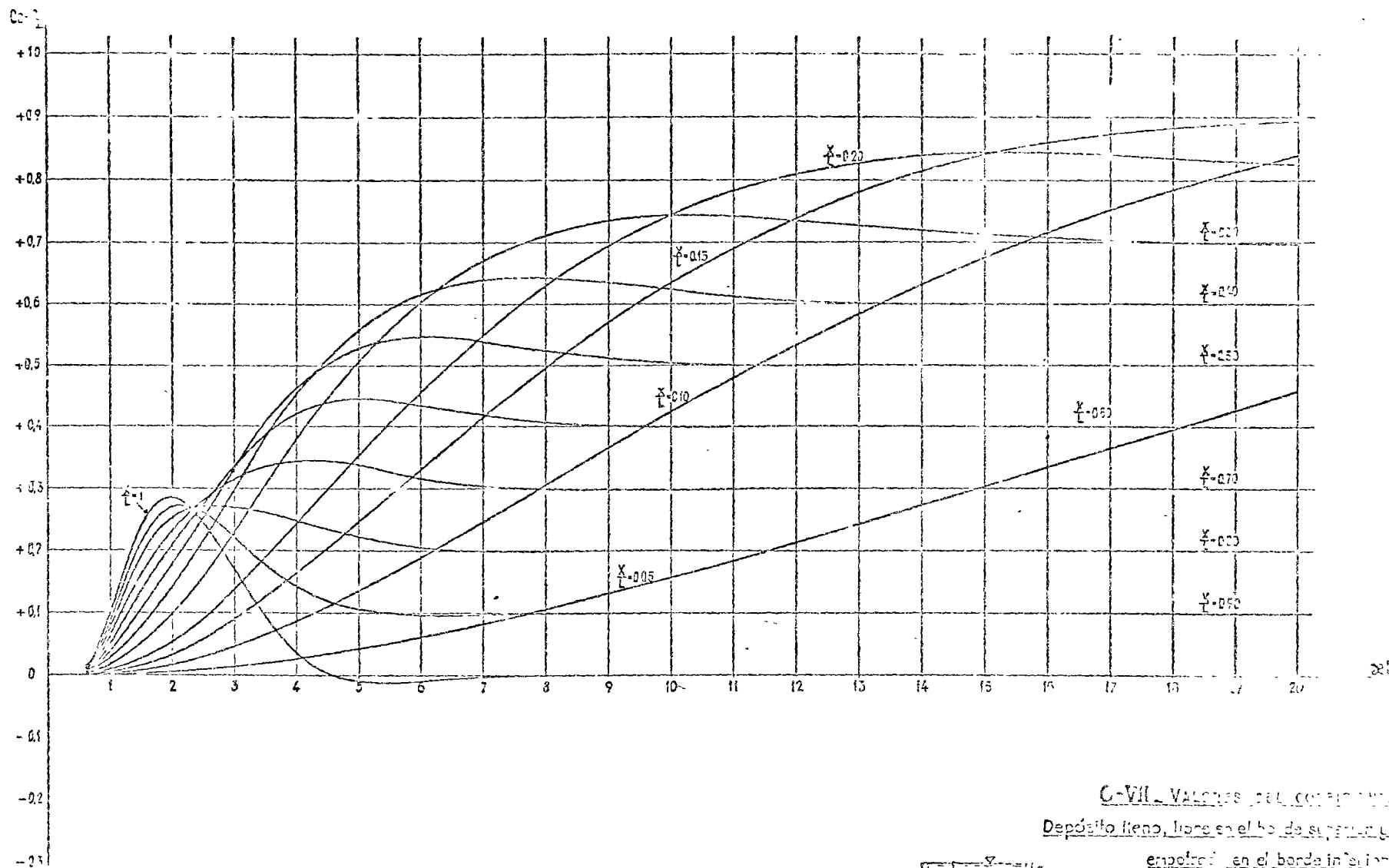
DEPOSITO LIBRE EN SUS DOS BORDES, SOLICITADO POR UN
MOMENTO RADIAL UNIFORME, M, EN EL BORDE INFERIOR



$$Q_x = -\frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{a^3}} M x [\text{Coef}_{\nu}]$$

VALORES DEL COEFICIENTE Coef_{ν} .

		VALORES DE X/L												
		0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
VALORES DE 22.L	0.5	0	-0.4769	-0.9031	-1.2787	-1.6038	-2.1029	-2.4013	-2.4894	-2.3978	-2.0959	-1.5969	-0.9979	0
	0.8		-0.3607	-0.6822	-0.9649	-1.2089	-1.5819	-1.8030	-1.8736	-1.7949	-1.5676	-1.1926	-0.6700	0
	1.0	0	-0.2936	-0.5541	-0.7818	-0.9773	-1.2735	-1.4458	-1.4972	-1.4299	-1.2457	-0.9456	-0.5303	0
	1.2	0	-0.2523	-0.4742	-0.6664	-0.8297	-1.0730	-1.2099	-1.2451	-1.1827	-1.0255	-0.7753	-0.4334	0
	1.4	0	-0.2269	-0.4237	-0.5917	-0.7323	-0.9360	-1.0439	-1.0637	-1.0014	-0.8616	-0.6471	-0.3597	0
	1.6	0	-0.2124	-0.3932	-0.5445	-0.6632	-0.8401	-0.9223	-0.9260	-0.8602	-0.7314	-0.5437	-0.2996	0
	1.8	0	-0.2060	-0.3775	-0.5171	-0.6278	-0.7725	-0.8304	-0.8170	-0.7448	-0.6224	-0.4557	-0.2476	0
	2.0	0	-0.2060	-0.3729	-0.5046	-0.6049	-0.7253	-0.7593	-0.7270	-0.6468	-0.5278	-0.3781	-0.2016	0
	2.2	0	-0.2108	-0.3768	-0.5032	-0.5949	-0.6926	-0.7030	-0.6525	-0.5614	-0.4436	-0.3081	-0.1597	0
	2.4	0	-0.2193	-0.3871	-0.5099	-0.5941	-0.6702	-0.6570	-0.5873	-0.4854	-0.3679	-0.2448	-0.1215	0
	2.6	0	-0.2305	-0.4017	-0.5219	-0.5993	-0.6544	-0.6181	-0.5297	-0.4174	-0.2998	-0.1880	-0.0874	0
	2.8	0	-0.2434	-0.4189	-0.5371	-0.6078	-0.6423	-0.5836	-0.4777	-0.3562	-0.2391	-0.1378	-0.0575	0
	3.0	0	-0.2572	-0.4374	-0.5535	-0.6175	-0.6316	-0.5517	-0.4301	-0.3012	-0.1858	-0.0946	-0.0321	0
	3.2	0	-0.2713	-0.4561	-0.5698	-0.6268	-0.6206	-0.5209	-0.3860	-0.2522	-0.1398	-0.0584	-0.0116	0
	3.4	0	-0.2855	-0.4743	-0.5850	-0.6346	-0.6082	-0.4905	-0.3447	-0.2085	-0.1009	-0.0293	0.0043	0
	3.6	0	-0.2993	-0.4915	-0.5986	-0.6402	-0.5939	-0.4596	-0.3060	-0.1700	-0.0686	-0.0067	0.0158	0
	3.8	0	-0.3127	-0.5077	-0.6103	-0.6435	-0.5775	-0.4286	-0.2695	-0.1361	-0.0424	0.0100	0.0235	0
	4.0	0	-0.3258	-0.5226	-0.6201	-0.6444	-0.5590	-0.3975	-0.2352	-0.1066	-0.0216	0.0217	0.0270	0
	4.2	0	-0.3384	-0.5364	-0.6281	-0.6431	-0.5386	-0.3661	-0.2030	-0.0809	-0.0054	0.0291	0.0295	0
	4.4	0	-0.3506	-0.5492	-0.6343	-0.6397	-0.5167	-0.3349	-0.1730	-0.0538	0.0068	0.0331	0.0291	0
4.6	0	-0.3626	-0.5610	-0.6390	-0.6345	-0.4936	-0.3042	-0.1451	-0.0399	0.0157	0.0344	0.0273	0	
4.8	0	-0.3742	-0.5718	-0.6423	-0.6276	-0.4696	-0.2743	-0.1196	-0.0239	0.0219	0.0339	0.0245	0	
5.0	0	-0.3855	-0.5818	-0.6442	-0.6194	-0.4451	-0.2454	-0.0963	-0.0106	0.0259	0.0320	0.0212	0	
5.5	0	-0.4126	-0.6032	-0.6439	-0.5934	-0.3829	-0.1790	-0.0483	0.0125	0.0289	0.0242	0.0127	0	
6.0	0	-0.4379	-0.6198	-0.6369	-0.5614	-0.3219	0.1225	-0.0140	0.0242	0.0259	0.0157	0.0057	0	
7.0	0	-0.4833	-0.6398	-0.6071	-0.4950	-0.2114	0.0407	0.0212	0.0260	0.0142	0.0038	-0.0009	0	
8.0	0	-0.5221	-0.6447	-0.5615	-0.4036	-0.1225	0.0048	0.0277	0.0164	0.0045	-0.0006	-0.0014	0	
9.0	0	-0.5547	-0.6370	-0.5059	-0.3220	-0.0574	0.0242	0.0217	0.0070	-0.0001	-0.0012	-0.0005	0	
10.0	0	-0.5816	-0.6191	-0.4451	-0.2461	-0.0141	0.0277	0.0129	0.0014	-0.0012	-0.0006	-0.0001	0	
12.0	0	-0.6196	-0.5615	-0.3220	-0.1226	0.0242	0.0164	0.0014	-0.0012	-0.0004	0	0	0	
14.0	0	-0.6398	-0.4451	-0.2114	-0.0407	0.0261	0.0047	-0.0012	-0.0004	0	0	0	0	
16.0	0	-0.6447	-0.4036	-0.1226	0.0048	0.0164	-0.0004	-0.0007	0	0	0	0	0	
18.0	0	-0.6370	-0.3220	-0.0574	0.0242	0.0070	-0.0012	-0.0001	0	0	0	0	0	
20.0	0	-0.6191	-0.2461	-0.0141	0.0277	0.0014	-0.0007	0	0	0	0	0	0	



C-VII. VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTOR

Depósito lleno, libre en el borde superior y rigidamente

empotrado en el borde inferior

$$w = \frac{Y_0 a^2}{E \delta} L \times \left[\cos \frac{\pi x}{L} \right] \quad N_0 = Y_0 a - x \left[\cos \frac{\pi x}{L} \right]$$

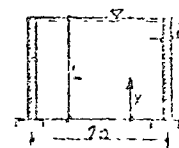
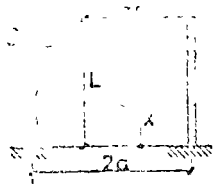


TABLA VII.

DEPOSITO LLENO, LIDRE EN EL BORDE SUPERIOR Y
RIGIDAMENTE EMPOTRADO EN EL BORDE INFERIOR



$$\sigma = \frac{\gamma a^2}{E \delta} L \cdot [\text{Coef}_{VII}] \quad N_T = \gamma a L \cdot [\text{Coef}_{VII}]$$

VALORES DEL COEFICIENTE Coef_{VII}

		VALORES DE X/L												
		0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
VALORES 2a/L	0.6	0	0.0001	0.0004	0.0009	0.0014	0.0028	0.0045	0.0064	0.0084	0.0104	0.0124	0.0145	0.0166
	0.8	0	0.0003	0.0011	0.0024	0.0040	0.0082	0.0132	0.0186	0.0244	0.0302	0.0361	0.0421	0.0480
	1.0	0	0.0006	0.0024	0.0052	0.0087	0.0176	0.0281	0.0395	0.0514	0.0634	0.0754	0.0875	0.0995
	1.2	0	0.0011	0.0043	0.0091	0.0152	0.0303	0.0470	0.0665	0.0856	0.1047	0.1237	0.1425	0.1613
	1.4	0	0.0018	0.0066	0.0138	0.0229	0.0499	0.0697	0.0954	0.1210	0.1459	0.1702	0.1941	0.2178
	1.6	0	0.0025	0.0092	0.0192	0.0316	0.0607	0.0922	0.1236	0.1534	0.1814	0.2070	0.2333	0.2585
	1.8	0	0.0034	0.0124	0.0255	0.0414	0.0778	0.1155	0.1500	0.1824	0.2101	0.2348	0.2579	0.2804
	2.0	0	0.0044	0.0161	0.0328	0.0528	0.0970	0.1403	0.1781	0.2090	0.2332	0.2527	0.2694	0.2853
	2.2	0	0.0057	0.0205	0.0414	0.0661	0.1187	0.1674	0.2066	0.2346	0.2527	0.2636	0.2706	0.2764
	2.4	0	0.0072	0.0257	0.0514	0.0813	0.1431	0.1972	0.2366	0.2600	0.2696	0.2695	0.2642	0.2571
	2.6	0	0.0089	0.0315	0.0620	0.0930	0.1701	0.2292	0.2600	0.2854	0.2849	0.2719	0.2523	0.2306
	2.8	0	0.0108	0.0381	0.0753	0.1170	0.1990	0.2629	0.3001	0.3105	0.2907	0.2710	0.2370	0.1990
	3.0	0	0.0129	0.0452	0.0887	0.1370	0.2292	0.2973	0.3322	0.3346	0.3110	0.2699	0.2199	0.1671
	3.2	0	0.0152	0.0528	0.1030	0.1578	0.2601	0.3316	0.3632	0.3571	0.3215	0.2668	0.2023	0.1345
	3.4	0	0.0176	0.0608	0.1170	0.1792	0.2910	0.3650	0.3924	0.3774	0.3303	0.2628	0.1852	0.1040
	3.6	0	0.0201	0.0692	0.1330	0.2010	0.3214	0.3967	0.4191	0.3951	0.3371	0.2501	0.1693	0.0775
	3.8	0	0.0228	0.0778	0.1486	0.2229	0.3511	0.4265	0.4430	0.4099	0.3419	0.2532	0.1550	0.0542
	4.0	0	0.0256	0.0867	0.1645	0.2449	0.3799	0.4541	0.4640	0.4219	0.3448	0.2480	0.1426	0.0349
	4.2	0	0.0285	0.0959	0.1806	0.2669	0.4075	0.4794	0.4819	0.4310	0.3459	0.2427	0.1321	0.0197
	4.4	0	0.0315	0.1053	0.1969	0.2888	0.4340	0.5024	0.4971	0.4377	0.3456	0.2375	0.1234	0.0081
4.6	0	0.0346	0.1150	0.2134	0.3106	0.4593	0.5232	0.5096	0.4421	0.3441	0.2324	0.1164	-0.0003	
4.8	0	0.0379	0.1249	0.2300	0.3322	0.4835	0.5419	0.5197	0.4445	0.3416	0.2276	0.1109	-0.0060	
5.0	0	0.0413	0.1351	0.2468	0.3537	0.5065	0.5536	0.5277	0.4454	0.3303	0.2230	0.1066	-0.0025	
5.5	0	0.0502	0.1614	0.2893	0.4063	0.5587	0.5923	0.5399	0.4424	0.3287	0.2132	0.1001	-0.0116	
6.0	0	0.0598	0.1888	0.3319	0.4569	0.6034	0.6160	0.5438	0.4352	0.3189	0.2061	0.0976	-0.0090	
7.0	0	0.0809	0.2460	0.4157	0.5493	0.6712	0.6398	0.5374	0.4106	0.3050	0.1991	0.0977	-0.0024	
8.0	0	0.1042	0.3049	0.4952	0.6293	0.7133	0.6428	0.5241	0.4064	0.2991	0.1991	0.0991	0.0003	
9.0	0	0.1293	0.3642	0.5684	0.6945	0.7352	0.6353	0.5120	0.4002	0.2931	0.1990	0.0999	0.0004	
10.0	0	0.1560	0.4226	0.6339	0.7456	0.7430	0.6244	0.5039	0.3982	0.2908	0.1997	0.1001	0.0001	
12.0	0	0.2130	0.5335	0.7400	0.8107	0.7356	0.6068	0.4933	0.3990	0.2939	0.2001	0.1000	0	
14.0	0	0.2731	0.6324	0.8137	0.8384	0.7195	0.5993	0.4988	0.3999	0.3001	0.2000	0.1000	0	
16.0	0	0.3348	0.7167	0.8594	0.8429	0.7070	0.5932	0.4997	0.4001	0.3000	0.2000	0.1000	0	
18.0	0	0.3965	0.7855	0.8836	0.8359	0.7004	0.5990	0.5001	0.4000	0.3000	0.2000	0.1000	0	
20.0	0	0.4572	0.8394	0.8926	0.8251	0.6983	0.5997	0.5001	0.4000	0.3000	0.2000	0.1000	0	

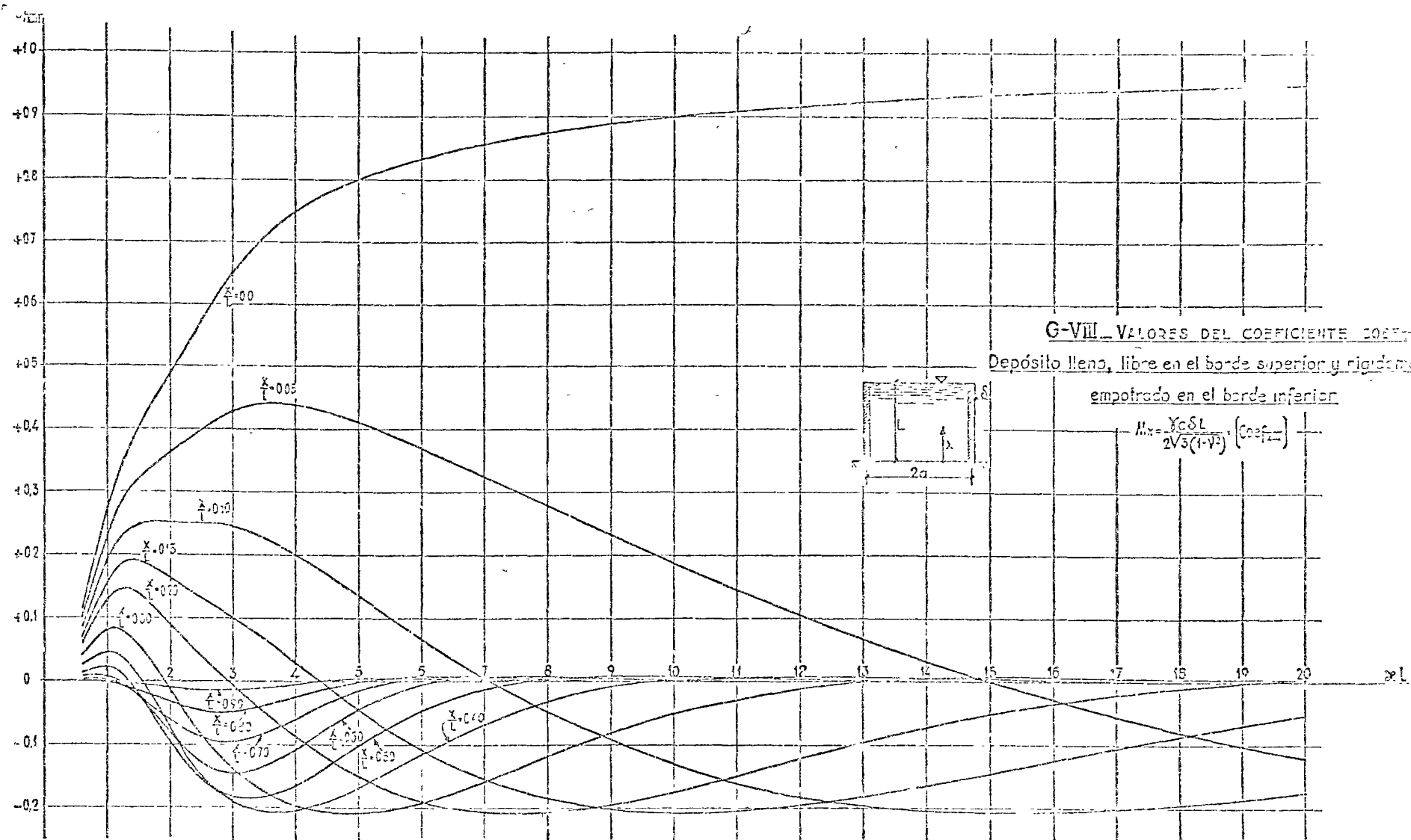
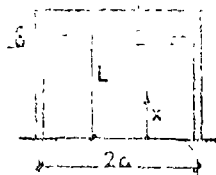


TABLA VIII

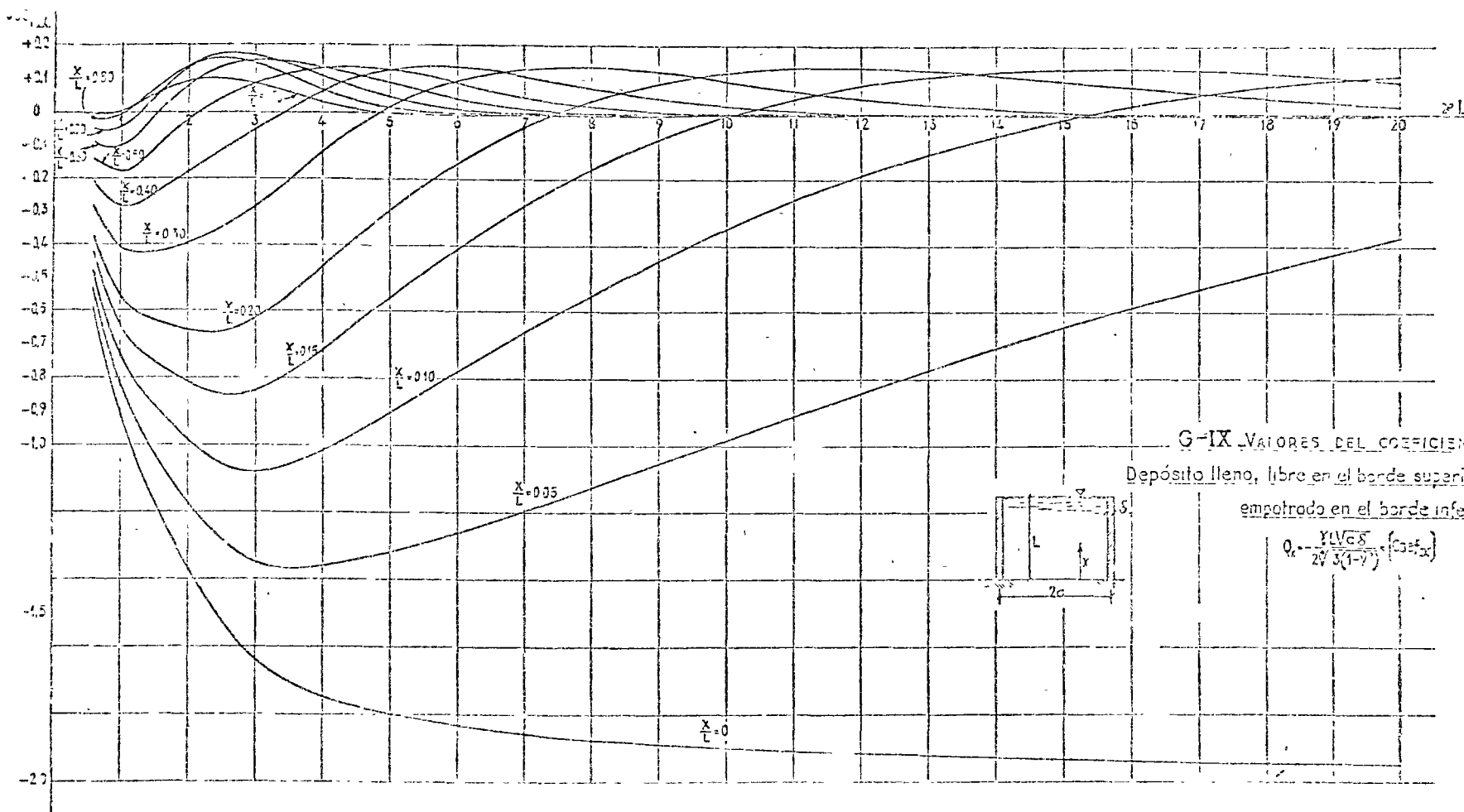
DEPOSITO LLENO LIBRE EN EL BORDE SUPERIOR Y
RIGIDAMENTE EMPOTRADO EN EL BORDE INFERIOR



$$M_x = \frac{\gamma a^3 L}{2\sqrt{3(1-\nu^2)}} \times [C_{oefVIII}]$$

VALORES DEL COEFICIENTE $C_{oefVIII}$

		VALORES DE X/L												
		0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
VALORES DE 2a/L	0.5	0.1164	0.0903	0.0844	0.0709	0.0589	0.0391	0.0243	0.0138	0.0059	0.0028	0.0007	0.0001	0
	0.6	0.1249	0.1650	0.1397	0.1165	0.0960	0.0624	0.0377	0.0206	0.0055	0.0033	0.0006	-0.0001	0
	1.0	0.2732	0.2289	0.1914	0.1573	0.1274	0.0793	0.0443	0.0213	0.0090	0.0011	-0.0010	-0.0003	0
	1.2	0.3373	0.2792	0.2276	0.1825	0.1435	0.0819	0.0393	0.0152	-0.0007	-0.0055	-0.0047	-0.0013	0
	1.4	0.3848	0.3108	0.2461	0.1901	0.1423	0.0650	0.0213	-0.0055	-0.0165	-0.0166	-0.0106	-0.0033	0
	1.6	0.4210	0.3306	0.2522	0.1853	0.1290	0.0450	-0.0062	-0.0314	-0.0374	-0.0307	-0.0179	-0.0055	0
	1.8	0.4535	0.3455	0.2528	0.1746	0.1096	0.0155	-0.0333	-0.0606	-0.0604	-0.0460	-0.0258	-0.0078	0
	2.0	0.4864	0.3599	0.2522	0.1622	0.0885	-0.0154	-0.0711	-0.0900	-0.0831	-0.0609	-0.0333	-0.0099	0
	2.2	0.5209	0.3749	0.2513	0.1499	0.0676	-0.0456	-0.1025	-0.1174	-0.1038	-0.0742	-0.0399	-0.0117	0
	2.4	0.5560	0.3902	0.2516	0.1331	0.0476	-0.0737	-0.1307	-0.1412	-0.1211	-0.0848	-0.0450	-0.0130	0
	2.6	0.5904	0.4048	0.2510	0.1265	0.0285	-0.0991	-0.1549	-0.1633	-0.1341	-0.0923	-0.0482	-0.0138	0
	2.8	0.6227	0.4176	0.2492	0.1145	0.0103	-0.1215	-0.1745	-0.1743	-0.1424	-0.0961	-0.0495	-0.0140	0
	3.0	0.6519	0.4278	0.2457	0.1021	-0.0073	-0.1409	-0.1894	-0.1829	-0.1458	-0.0954	-0.0463	-0.0136	0
	3.2	0.6776	0.4351	0.2403	0.0889	-0.0243	-0.1574	-0.1993	-0.1865	-0.1446	-0.0934	-0.0463	-0.0127	0
	3.4	0.6998	0.4395	0.2330	0.0749	-0.0409	-0.1711	-0.2060	-0.1856	-0.1395	-0.0876	-0.0423	-0.0113	0
	3.6	0.7183	0.4413	0.2239	0.0602	-0.0570	-0.1823	-0.2085	-0.1809	-0.1313	-0.0797	-0.0373	-0.0097	0
	3.8	0.7352	0.4409	0.2134	0.0451	-0.0725	-0.1913	-0.2081	-0.1733	-0.1208	-0.0704	-0.0316	-0.0079	0
	4.0	0.7493	0.4387	0.2017	0.0297	-0.0875	-0.1983	-0.2051	-0.1634	-0.1088	-0.0603	-0.0256	-0.0060	0
	4.2	0.7617	0.4350	0.1892	0.0142	-0.1017	-0.2035	-0.2001	-0.1521	-0.0961	-0.0500	-0.0197	-0.0042	0
	4.4	0.7727	0.4301	0.1761	-0.0011	-0.1152	-0.2071	-0.1936	-0.1398	-0.0832	-0.0401	-0.0141	-0.0026	0
	4.6	0.7827	0.4244	0.1626	-0.0163	-0.1278	-0.2093	-0.1858	-0.1271	-0.0706	-0.0303	-0.0091	-0.0011	0
	4.8	0.7917	0.4180	0.1489	-0.0310	-0.1395	-0.2100	-0.1772	-0.1144	-0.0586	-0.0224	-0.0048	0.0001	0
	5.0	0.8000	0.4111	0.1352	-0.0453	-0.1503	-0.2098	-0.1678	-0.1018	-0.0476	-0.0150	-0.0012	0.0010	0
	5.5	0.8181	0.3918	0.1009	-0.0785	-0.1730	-0.2036	-0.1427	-0.0727	-0.0246	-0.0014	0.0045	0.0023	0
	6.0	0.8333	0.3708	0.0676	-0.1078	-0.1897	-0.1922	-0.1169	-0.0480	-0.0086	0.0059	0.0055	0.0024	0
	7.0	0.8571	0.3250	0.0056	-0.1543	-0.2071	-0.1587	-0.0695	-0.0136	0.0067	0.0034	0.0045	0.0012	0
	8.0	0.8750	0.2792	-0.0484	-0.1852	-0.2070	-0.1196	-0.0332	0.0034	0.0083	0.0048	0.0014	0.0001	0
	9.0	0.8889	0.2330	-0.0938	-0.2025	-0.1994	-0.0827	-0.0097	0.0088	0.0060	0.0016	-0.0001	-0.0002	0
	10.0	0.9000	0.1883	-0.1307	-0.2084	-0.1737	-0.0514	0.0031	0.0082	0.0028	0	-0.0004	-0.0001	0
	12.0	0.9167	0.1053	-0.1807	-0.1954	-0.1226	-0.0104	0.0039	0.0029	-0.0002	-0.0003	0	0	0
	14.0	0.9286	0.0320	-0.2041	-0.1631	-0.0736	0.0062	0.0050	0	-0.0003	0	0	0	0
	16.0	0.9375	-0.0260	-0.2073	-0.1240	-0.0353	0.0069	0.0014	-0.0004	-0.0001	0	0	0	0
	18.0	0.9444	-0.0798	-0.1964	-0.0861	-0.0111	0.0062	-0.0002	-0.0002	0	0	0	0	0
	20.0	0.9500	0.1207	-0.1766	-0.0539	0.0025	0.0030	-0.0004	0	0	0	0	0	0



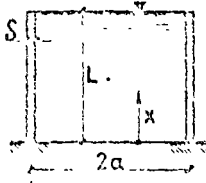
G-IX VALORES DEL COEFICIENTE COEFIX

Depósito lleno, libre en el borde superior y rigidamente empotrado en el borde inferior

$$G = -\frac{\gamma \sqrt{g} S}{2\gamma^2 3(1-\gamma^2)} \{ \text{Coefix} \}$$

TABLA IX.

DEPOSITO LLENO, LIBRE EN EL BORDE SUPERIOR Y
RIGIDAMENTE EMPOTRADO EN EL BORDE INFERIOR



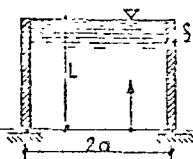
$$Q_x = \frac{\gamma L \sqrt{a \delta}}{2 \sqrt{3(1-\nu^2)}} \left[\text{Coef}_{ix} \right]$$

VALORES DEL COEFICIENTE Coef_{ix}

		VALORES DE x/L												
		0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
VALORES DE $2a/L$	0.5	-0.5917	-0.5332	-0.4777	-0.4253	-0.3758	-0.2861	-0.2035	-0.1431	-0.0900	-0.0492	-0.0205	-0.0041	0
	0.6	-0.7670	-0.6898	-0.6153	-0.5460	-0.4802	-0.3612	-0.2589	-0.1734	-0.1049	-0.0537	-0.0195	-0.0008	0
	1.0	-0.9154	-0.8180	-0.7256	-0.6305	-0.5367	-0.4093	-0.2938	-0.1806	-0.0907	-0.0411	-0.0050	0.0087	0
	1.2	-1.0321	-0.9151	-0.8044	-0.7002	-0.6026	-0.4280	-0.2814	-0.1631	-0.0733	-0.0122	0.0204	0.0245	0
	1.4	-1.1263	-0.9899	-0.8609	-0.7398	-0.6268	-0.4262	-0.2603	-0.1294	-0.0337	0.0269	0.0527	0.0437	0
	1.6	-1.2095	-1.0536	-0.9065	-0.7607	-0.6408	-0.4154	-0.2319	-0.0904	0.0092	0.0676	0.0853	0.0627	0
	1.8	-1.2803	-1.1130	-0.9479	-0.7937	-0.6512	-0.4026	-0.2034	-0.0534	0.0534	0.0755	0.1037	0.1136	0
	2.0	-1.3640	-1.1693	-0.9863	-0.8161	-0.6596	-0.3895	-0.1771	-0.0210	0.0813	0.1327	0.1354	0.0909	0
	2.2	-1.4351	-1.2210	-1.0202	-0.8345	-0.6647	-0.3754	-0.1526	0.0067	0.1073	0.1537	0.1500	0.0964	0
	2.4	-1.4994	-1.2660	-1.0477	-0.8468	-0.6647	-0.3587	-0.1288	0.0304	0.1266	0.1670	0.1573	0.1011	0
	2.6	-1.5554	-1.3027	-1.06	-0.8518	-0.6582	-0.3383	-0.1048	0.0509	0.1402	0.1732	0.1581	0.0996	0
	2.8	-1.6026	-1.3307	-1.0782	-0.8489	-0.6448	-0.3137	-0.0802	0.0689	0.1487	0.1733	0.1530	0.0943	0
	3.0	-1.6414	-1.3502	-1.0811	-0.8384	-0.6248	-0.2854	-0.0549	0.0046	0.1530	0.1683	0.1433	0.0861	0
	3.2	-1.6727	-1.3623	-1.0768	-0.8215	-0.5991	-0.2540	-0.0294	0.0981	0.1538	0.1593	0.1303	0.0759	0
	3.4	-1.6978	-1.3684	-1.0667	-0.7993	-0.5692	-0.2207	-0.0042	0.1066	0.1517	0.1476	0.1152	0.0645	0
	3.6	-1.7182	-1.3697	-1.0521	-0.7732	-0.5364	-0.1864	0.1865	0.0198	0.1190	0.1474	0.1342	0.0991	0
	3.8	-1.7349	-1.3674	-1.0343	-0.7446	-0.5017	-0.1525	0.0422	0.1262	0.1414	0.1200	0.0830	0.0415	0
	4.0	-1.7491	-1.3627	-1.0143	-0.7142	-0.4662	-0.1195	0.0625	0.1313	0.1340	0.1056	0.0676	0.0311	0
	4.2	-1.7614	-1.3561	-0.9928	-0.6830	-0.4307	-0.0880	0.0803	0.1342	0.1256	0.0915	0.0535	0.0218	0
	4.4	-1.7724	-1.3482	-0.9703	-0.6515	-0.3995	-0.0586	0.0955	0.1350	0.1166	0.0782	0.0409	0.0139	0
	4.6	-1.7823	-1.3394	-0.9471	-0.6199	-0.3612	-0.0313	0.1081	0.1339	0.1070	0.0658	0.0300	0.0074	0
	4.8	-1.7914	-1.3297	-0.9235	-0.5885	-0.3278	-0.0064	0.1181	0.1312	0.0972	0.0545	0.0208	0.0023	0
	5.0	-1.7997	-1.3194	-0.8996	-0.5574	-0.2956	0.0162	0.1256	0.1269	0.0873	0.0442	0.0133	-0.0015	0
	5.5	-1.8180	-1.2915	-0.8393	-0.4819	-0.2204	0.0626	0.1347	0.1111	0.0633	0.0237	0.0006	-0.0063	0
	6.0	-1.8333	-1.2609	-0.7787	-0.4102	-0.1532	0.0958	0.1329	0.0912	0.0420	0.0095	-0.0050	-0.0069	0
	7.0	-1.8571	-1.1948	-0.6597	-0.2800	-0.0431	0.1299	0.1093	0.0510	0.0117	-0.0035	-0.0059	-0.0033	0
	8.0	-1.8750	-1.1250	-0.5467	-0.1895	0.0363	0.1331	0.0760	0.0207	-0.0024	-0.0056	-0.0029	-0.0005	0
	9.0	-1.8889	-1.0537	-0.4420	-0.0791	0.0888	0.1180	0.0449	0.0032	-0.0058	-0.0034	-0.0007	0.0003	0
	10.0	-1.9000	-0.9823	-0.3467	-0.0077	0.1193	0.0944	0.0214	-0.0043	-0.0046	-0.0012	0.0001	0.0002	0
	12.0	-1.9167	-0.8423	-0.1858	0.0854	0.1333	0.0460	-0.0021	-0.0046	-0.0008	0.0002	0.0001	0	0
	14.0	-1.9286	-0.7096	-0.0635	0.1268	0.1120	0.0132	-0.0057	-0.0013	0.0002	0.0001	0	0	0
	16.0	-1.9375	-0.5864	0.0240	0.1334	0.0787	-0.0019	-0.0032	0.0001	0.0001	0	0	0	0
	18.0	-1.9444	-0.4737	0.0820	0.1197	0.0470	-0.0058	-0.0009	0.0002	0	0	0	0	0
	20.0	-1.9500	-0.3721	0.1160	0.0965	0.0227	-0.0047	0.0001	0.0001	0	0	0	0	0

G-X VALORES DEL COEFICIENTE COEF_x

Depósito lleno, libre en el borde superior y con
articulación fija en el borde inferior



$$W = -\frac{\gamma a^2}{E \delta} L \times (\text{Coef}_x) \quad N_p = \gamma a L \times (\text{Coef}_x)$$

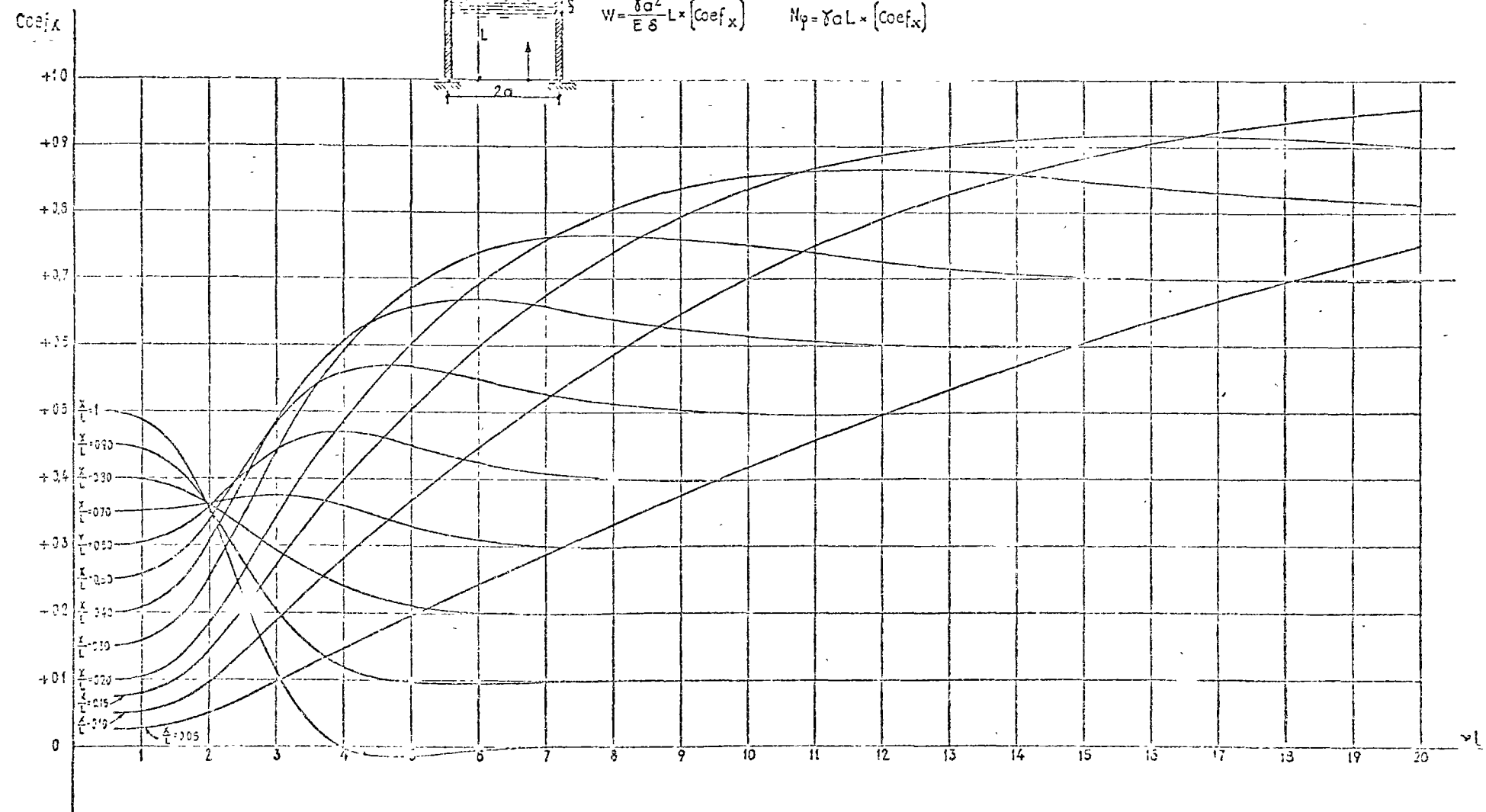
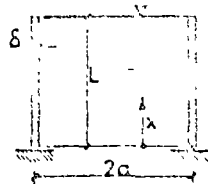


TABLA X.

DEPOSITO LLENO, LIBRE EN EL BORDE SUPERIOR Y CON
ARTICULACION FIJA EN EL BORDE INFERIOR



$$W = \frac{\gamma a^2}{E \delta} L_x [\text{Coef}_x] \quad N_y = \gamma a L_x [\text{Coef}_x]$$

VALORES DEL COEFICIENTE Coef_x

		VALORES DE x/L												
		0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
VALORES DE z/L	0.5	0	0.0252	0.0505	0.0757	0.1008	0.1511	0.2011	0.2509	0.3006	0.3501	0.3996	0.4490	0.4995
	0.3	0	0.0258	0.0515	0.0771	0.1027	0.1533	0.2034	0.2529	0.3019	0.3505	0.3988	0.4470	0.4952
	1.0	0	0.0269	0.0536	0.0802	0.1064	0.1580	0.2082	0.2569	0.3045	0.3511	0.3971	0.4427	0.4883
	1.2	0	0.0288	0.0574	0.0855	0.1131	0.1664	0.2167	0.2641	0.3091	0.3522	0.3940	0.4352	0.4762
	1.4	0	0.0318	0.0633	0.0940	0.1237	0.1795	0.2301	0.2755	0.3164	0.3539	0.3892	0.4234	0.4572
	1.6	0	0.0363	0.0718	0.1062	0.1339	0.1984	0.2492	0.2916	0.3267	0.3564	0.3824	0.4065	0.4301
	1.8	0	0.0421	0.0832	0.1224	0.1590	0.2233	0.2774	0.3127	0.3402	0.3594	0.3733	0.3843	0.3946
	2.0	0	0.0494	0.0973	0.1425	0.1840	0.2539	0.3052	0.3384	0.3565	0.3630	0.3621	0.3574	0.3516
	2.2	0	0.0579	0.1128	0.1658	0.2129	0.2892	0.3403	0.3675	0.3746	0.3667	0.3492	0.3269	0.3031
	2.4	0	0.0674	0.1320	0.1915	0.2445	0.3275	0.3760	0.3982	0.3934	0.3702	0.3353	0.2946	0.2521
	2.6	0	0.0774	0.1512	0.2186	0.2777	0.3669	0.4162	0.4288	0.4117	0.3730	0.3209	0.2623	0.2016
	2.8	0	0.0877	0.1709	0.2461	0.3111	0.4060	0.4532	0.4577	0.4263	0.3748	0.3067	0.2316	0.1543
	3.0	0	0.0980	0.1905	0.2733	0.3439	0.4435	0.4877	0.4837	0.4424	0.3754	0.2931	0.2037	0.1123
	3.2	0	0.1083	0.2038	0.2999	0.3755	0.4786	0.5189	0.5062	0.4536	0.3746	0.2804	0.1794	0.0765
	3.4	0	0.1184	0.2287	0.3256	0.4057	0.5110	0.5465	0.5247	0.4617	0.3724	0.2688	0.1589	0.0474
	3.6	0	0.1283	0.2472	0.3504	0.4344	0.5406	0.5703	0.5395	0.4670	0.3691	0.2582	0.1421	0.0248
	3.8	0	0.1381	0.2652	0.3743	0.4617	0.5676	0.5907	0.5508	0.4695	0.3647	0.2487	0.1288	0.0000
	4.0	0	0.1477	0.2829	0.3976	0.4877	0.5922	0.6079	0.5590	0.4698	0.3595	0.2402	0.1184	-0.0038
	4.2	0	0.1574	0.3003	0.4201	0.5125	0.6145	0.6222	0.5644	0.4682	0.3537	0.2327	0.1105	-0.0114
	4.4	0	0.1669	0.3175	0.4420	0.5362	0.6347	0.6340	0.567	0.4652	0.3476	0.2261	0.1048	-0.0150
4.6	0	0.1764	0.3345	0.4634	0.5589	0.6531	0.6436	0.5688	0.4611	0.3414	0.2203	0.1008	-0.0177	
4.8	0	0.1859	0.3512	0.4842	0.5806	0.6697	0.6512	0.5685	0.4562	0.3353	0.2153	0.0980	-0.0176	
5.0	0	0.1954	0.3677	0.5044	0.6014	0.6846	0.6571	0.5671	0.4509	0.3295	0.2110	0.0963	-0.0167	
5.5	0	0.2190	0.4081	0.5526	0.6490	0.7153	0.6655	0.5597	0.4372	0.3168	0.2033	0.0949	-0.0115	
6.0	0	0.2423	0.4470	0.5973	0.6909	0.7376	0.6670	0.5493	0.4248	0.3076	0.1991	0.0956	-0.0061	
7.0	0	0.2880	0.5202	0.6759	0.7581	0.7618	0.6573	0.5263	0.4073	0.2985	0.1970	0.0982	-0.0002	
8.0	0	0.3326	0.5870	0.7409	0.8059	0.7669	0.6407	0.5120	0.3993	0.2971	0.1965	0.0997	0.0008	
9.0	0	0.3759	0.6473	0.7932	0.8376	0.7600	0.6245	0.5023	0.3971	0.2981	0.1995	0.1001	0.0003	
10.0	0	0.4177	0.7012	0.8342	0.8563	0.7493	0.6120	0.4981	0.3976	0.2993	0.2001	0.1001	0	
12.0	0	0.4970	0.7909	0.8876	0.8669	0.7245	0.5993	0.4976	0.3995	0.3001	0.2001	0.1000	0	
14.0	0	0.5702	0.8581	0.9118	0.8573	0.7074	0.5971	0.4993	0.4001	0.3001	0.2000	0.1000	0	
16.0	0	0.6369	0.9059	0.9169	0.8407	0.6993	0.5984	0.5000	0.4001	0.3000	0.2000	0.1000	0	
18.0	0	0.6973	0.9376	0.9108	0.8245	0.6971	0.5995	0.5001	0.4000	0.3000	0.2000	0.1000	0	
20.0	0	0.7512	0.9563	0.8993	0.8120	0.6976	0.6000	0.5000	0.4000	0.3000	0.2000	0.1000	0	

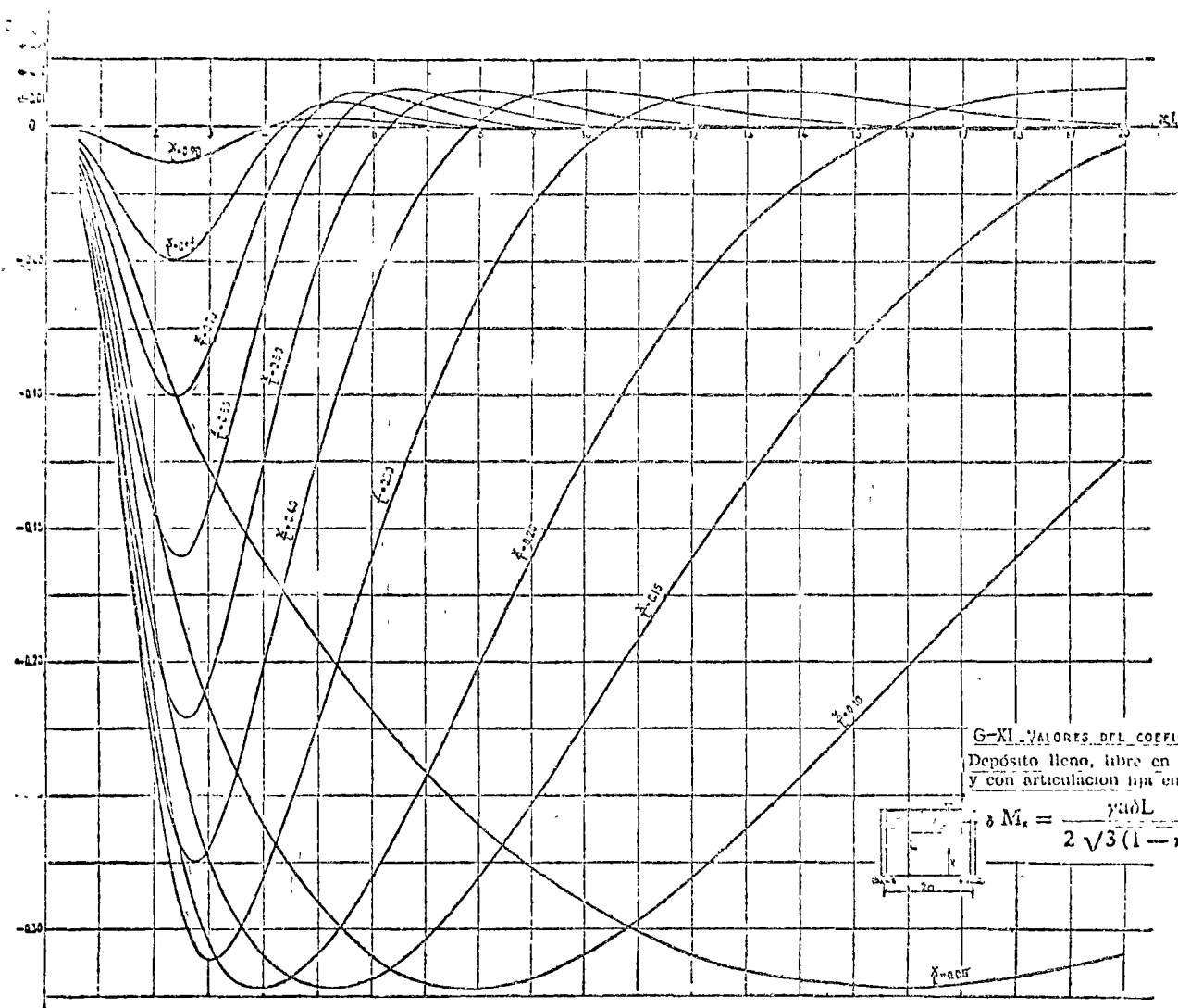
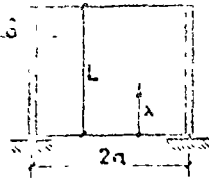


TABLA XI.

DEPOSITO LLENO, LIBRE EN EL BORDE SUPERIOR Y CON
ARTICULACION FIJA EN EL BORDE INFERIOR



$$M_x = \frac{\gamma a^3 L}{2\sqrt{3}(1-\nu^2)} \times [\text{Coef } x_i]$$

VALORES DEL COEFICIENTE Coef x_i

		VALORES DE X/L												
		0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
VALORES DE 2x/L	0.5	0	-0.0091	-0.0146	-0.0195	-0.0230	-0.0264	-0.0299	-0.0224	-0.0172	-0.0113	-0.0057	-0.0016	0
	0.8	0	-0.0144	-0.0253	-0.0345	-0.0407	-0.0467	-0.0458	-0.0397	-0.0305	-0.0200	-0.0101	-0.0029	0
	1.0	0	-0.0223	-0.0400	-0.0535	-0.0632	-0.0724	-0.0703	-0.0514	-0.0471	-0.0303	-0.0157	-0.0044	0
	1.2	0	-0.0313	-0.0570	-0.0761	-0.0897	-0.1026	-0.1002	-0.0867	-0.0664	-0.0434	-0.0220	-0.0062	0
	1.4	0	-0.0425	-0.0761	-0.1014	-0.1194	-0.1361	-0.1325	-0.1143	-0.0873	-0.0570	-0.0288	-0.0081	0
	1.6	0	-0.0542	-0.0937	-0.1265	-0.1509	-0.1712	-0.1659	-0.1425	-0.1084	-0.0706	-0.0356	-0.0100	0
	1.8	0	-0.0662	-0.1178	-0.1560	-0.1825	-0.2057	-0.1980	-0.1690	-0.1279	-0.0800	-0.0416	-0.0116	0
	2.0	0	-0.0782	-0.1385	-0.1826	-0.2126	-0.2374	-0.2264	-0.1916	-0.1439	-0.0925	-0.0462	-0.0128	0
	2.2	0	-0.0908	-0.1579	-0.2071	-0.2397	-0.2643	-0.2491	-0.2084	-0.1548	-0.0987	-0.0488	-0.0134	0
	2.4	0	-0.1005	-0.1756	-0.2286	-0.2626	-0.2853	-0.2647	-0.2163	-0.1599	-0.1006	-0.0492	-0.0134	0
	2.6	0	-0.1104	-0.1913	-0.2469	-0.2811	-0.2990	-0.2730	-0.2210	-0.1590	-0.0983	-0.0474	-0.0127	0
	2.8	0	-0.1194	-0.2050	-0.2619	-0.2952	-0.3082	-0.2744	-0.2171	-0.1527	-0.0924	-0.0436	-0.0115	0
	3.0	0	-0.1276	-0.2169	-0.2742	-0.3055	-0.3113	-0.2699	-0.2077	-0.1420	-0.0835	-0.0383	-0.0099	0
	3.2	0	-0.1353	-0.2274	-0.2842	-0.3128	-0.3101	-0.2609	-0.1943	-0.1262	-0.0726	-0.0321	-0.0079	0
	3.4	0	-0.1425	-0.2369	-0.2924	-0.3175	-0.3056	-0.2486	-0.1781	-0.1125	-0.0600	-0.0255	-0.0059	0
	3.6	0	-0.1494	-0.2455	-0.2991	-0.3204	-0.2987	-0.2341	-0.1604	-0.0961	-0.0487	-0.0188	-0.0040	0
	3.8	0	-0.1560	-0.2534	-0.3048	-0.3217	-0.2901	-0.2183	-0.1422	-0.0799	-0.0370	-0.0126	-0.0022	0
	4.0	0	-0.1625	-0.2607	-0.3095	-0.3218	-0.2803	-0.2018	-0.1242	-0.0644	-0.0263	-0.0070	-0.0006	0
	4.2	0	-0.1688	-0.2676	-0.3134	-0.3210	-0.2696	-0.1953	-0.1069	-0.0500	-0.0168	-0.0023	0.0007	0
	4.4	0	-0.1750	-0.2740	-0.3165	-0.3192	-0.2583	-0.1689	-0.0906	-0.0372	-0.0087	0.0016	0.0017	0
4.6	0	-0.1810	-0.2800	-0.3189	-0.3166	-0.2465	-0.1529	-0.0755	-0.0260	-0.0020	0.0045	0.0025	0	
4.8	0	-0.1869	-0.2855	-0.3207	-0.3133	-0.2345	-0.1375	-0.0618	-0.0165	0.0033	0.0067	0.0029	0	
5.0	0	-0.1926	-0.2906	-0.3218	-0.3093	-0.2222	-0.1228	-0.0494	-0.0085	0.0072	0.0080	0.0031	0	
5.5	0	-0.2062	-0.3015	-0.3218	-0.2965	-0.1913	-0.0894	-0.0244	0.0052	0.0122	0.0087	0.0029	0	
6.0	0	-0.2189	-0.3099	-0.3185	-0.2807	-0.1609	-0.0712	-0.0070	0.0119	0.0125	0.0071	0.0020	0	
7.0	0	-0.2416	-0.3199	-0.3035	-0.2430	-0.1057	-0.0204	0.0106	0.0130	0.0073	0.0025	0.0004	0	
8.0	0	-0.2610	-0.3223	-0.2807	-0.2018	-0.0613	0.0024	0.0138	0.0082	0.0024	-0.0001	-0.0003	0	
9.0	0	-0.2773	-0.3185	-0.2529	-0.1610	-0.0287	0.0121	0.0109	0.0035	0	-0.0006	-0.0002	0	
10.0	0	-0.2908	-0.3093	-0.2226	-0.1231	-0.0070	0.0139	0.0055	0.0007	-0.0006	-0.0003	-0.0001	0	
12.0	0	-0.3099	-0.2807	-0.1610	-0.0612	0.0121	0.0082	0.0007	-0.0006	-0.0002	0	0	0	
14.0	0	-0.3199	-0.2430	-0.1057	-0.0204	0.0131	0.0023	-0.0006	-0.0002	0	0	0	0	
16.0	0	-0.3223	-0.2018	-0.0613	0.0024	0.0082	-0.0002	-0.0003	0	0	0	0	0	
18.0	0	-0.3185	-0.1610	-0.0287	0.0121	0.0035	-0.0006	-0.0001	0	0	0	0	0	
20.0	0	-0.3095	-0.1231	-0.0070	0.0139	0.0007	-0.0003	0	0	0	0	0	0	

TABLA XII.

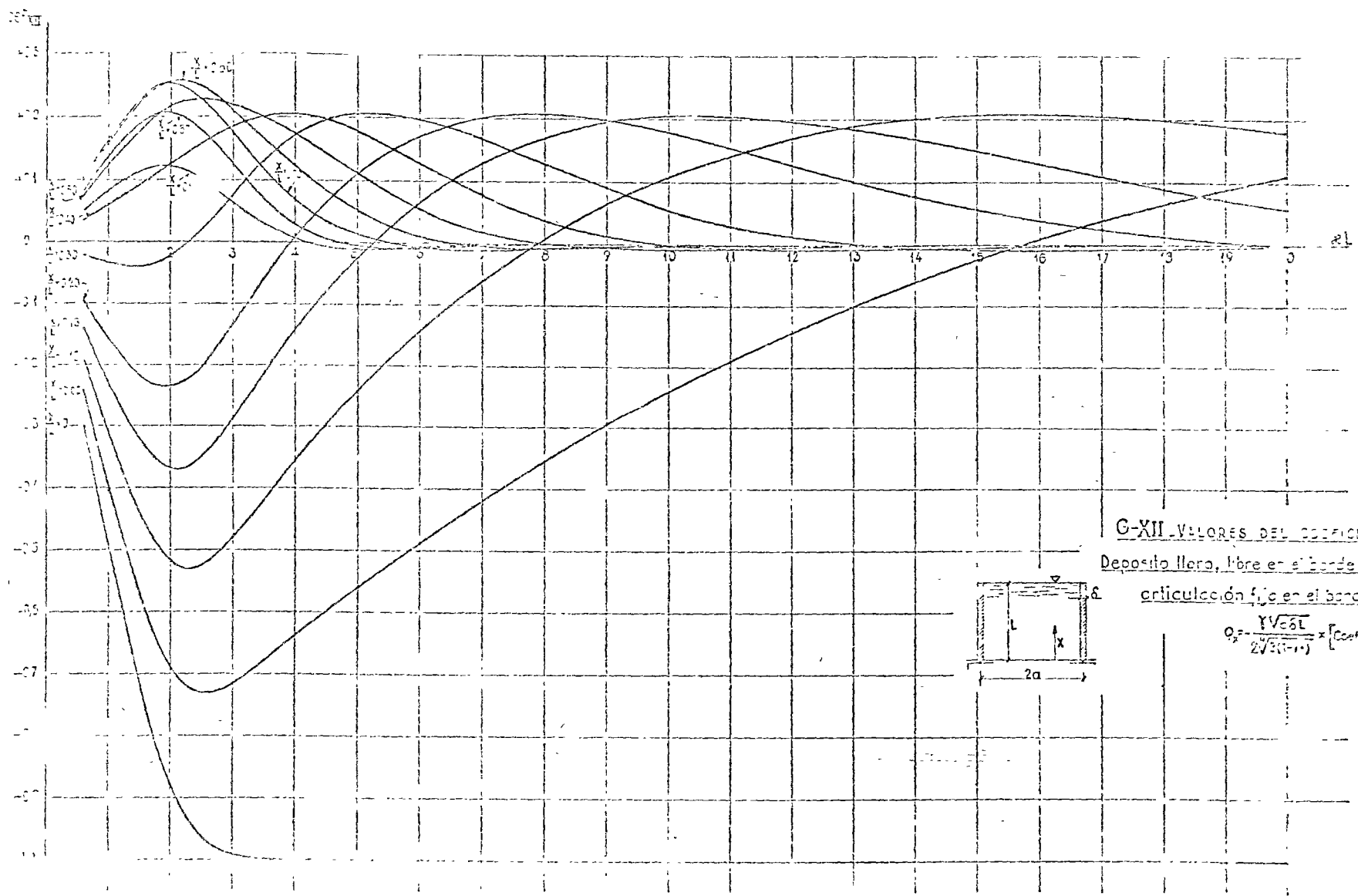
DEPOSITO LLENO, LIBRE EN EL BORDE SUPERIOR Y CON
ARTICULACION FIJA EN EL BORDE INFERIOR



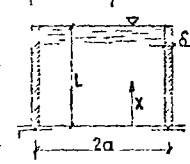
$$Q_x = -\frac{\gamma \sqrt{a b L}}{2\sqrt{3(1-\nu^2)}} \times [\text{Coef}_{x,1}]$$

VALORES DEL COEFICIENTE $\text{Coef}_{x,1}$

		VALORES DE X/L												
		0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
VALORES DE 2a/L	0.6	-0.2986	-0.2413	-0.1887	-0.1399	-0.0957	-0.0209	0.0360	0.0749	0.0959	0.0988	0.0359	0.0500	0
	0.8	-0.3955	-0.3215	-0.2306	-0.1657	-0.1269	-0.0274	0.0481	0.0996	0.1272	0.1310	0.1110	0.0674	0
	1.0	-0.4553	-0.3992	-0.3107	-0.2293	-0.1567	-0.0332	0.0602	0.1236	0.1575	0.1691	0.1371	0.0831	0
	1.2	-0.5385	-0.4733	-0.3674	-0.2710	-0.1839	-0.0375	0.0724	0.1467	0.1853	0.1905	0.1609	0.0974	0
	1.4	-0.6759	-0.5416	-0.4103	-0.3073	-0.2071	-0.0396	0.0849	0.1680	0.2111	0.2151	0.1811	0.1093	0
	1.6	-0.7549	-0.6016	-0.4625	-0.3367	-0.2243	-0.0385	0.0976	0.1869	0.2316	0.2344	0.1961	0.1179	0
	1.8	-0.8232	-0.6515	-0.4963	-0.3573	-0.2342	-0.0334	0.1107	0.2026	0.2468	0.2466	0.2046	0.1222	0
	2.0	-0.8791	-0.6890	-0.5187	-0.3677	-0.2355	-0.0236	0.1239	0.2146	0.2552	0.2510	0.2058	0.1218	0
	2.2	-0.9221	-0.7140	-0.5294	-0.3679	-0.2200	-0.0034	0.1372	0.2227	0.2569	0.2473	0.1995	0.1166	0
	2.4	-0.9530	-0.7271	-0.5291	-0.3581	-0.2125	0.0089	0.1503	0.2269	0.2521	0.2362	0.1865	0.1072	0
	2.6	-0.9737	-0.7303	-0.5196	-0.3403	-0.1905	0.0301	0.1623	0.2277	0.2420	0.2193	0.1604	0.0946	0
	2.8	-0.9864	-0.7257	-0.5031	-0.3166	-0.1639	0.0531	0.1743	0.2255	0.2280	0.1983	0.1470	0.0801	0
	3.0	-0.9935	-0.7158	-0.4817	-0.2891	-0.1345	0.0765	0.1845	0.2209	0.2115	0.1752	0.1241	0.0648	0
	3.2	-0.9970	-0.7025	-0.4576	-0.2595	-0.1040	0.0993	0.1929	0.2144	0.1935	0.1514	0.1013	0.0499	0
	3.4	-0.9986	-0.6873	-0.4321	-0.2293	-0.0736	0.1206	0.1994	0.2064	0.1751	0.1283	0.0798	0.0362	0
	3.6	-0.9991	-0.6714	-0.4063	-0.1994	-0.0443	0.1398	0.2037	0.1971	0.1568	0.1067	0.0604	0.0241	0
	3.8	-0.9992	-0.6551	-0.3807	-0.1704	-0.0165	0.1567	0.2059	0.1868	0.1391	0.0870	0.0435	0.0140	0
	4.0	-0.9992	-0.6390	-0.3557	-0.1426	0.0095	0.1710	0.2058	0.1757	0.1222	0.0695	0.0293	0.0058	0
	4.2	-0.9993	-0.6231	-0.3314	-0.1161	0.0336	0.1828	0.2039	0.1638	0.1062	0.0543	0.0178	-0.0004	0
	4.4	-0.9993	-0.6074	-0.3078	-0.0910	0.0557	0.1921	0.1996	0.1515	0.0913	0.0411	0.0036	-0.0049	0
	4.6	-0.9994	-0.5919	-0.2849	-0.0671	0.0759	0.1991	0.1941	0.1388	0.0775	0.0300	0.0017	-0.0078	0
	4.8	-0.9996	-0.5767	-0.2627	-0.0446	0.0943	0.2039	0.1871	0.1260	0.0648	0.0207	-0.0033	-0.0095	0
	5.0	-0.9997	-0.5616	-0.2412	-0.0234	0.1110	0.2068	0.1788	0.1133	0.0532	0.0131	-0.0066	-0.0103	0
	5.5	-0.9999	-0.5247	-0.1902	0.0247	0.1458	0.2067	0.1546	0.0829	0.0292	0	-0.0105	-0.0092	0
	6.0	-1.0000	-0.4888	-0.1430	0.0558	0.1716	0.1955	0.1282	0.0561	0.0119	-0.0065	-0.0098	-0.0053	0
	7.0	-1.0000	-0.4203	-0.0599	0.1294	0.2011	0.1675	0.0777	0.0177	-0.0057	-0.0086	-0.0049	-0.0014	0
	8.0	-1.0000	-0.3564	0.0093	0.1716	0.2077	0.1282	0.0383	-0.0019	-0.0059	-0.0051	-0.0012	0.0004	0
	9.0	-1.0000	-0.2969	0.0557	0.1962	0.1935	0.0895	0.0124	-0.0085	-0.0064	-0.0016	0.0002	0.0004	0
	10.0	-1.0000	-0.2415	0.1106	0.2068	0.1794	0.0563	-0.0019	-0.0064	-0.0031	-0.0001	0.0004	0.0001	0
	12.0	-1.0000	-0.1431	0.1716	0.1935	0.1202	0.0124	-0.0089	-0.0031	0.0001	0.0003	0.0001	0	0
	14.0	-1.0000	-0.0599	0.2011	0.1675	0.0177	-0.0057	-0.0052	-0.0001	0.0003	0	0	0	0
	16.0	-1.0000	0.0093	0.2077	0.1282	0.0393	-0.0089	-0.0015	0.0004	0.0001	0	0	0	0
	18.0	-1.0000	0.0557	0.1985	0.0995	0.0124	-0.0064	0.0001	0.0002	0	0	0	0	0
	20.0	-1.0000	0.1106	0.1794	0.0563	-0.0019	-0.0031	0.0004	0	0	0	0	0	0



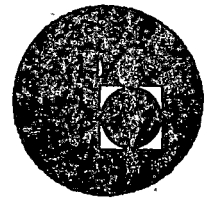
G-XII VALORES DEL COEFICIENTE $C_{p,x}$
 Depósito lleno, libre en el borde superior y con
 articulación fija en el borde inferior



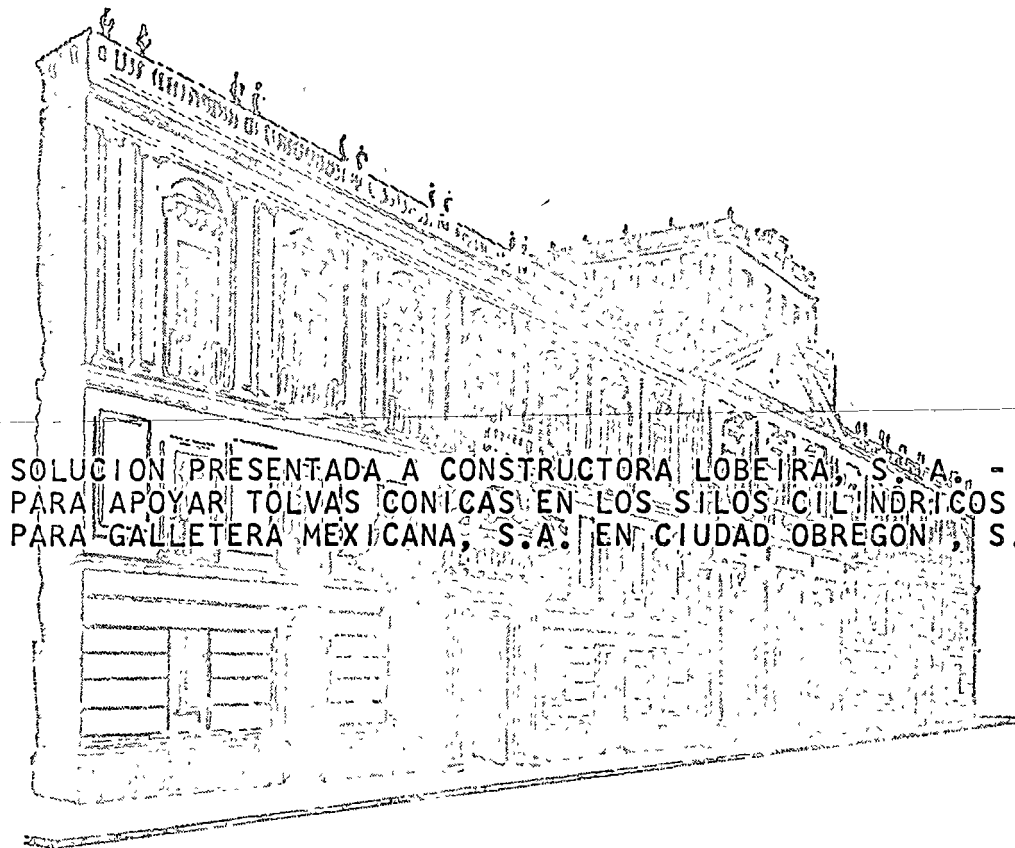
$$C_p = \frac{\gamma V c_0 L}{2\sqrt{3}(1-\nu)} \times [C_{p,x}]$$



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES



BALLESTEROS, S.A.

NOVIEMBRE DE 1976.

CONFIDENTIAL
This document contains information
which is exempt from public release
under the provisions of the Freedom of Information Act, 5 U.S.C. 552.

CONFIDENTIAL



BALLESTEROS, S.A.

SOLUCION PRESENTADA A CONSTRUCTORA LOBEIRA, S.A.-
PARA APOYAR TOLVAS CONICAS EN LOS SILOS CILINDRICOS PARA
GALLETERA MEXICANA, S.A., EN CIUDAD OBREGON, SONORA.

PRESENTADA POR

BALLESTEROS, S.A.

31 DE MARZO DE 1971, HERMOSILLO, SONORA.

I.- ANTECEDENTES

CONSTRUCTORA LOBEIRA, S.A. representada por su director técnico Ing. José G. Martínez solicitó a BALLESTEROS, S.A., representada por el Dr. Ing. Porfirio Ballesteros, reportar y presentar solución para los apoyos interiores de las tolvas cónicas de una batería de silos cilíndricos que se construyen en Ciudad Obregón, Son. para GALLETERA MEXICANA, S.A.

II.- TRABAJOS DE CAMPO

Se efectuaron inspecciones de la estructura en estudio y se tomaron diversas fotografías que se muestran en ANEXO I.

III.- COMENTARIOS

a) El refuerzo de apoyo perimetral de las tolvas cónicas sobre silos (Anexo II, página 56) NO FUE DEJADO DURANTE EL COLADO de los cilindros.

b) Las tolvas cónicas apoyadas en las aberturas improvisadas que se muestran en ANEXO I no presentan una seguridad adecuada del apoyo perimetral.

c) El refuerzo vertical y horizontal de $\frac{1}{2}$ " fué cortado pretendiéndose apoyar en ellos las tolvas cónicas, LO ANTERIOR NO DEBE HACERSE (ANEXO I).

d) En las aberturas mostradas en Anexo I, se observa cierta deficiencia en la existencia del refuerzo horizontal de $\frac{1}{2}$ ", éste debería estar espaciado en esa zona cada 20 cms.

e) EXISTE DUDA RESPECTO A LA COLOCACION CORRECTA DEL ACERO DE REFUERZO EN EL RESTO DE LA ESTRUCTURA.

IV.- SOLUCION PROPUESTA

Se proponen las columnas indicadas en ANEXO III página 72, apoyadas en pilotes y trabes circulares de liga ya existentes, con conectores adicionales simétricos y no simétricos (ANEXO III). CADA CONECTOR DE PULGADA, DEBERA SUBSTITUIR A CUATRO VARILLAS DE MEDIA PULGADA, como se indica en ANEXO II página 55 y 72

BALLESTEROS, S. A.

V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

a) Al terminar cada perforación de 5 cms. de diámetro en los silos cilíndricos, deberán colocarse los conectoros correspondientes, e inyectar el mortero fluido a presión como se indica en ANEXO III, con el objeto de eliminar concentraciones de esfuerzo.

b) Las columnas adicionales, deberán atezarse del mismo silo cilíndrico como se indica en ANEXO III, y su separación máxima de atezamiento no deberá exceder de tres metros.

Consideramos que siguiendo las recomendaciones y soluciones presentadas, la estructura se comportará dentro de los márgenes usuales de seguridad.

31 de Marzo de 1971., Hermosillo, Sonora Mex.

A T E N T A M E N T E

BALLESTEROS, S. A.
Dr. Ing. Porfirio Ballesteros.

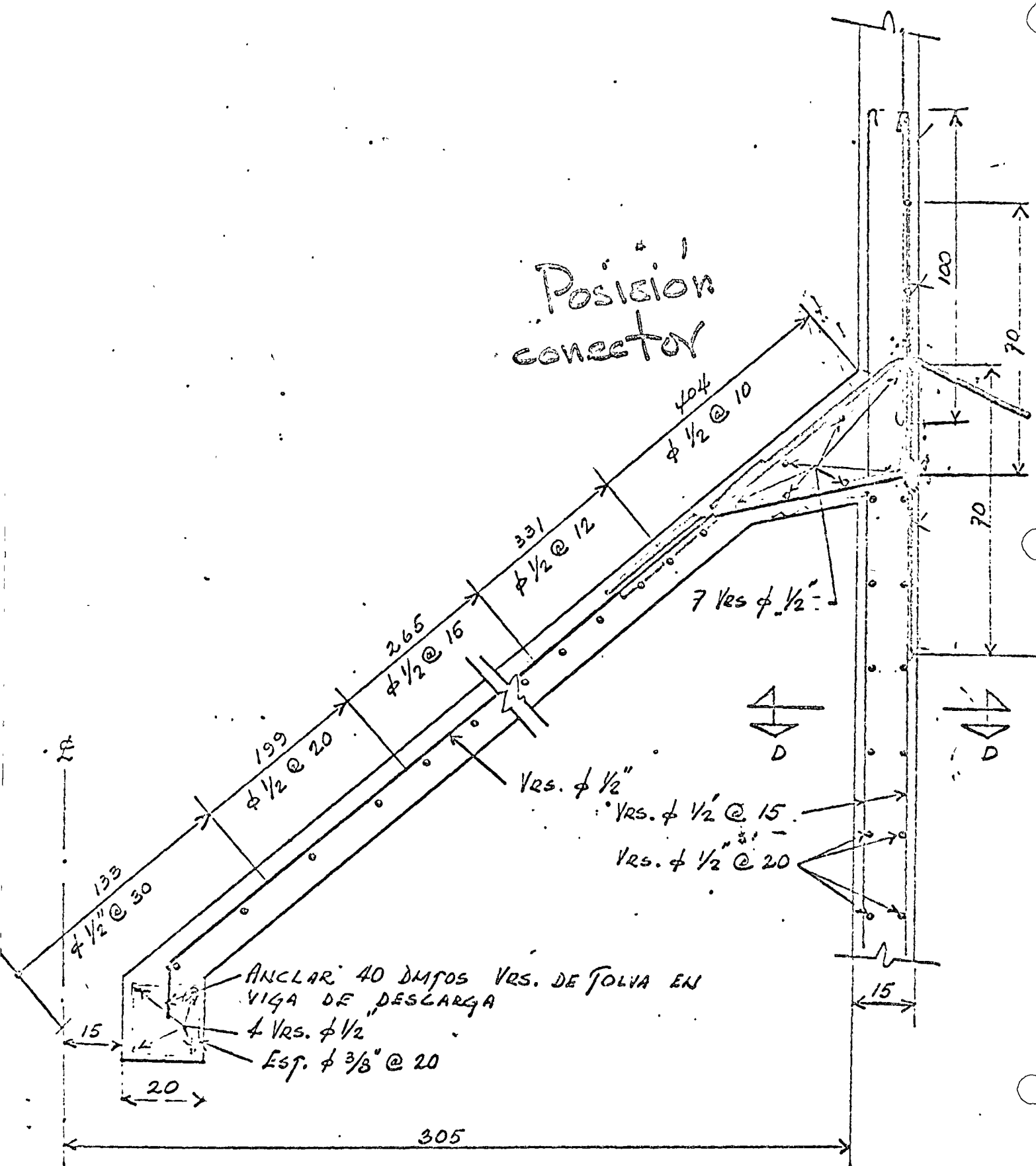
ANEXO I

REPORTE FOTOGRAFICO

BALLESTEROS, S.A.

ANEXO II

DETALLE ACERO DE REFUERZO EN TOLVA CONICA



DETALLE TOLVA EN SILO CIRCULAR

BALLESTEROS, S.A.

ANEXO III

SOLUCION PROPUESTA

estribos $\frac{3}{16}$ " @ 150

150

150

Unión con
Tolva

$4 \phi \frac{3}{4}$ ", amarres $\frac{1}{4}$ " @ 20 cm

35

33.5

estribos $\frac{3}{16}$ " @ 15

$\frac{1}{4}$ " @ 20 cm

Const.
existente

traslapar 50 ϕ

dala circular de liga

$4 \phi \frac{1}{2}$ " estribos $\frac{1}{4}$ " @ 20
de 25 x 30 cm

100

TRABE
LIGA

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

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

Pilote $D = 92$ cm

40
92

Const.
existente

$$\phi \frac{1}{2}'' , f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Separación
máxima 3.00 m

4 $\phi \frac{3}{4}''$
Al. $\frac{1}{4}'' @ 20$

33.5

35

NOTA: El radio
mínimo de dobles
deberá ser de
5 veces el diámetro
de la varilla

Conector
Simétrico

150 cm

Perforación de 5 cm

llenar con mortero 1:1
a presión

5 cm

d = 1"

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

Conector no

Simétrico

150 cm

Placa 6" x 6" x 1"

Soldadura

Perforación de 5 cm

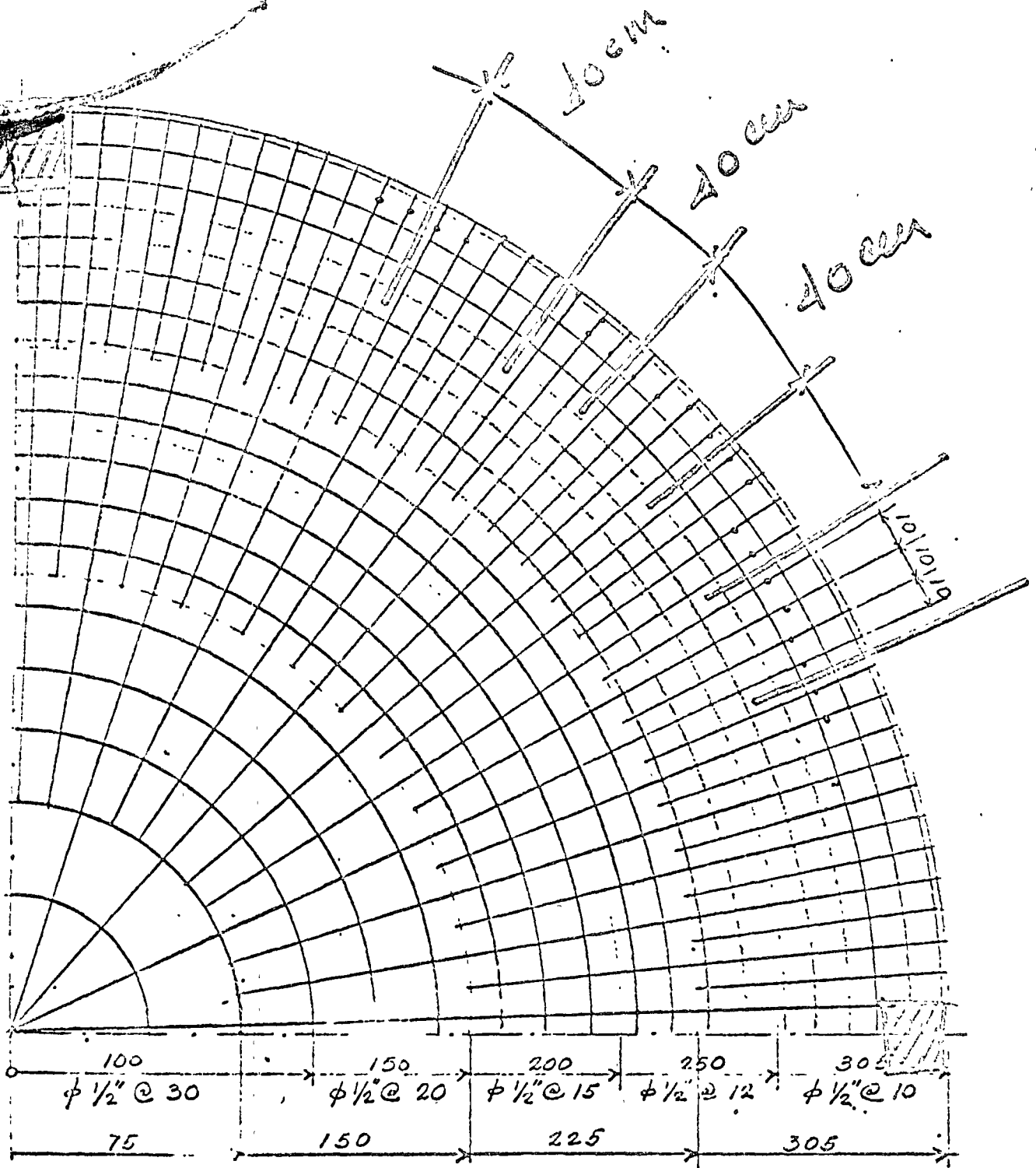
llenar con mortero
1:1 a presión

d = 1"

CADA conector substituye 4 varillas

de $\frac{1}{2}''$. Su separación es de 3.00 m

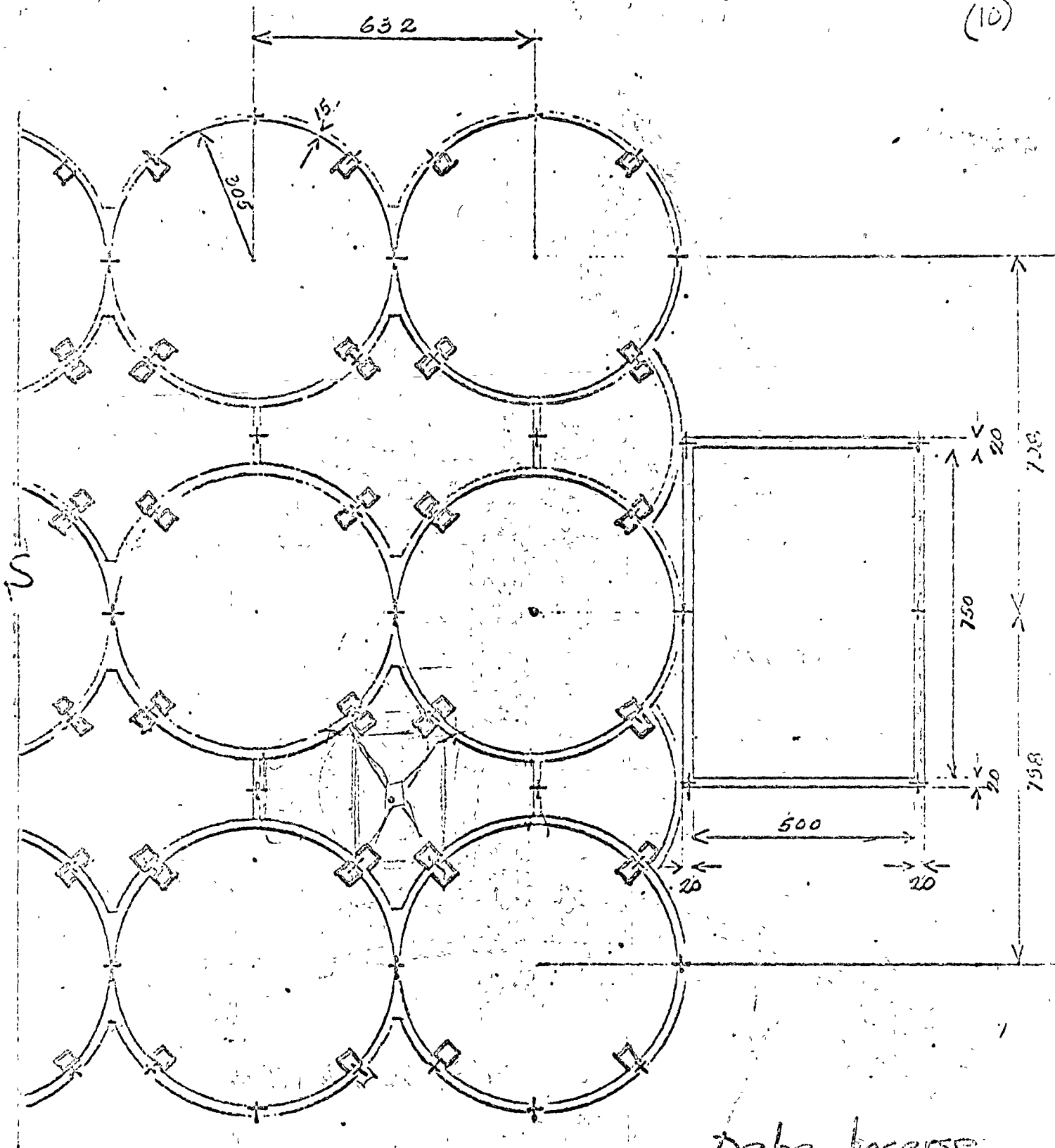
(a)



DETALLE DE REFUERZO EN TOLVA

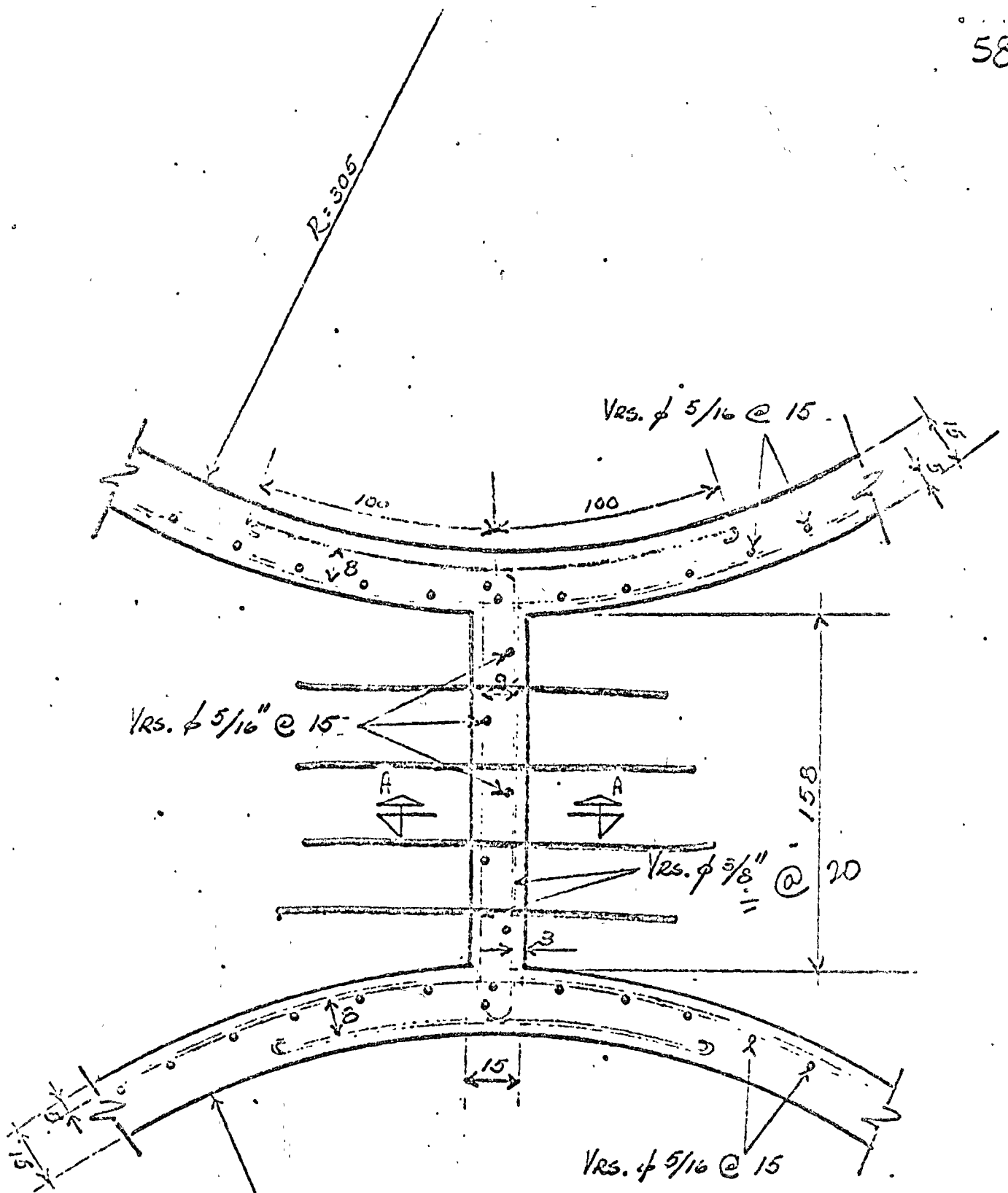
Posición de Columnas y conectores
Poner solo 6 conectores entre columna
y columna

(10)



Debe hacerse
coincidir columna con
pilote.
PLANTA

DISTRIBUCION DE PILOTES
Posición de columnas adicionales.

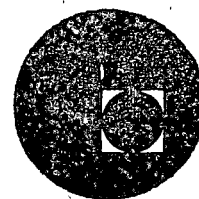


Poner 4
conectores en Intersilo (simétricos)

SECCION INTERSILO

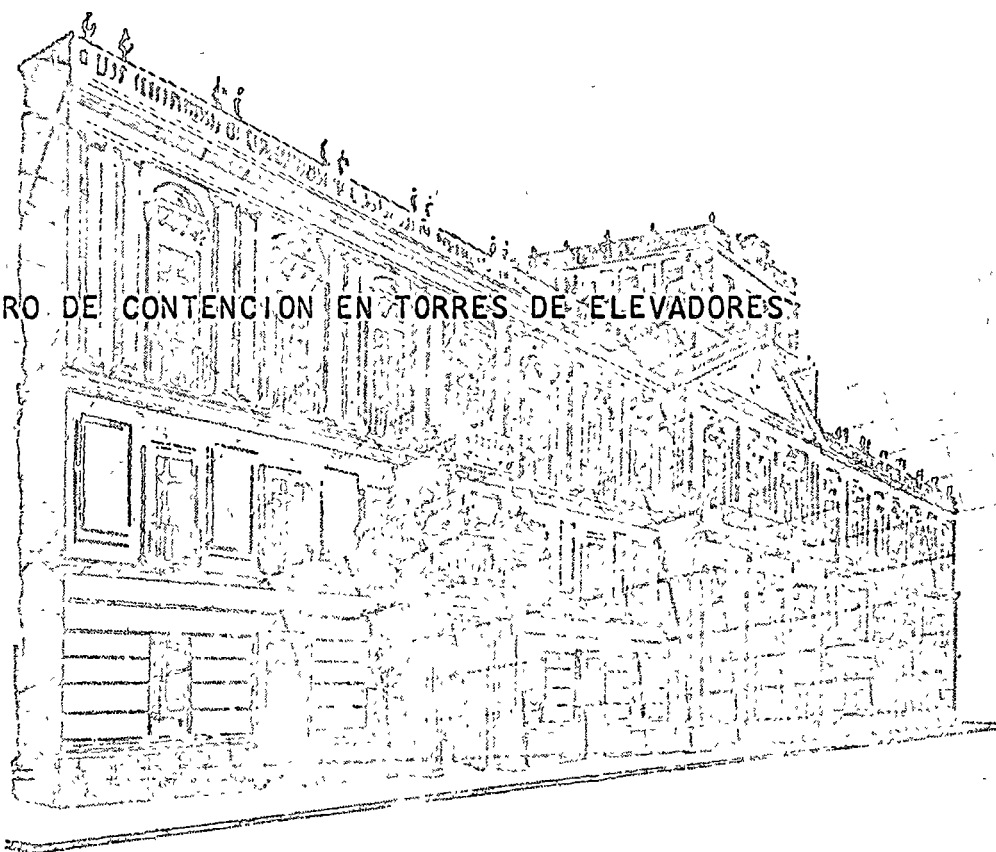


centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES

MURO DE CONTENCIÓN EN TORRES DE ELEVADORES



BALLESTEROS, S.A.

NOVIEMBRE DE 1976.

10-11-1971 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM

10-11-1971 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM

10-11-1971 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM

10-11-1971 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM 10:00 AM

CONSTRUCTORA

LOBEIRA

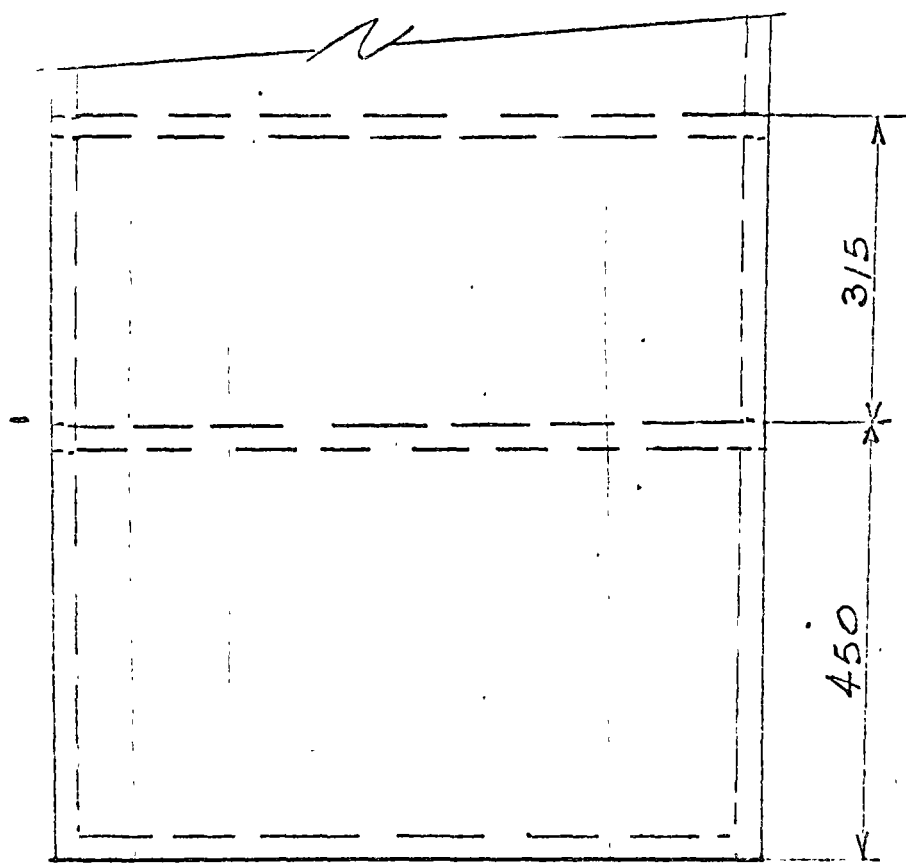
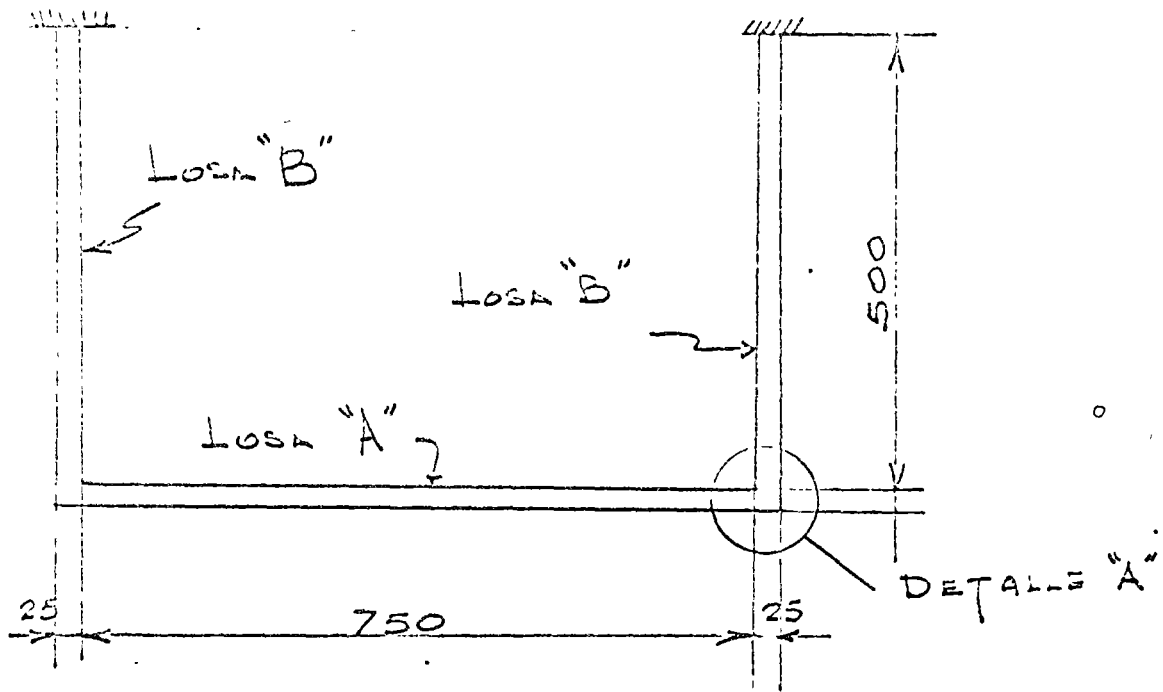
S.A.

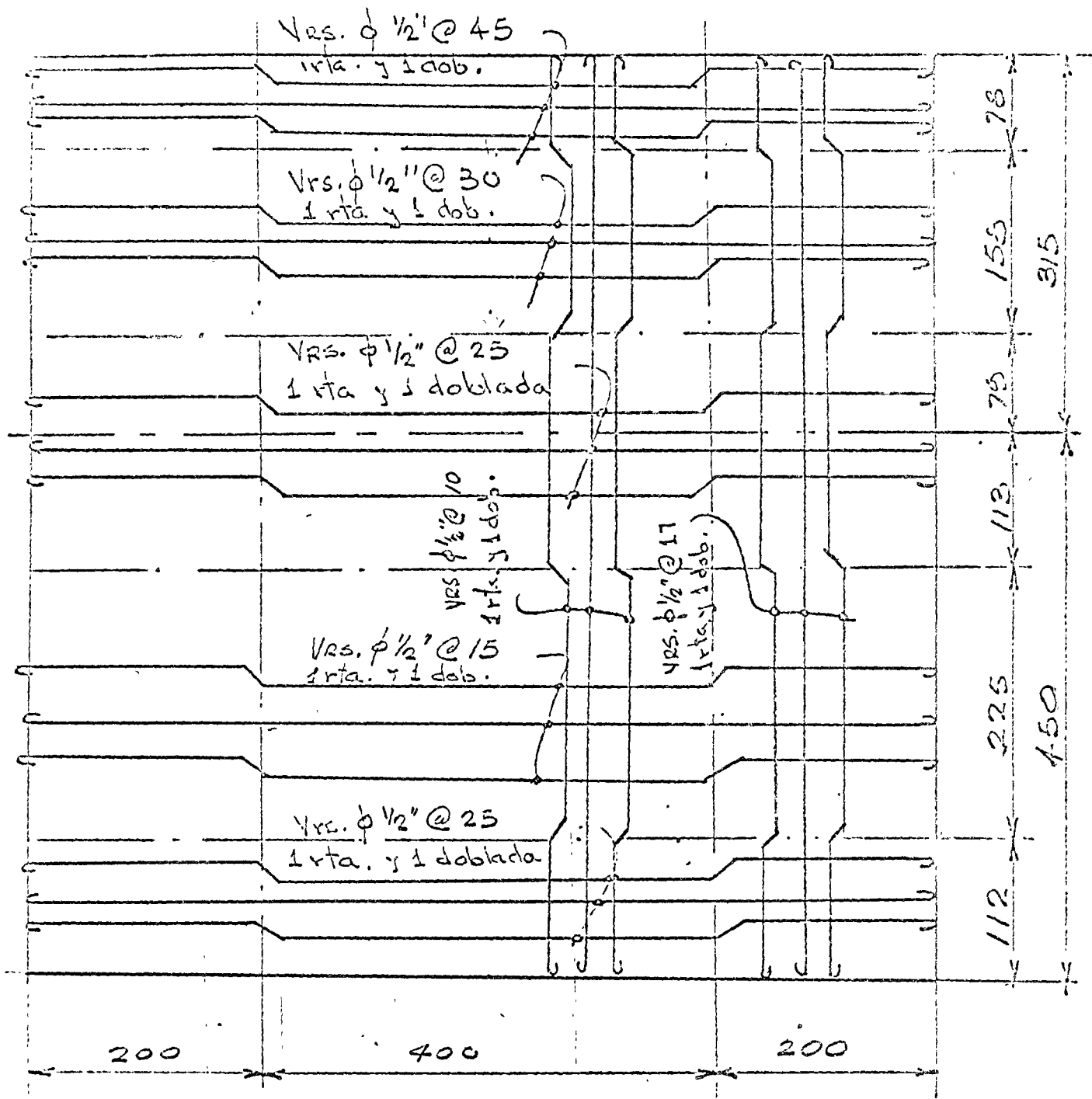
MURO DE CONTENCION

EN TORRE DE ELEVADORES

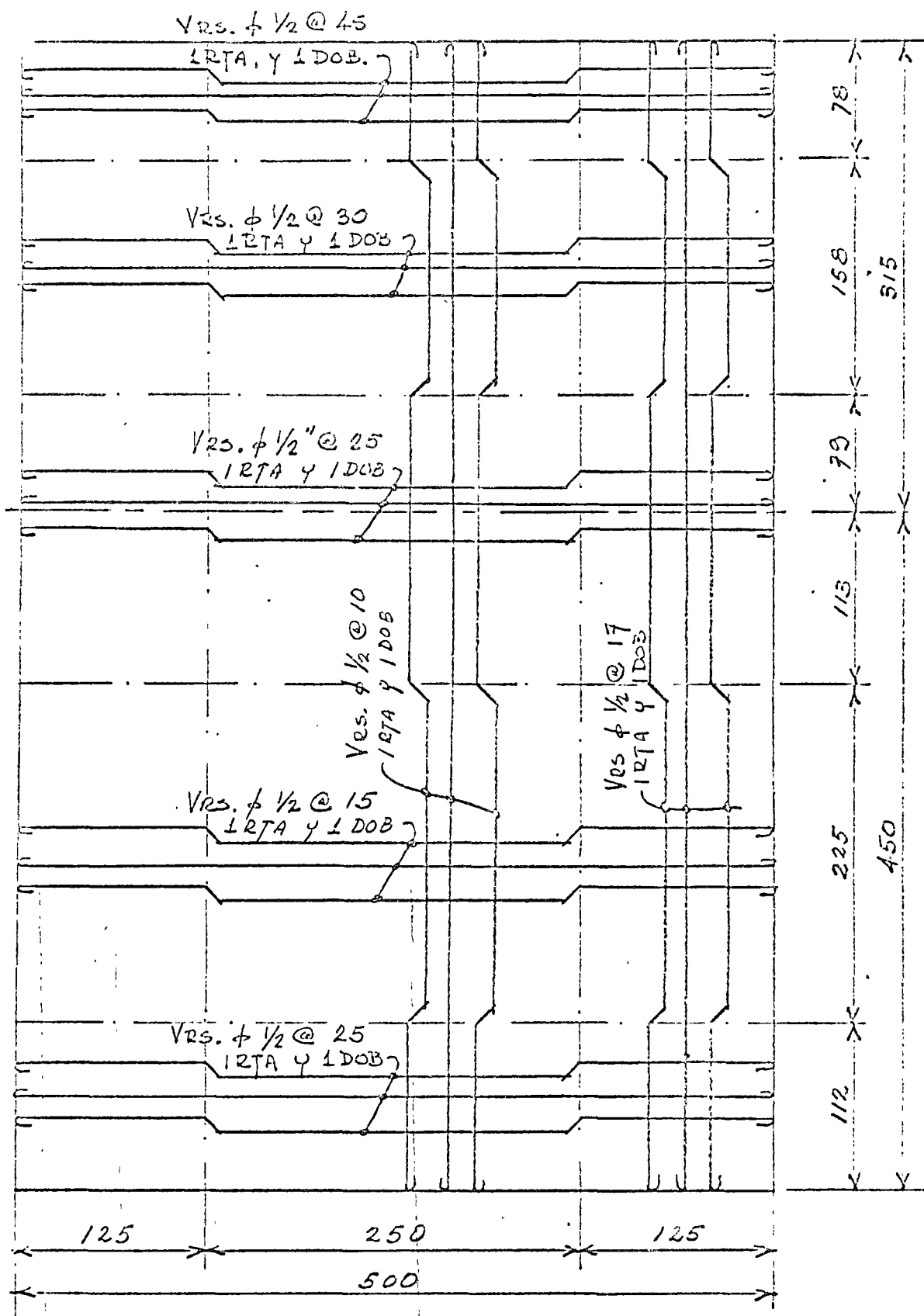
BALLESTEROS, S.A.
P. Balasteros

FEBRERO - 1965.

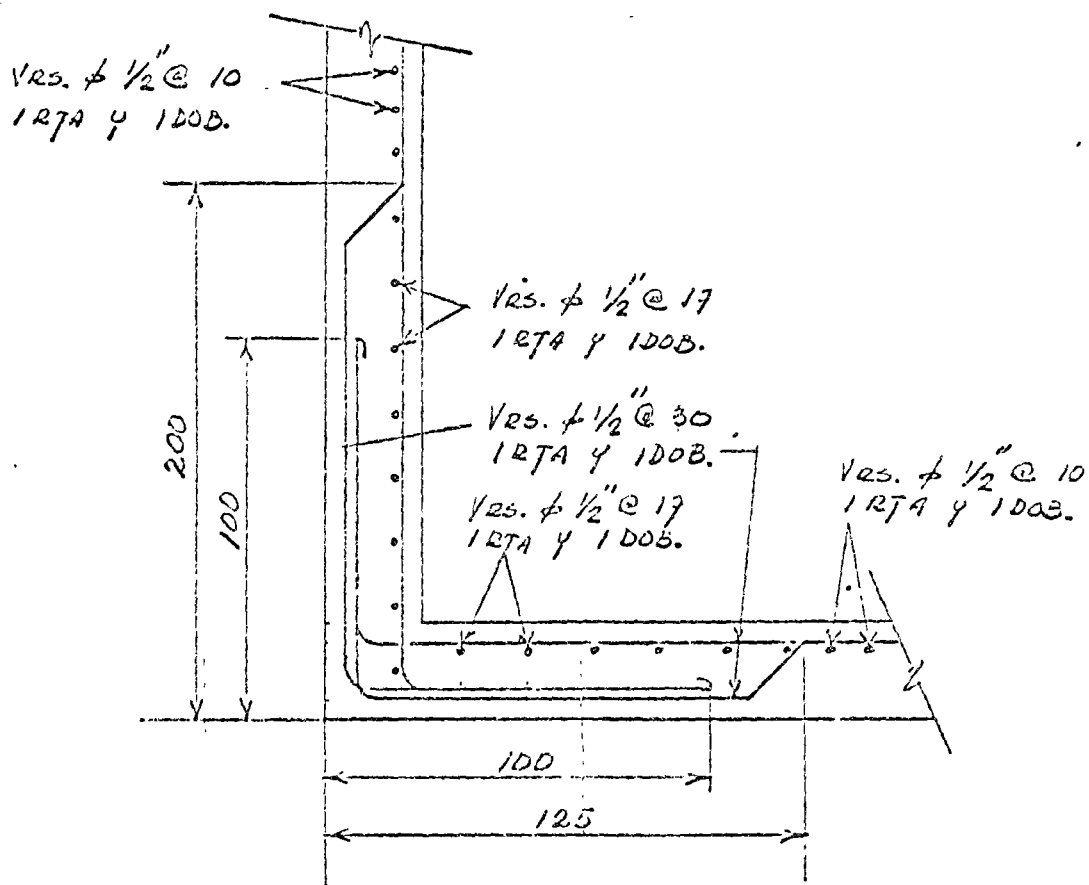
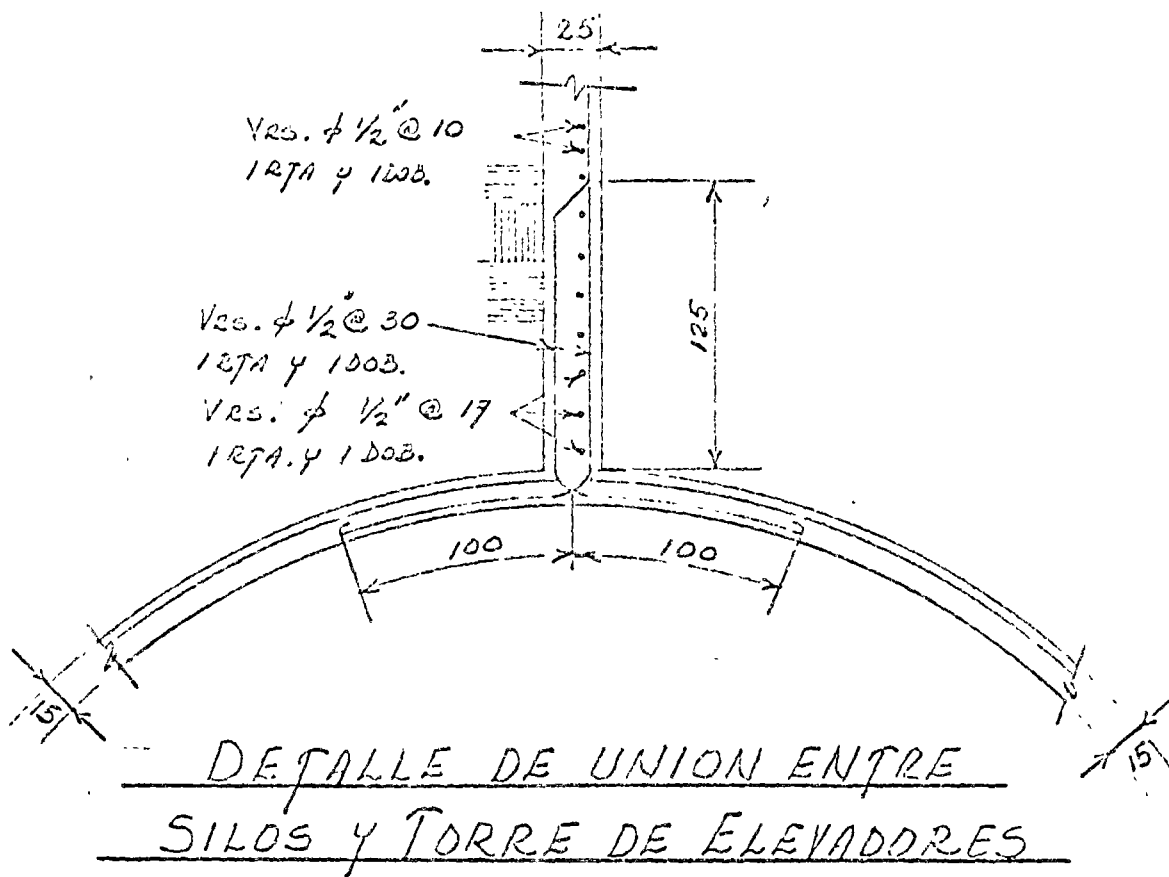




ARMADO EN LOSA "A"



ARMADO EN LOSA "B"

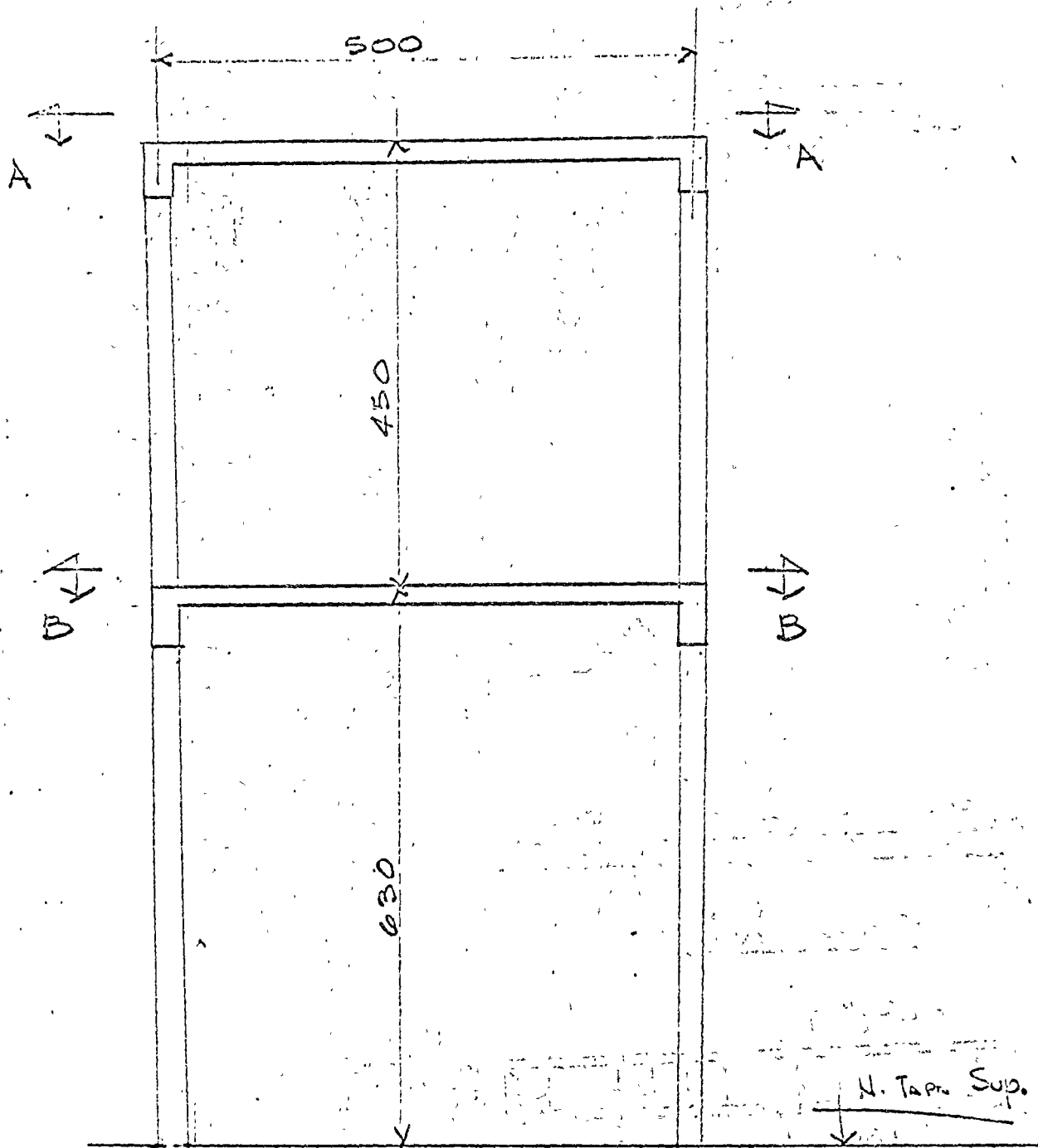


CONSTRUCTORES LOBEIRO

TORRE DE ELEVADORES

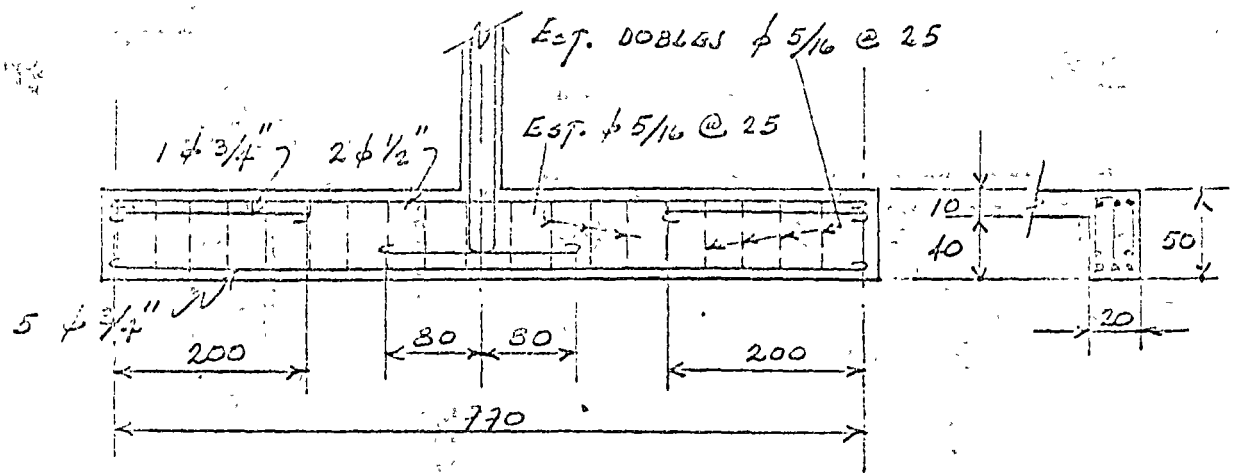
(DETALLES)

FEBRERO - 5 - 1969.



ELEVATION:

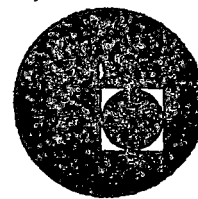
NOTA: SE CONSIDERARON MUROS DE BLOCK DE 20 cms.



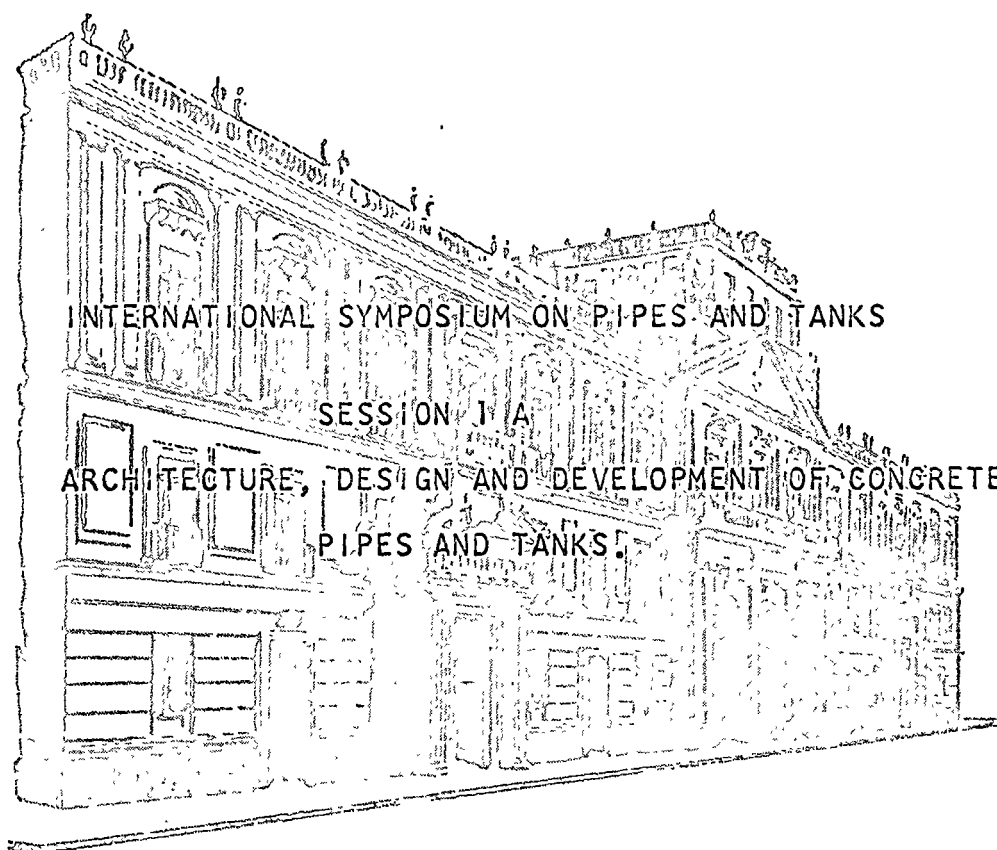
DETALLE DE V-5



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

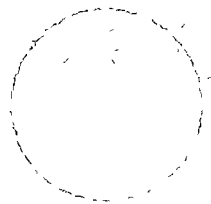


ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES



DR. PORFIRIO BALLESTEROS B.

NOVIEMBRE DE 1976.



Estimado Sr. Director General
de la Oficina General de Asesoría
Técnica

Señor
Director General
de la Oficina General de Asesoría
Técnica

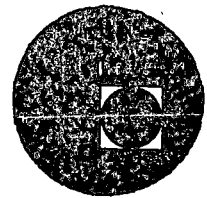
La Oficina General de Asesoría Técnica

de la

de la



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES



DR. PORFIRIO BALLESTEROS B.

NOVIEMBRE DE 1976.

South of London to the other
side of the river to the north
side of the river to the south



THE SOUTH OF LONDON TO THE OTHER

THE SOUTH OF LONDON TO THE OTHER

THE SOUTH OF LONDON TO THE OTHER

14 de mayo 19 2.11.14

París 5a Edición

PROBLEMA DE PROYECTO: BODEGAS TIPO

I, II, III y IV

I. CONTENEDORES FUERTES PERIMETRALES

Presión debida al grano $\gamma = 15^\circ$

Densidad volumétrica: $\gamma = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 0.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$

Ángulo de fricción interna: $\phi = 20^\circ$ $22^\circ \leq \phi \leq 30^\circ$

$h = 12.00 \text{ m}$

$$\sigma_x = K_a \gamma z$$

$$K_a = \frac{1}{K_b} = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{20^\circ}{2}) = 0.33$$

$$K_a = 0.33 \quad K_b = 1.45$$

$$(\sigma_x)_{y=12} = 0.33 \times 0.3 \times 12$$

$$(\sigma_x)_{y=12} = 3.17 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$(\sigma_x)_{y=17.8} = 0.33 \times 0.3 \times 17.8$$

$$(\sigma_x)_{y=17.8} = 4.70 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

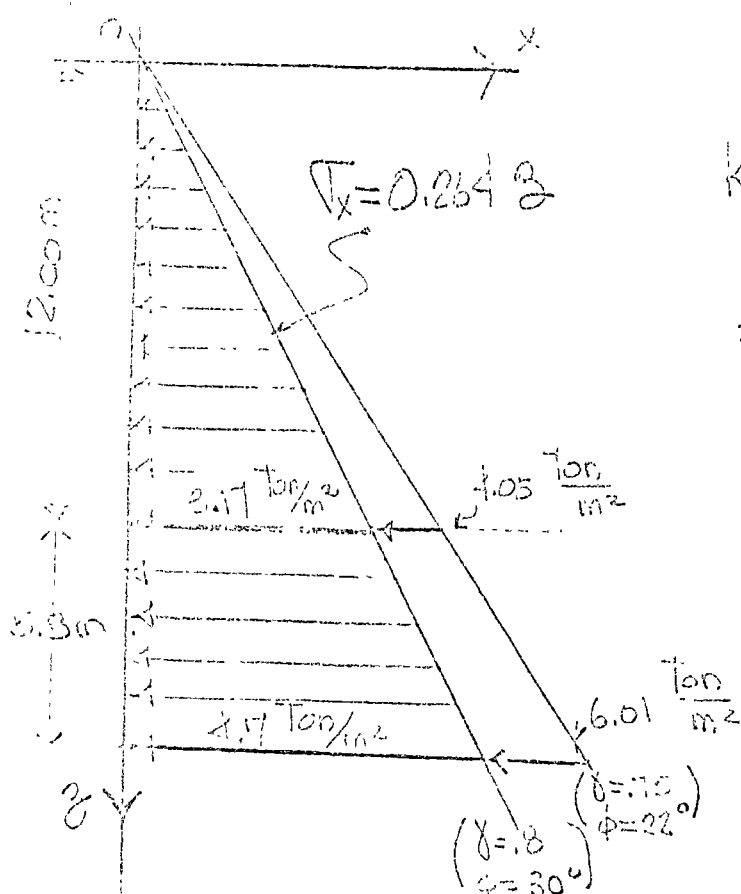


Fig. 1 Variación de la presión de Rankine para $\phi = 30^\circ$, $\gamma = 0.3 \text{ ton/m}^3$, y $\phi = 22^\circ$, $\gamma = 1.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$

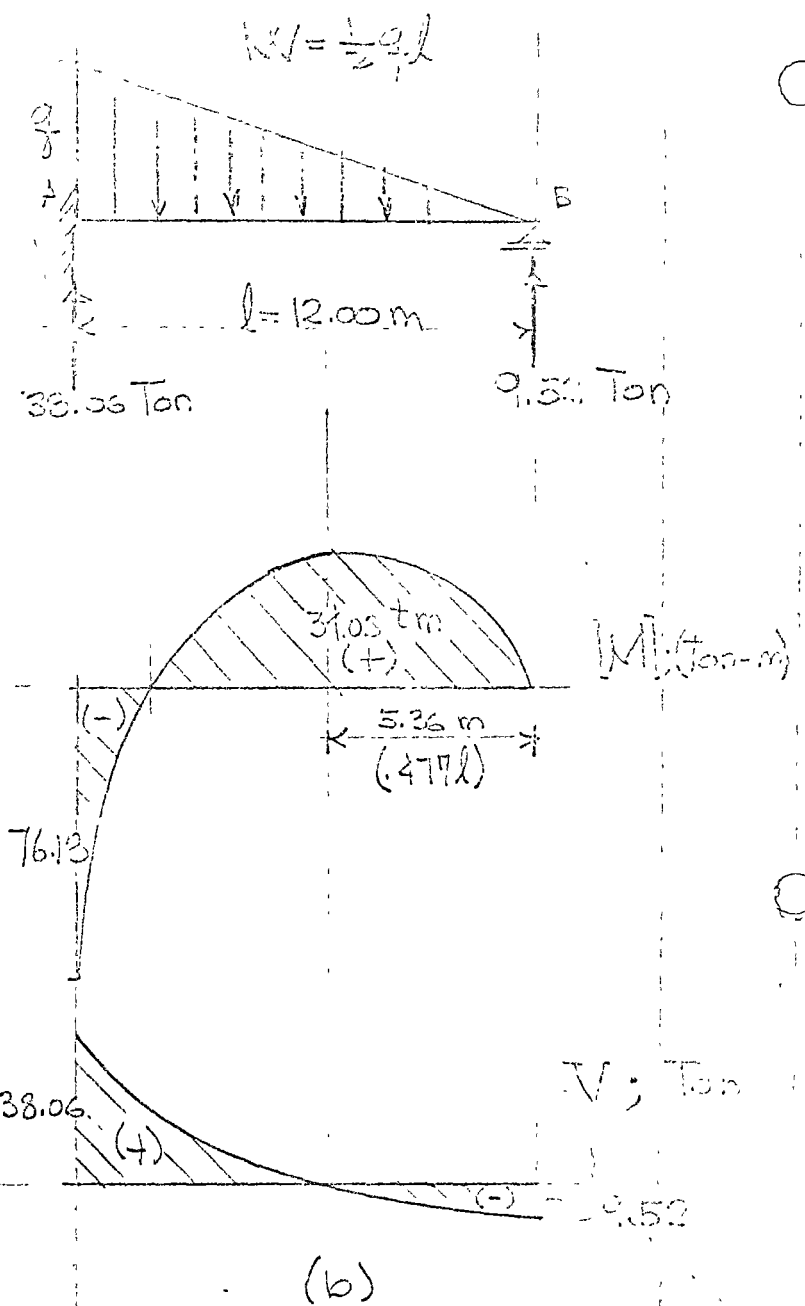
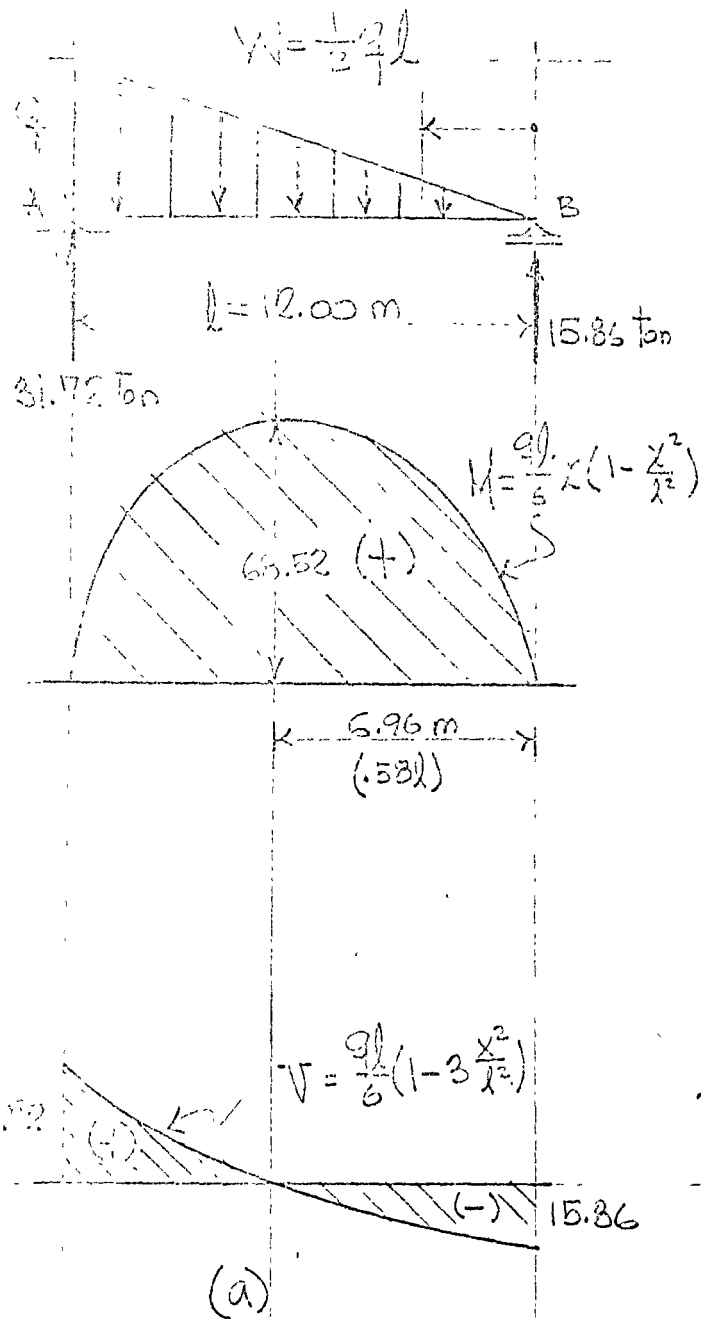


Fig. 2 Momentos y cortantes en condiciones empotrado y libremente apoyado.

2. Condición de empotramiento perfecto

- La carga por m en un ancho de 3.5 m o sea la separación entre columnas es para $\gamma = 12.00$ m.

$$q = 2.5 \times 3.17 = 7.93 \text{ Ton/m} \quad (2.1)$$

de la Fig. 2 el momento en A es

$$M_A = -\frac{2Wl}{15} = -\frac{1}{15} q l^2 \quad (2.2)$$

$$W = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} 7.93 \times 12 = 47.58 \text{ Ton} \quad (2.3)$$

substituyendo en (2.2) se obtiene

$$M_A = -\frac{2 \times 47.58 \times 12}{15} = -76.13 \text{ Ton-m} \quad (2.4)$$

- el momento en $x = 5.36$ m es

$$M_{x=5.36} = .0596 W l = .0596 \times 47.58 \times 12 = 34.03 \text{ Ton-m} \quad (2.5)$$

y las reacciones son

$$R_A = \frac{4}{5} W = \frac{4 \times 47.58}{5} = 38.06 \text{ Ton} \quad (2.6)$$

$$R_B = \frac{1}{5} W = \frac{47.58}{5} = 9.52 \text{ Ton} \quad (2.7)$$

el diagrama de carga, momento flector, y cortante se muestran en la Fig. 2 b.

3. Condición libremente apoyado

La variación del momento flector y cortante vienen

○ dados por $M = \frac{q l^2}{6} x \left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right)$ (3.1)

$$V = \frac{q l^2}{6} \left(1 - 3 \frac{x^2}{l^2}\right) \quad (3.2)$$

en donde el momento máximo se encuentra a $x = .52l = 6.24 \text{ m}$ del punto B. y su valor es

$$M_{\max} = 0.02 q l^2 = 0.02 \times 7.93 \times 12^2 = 68.52 \text{ ton-m}$$

$$M_{\max} = 68.52 \text{ ton-m} \quad (6.3)$$

y las reacciones en A y B son

$$R_A = \frac{1}{3} q l = \frac{7.93 \times 12}{3} = 31.72 \text{ Ton} \quad (6.4)$$

$$R_B = \frac{1}{6} q l = \frac{7.93 \times 12}{6} = 15.86 \text{ Ton} \quad (6.5)$$

4. Momentos resistentes y de trabajo en secciones actuales en A y en $x = 6.00 \text{ m}$.

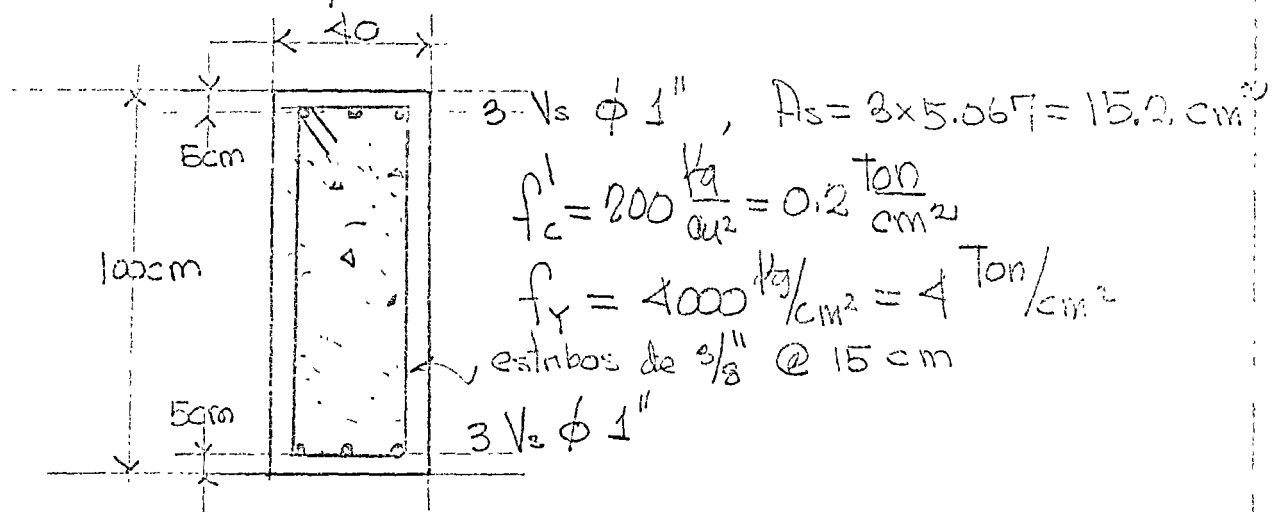


Fig. 4.1 Sección indicada en plano en punto A

4.1 Falla de acero sección en A

para $\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{15.2}{40 \times 95} = 0.004$, $f'_c = 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y $f_y = 4 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$

se obtiene $\frac{M_u}{bd^2} = 20$

$$M_u = 20 \times 40 \times 95^2 = 7220000 \text{ kg-cm} = 72.20 \text{ Ton-m} \quad (4.1)$$

4.2 Falla de concreto sección en A

○ El momento último del concreto viene dado

por
$$M_u = \frac{1}{3} f'_c b d^2 \quad (\text{fórmula experimental}) \quad (4.2)$$

$$M_u = \frac{1}{3} \times 0.2 \times 40 \times 95 \times 95 = 240.67 \text{ Ton-m} \quad (4.3)$$

$$M_u = 240.67 \text{ Ton-m}$$

4.3 Falla de acero sección en X = 6.00 m

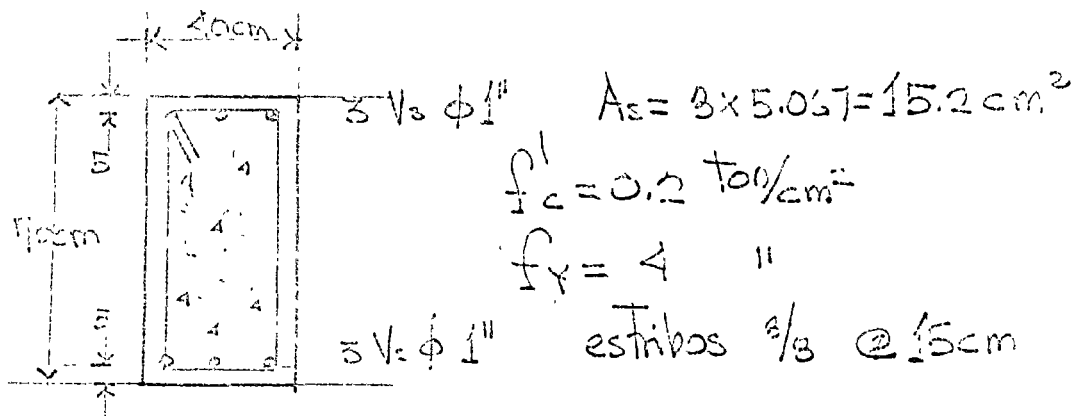


Fig. 4.2 Sección en $y = 6.00 \text{ m}$ indicada en plano

para $\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{15.2}{40 \times 70} = .005429$ $f'_c = .2 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$ y $f_y = 4 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$

se obtiene $\frac{M_u}{bd^2} = 20$

$$M_u = 20 \times 40 \times 75^2 = 7875000.00 = 39.84 \text{ Ton-m} \quad (4.4)$$

4.4 Falla de concreto en sección X = 6.00 m

$$M_u = \frac{1}{3} 0.2 \times 40 \times 75 \times 75 = 150 \text{ Ton-m} \quad (4.5)$$

○ Los cálculos de falla de acero se efectuaron con

$$\frac{M_u}{bd^2} = \rho f_y \left(1 - \frac{\rho m}{2}\right) \quad (4.6)$$

donde $\rho = \frac{A_s}{bd}$, $f_y = 4 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$, $m = \frac{f_y}{0.008 f'_c} = \frac{4}{0.008 \times 0.2} = 25.53$

5. Factores de carga.

5.1 En apoyo A $g=12.00$ m.

$$\left\{ \text{factor respecto acero} : \frac{M_{ua}}{M} = \frac{72.20}{76.13} = 0.95 \right\}$$

$$\text{factor respecto a concreto} : \frac{M_{uc}}{M} = \frac{240.67}{76.13} = 3.16$$

5.2 En $g=6.00$ m

$$\left\{ \text{factor respecto acero} : \frac{M_{ua}}{M} = \frac{39.84}{68.52} = 0.58 \right\}$$

$$\text{factor respecto a concreto} : \frac{M_{uc}}{M} = \frac{150}{68.52} = 2.19$$

6. Efecto de la fuerza normal en secciones A y $g=6.00$

Reacción de columna sobre armadura: 4.22 ton

Peso propio del muro por m:

$$(2.5 \times 0.15 + 0.6 \times 4) \times 1.4 = 0.86 \text{ ton/m}$$

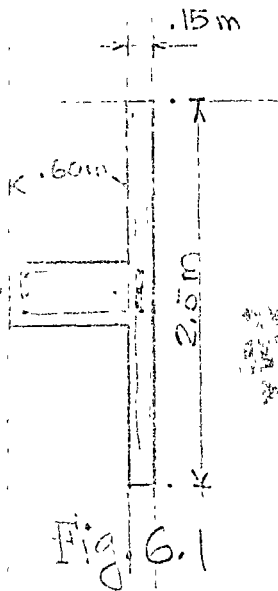
Peso propio hasta $g=6$: $0.86 \times 6 = 5.16$ ton

Peso propio hasta $g=12$: $0.86 \times 12 = 10.32$ Ton

Carga Normal en $g=6$: $4.22 + 5.16 = 9.33$ ton

Carga Normal en $g=12$: $4.22 + 10.32 = 14.54$ ton

las cargas se indican en la Fig. 6.2.



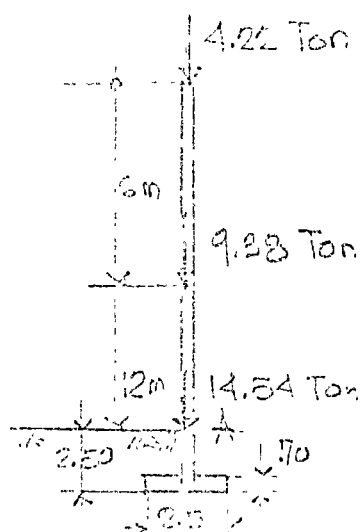


Fig. 6.2 Cargas normales sobre contra fuerza

7. Revisión de sección a) considerando $N = 14.54 \text{ Ton}$

De la Fig 4.1 pag. 4 se tiene

$$t = 100 \text{ cm}$$

$$d = 95 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{t} = 0.95$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$f_y = 4 \text{ Ton/cm}^2$$

$$f_c = 0.2 \text{ Ton/cm}^2$$

$$P = 14.54 \text{ Ton}$$

$$M = 76.13 \text{ Ton-m}$$

$$\rho_t = \frac{2A_s}{b t} = \frac{2 \times 15.2}{40 \times 100} = 0.0076$$

$$m = \frac{f_y}{1.85 f_c} = \frac{4}{1.85 \times 0.2} = 23.529$$

$$\rho_t m = 0.0076 \times 23.529 = 0.179$$

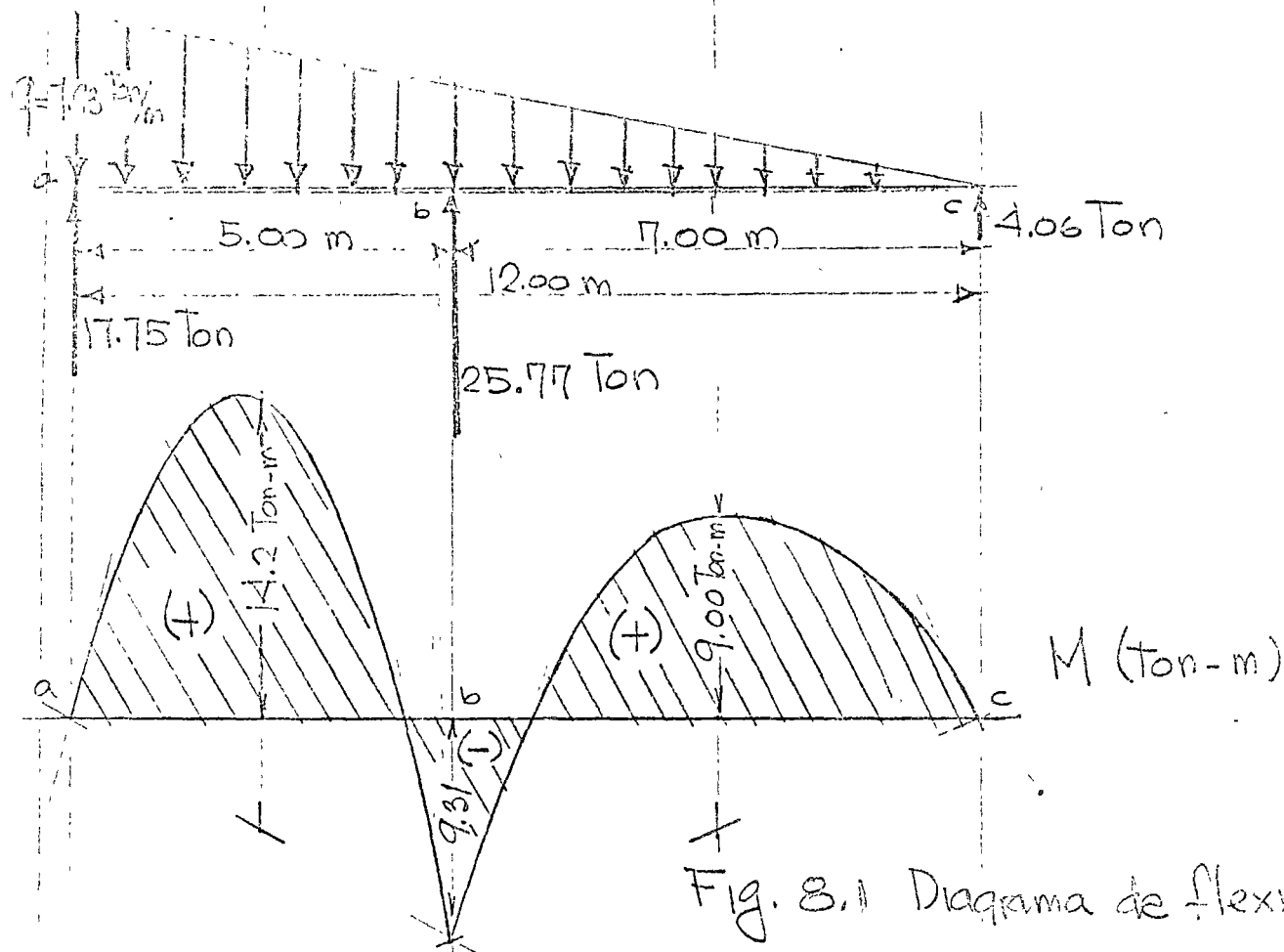
$$e' = \frac{M}{P} = \frac{76.13}{14.54} = 5.236 \text{ m}$$

$$\frac{e'}{t} = \frac{5.236}{1.00} = 5.236 \text{ m}$$

El valor de $\frac{e'}{t} > 4.5$ nos indica que el efecto de la carga normal es despreciable, es decir las consideraciones de flexión anteriores son correctas

8.- Conclusiones y Recomendaciones

8.1 Es absolutamente necesario un tirante intermedio en la zona de momento máximo de la condición de libremente apoyado es decir a $g = 7.00$ m de la parte superior y a 5.00 m. de la parte inferior, en la Fig. 8.1 se indican sus capacidades y el diagrama mas desfavorable de flexiones, o sea cuando la sección A q.12.



8.2 Factores de carga con tirantes en b y c.

Solo se compararan los factores de carga de falla con respecto al acero de tensión.

$$\begin{aligned} \frac{\sigma}{f_b} &= \frac{M_{max}}{M_b} = \frac{72.20}{14.2} = 5.08 \\ \frac{f}{f_b} &= \frac{M_{max}}{M_b} = \frac{39.84}{9.51} = 4.28 \\ \frac{f}{f_{bc}} &= \frac{M_{max}}{M_c} = \frac{39.84}{9.00} = 4.43 \end{aligned} \quad (8.1)$$

Los factores de carga (8.1) son aceptables, con respecto a la la de concreto son mucho mayores. El empotramiento parcial en a tiende a disminuir el momento de 14.2 Ton-m y la tensión de 25.77 Ton del tiante en b

8.3 Fuerza Cortante.

No se considera necesario la revisión de cortante porque la losa conectada al contrafuerte, como se indica en la Fig. 6.1, tiene una gran capacidad de corte. También los estribos de $\frac{3}{8}$ " cada 15 cm, favorecen la resistencia al corte.

8.4 Tirantes.

Su sección será de 6 mm y su esfuerzo de fluencia deberá ser mayor que 12 ton/cm^2 , y su esfuerzo de trabajo será de 8 ton/cm^2 , por lo que la carga de trabajo total por cable será de

$$\frac{\pi}{4} (.6)^2 \times 8.00 = 2.26 \text{ ton/cabe} \quad (8.2)$$

El modulo de elasticidad deberá ser $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

por lo tanto se verificará en obra una deformación unitaria por cable

$$\epsilon' = \frac{\sigma}{E} = \frac{8}{2.1 \times 10^3} = .003 \quad (6.5)$$

o sea 3 mm por metro, para bodega cargada.

8.5 Tensado de los tirantes con bodega vacía.

Se supone que la conexión de la losa de piso con respecto a la talle de liga entre columnas es adecuada, por lo que el contrafuerte al tensar tiende a girar respecto al apoyo (a) en Fig. 3.2, y que, la única reacción, será el momento producido por la reacción pasiva del Terreno, como se indica en la Fig. 3.2.

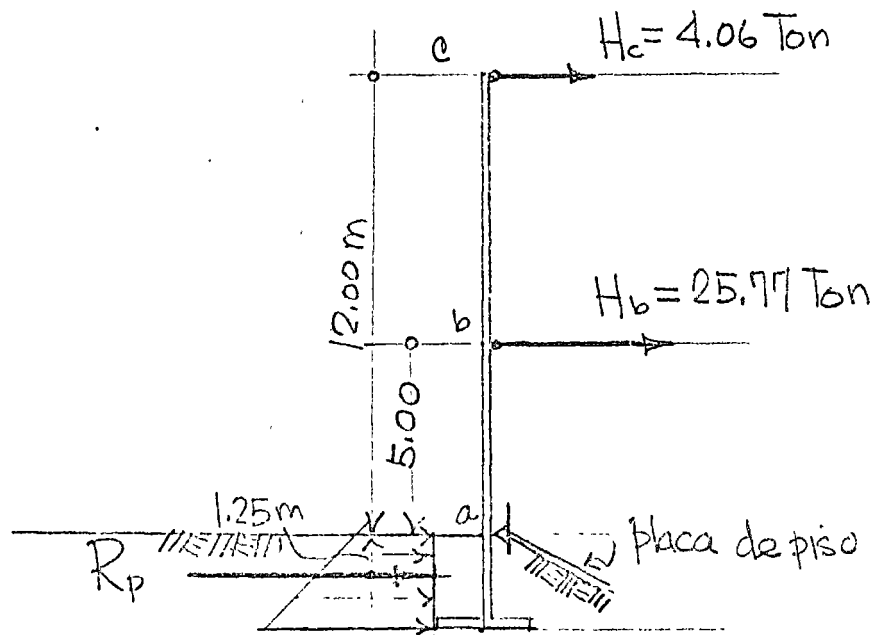


Fig. 3.2 Tensado de tirantes con bodega vacía.

- para el cálculo del orden de magnitud de la reacción pasiva R_p (Fig. 8.2), de las fotografías proporcionadas por ANDSA se puede suponer un suelo con las siguientes propiedades mínimas:

$$\text{cohesión: } c \geq 20 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{fricción interna: } \phi \geq 20^\circ \quad (8.4)$$

$$\text{peso volumétrico: } \gamma \geq 1.5 \text{ ton/m}^3$$

La presión pasiva a una distancia z del nivel del terreno viene expresada por

$$p_x = \gamma z N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} \quad (8.5)$$

- donde: $N_\phi = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = \tan^2(45^\circ + \frac{20}{2}) = (1.43)^2 = 2.04$ (8.6)

substituyendo (8.4) y (8.4) en (8.5) se obtiene

$$p_x = (1.5 \times 2.04)z + 2 \times 20 \sqrt{2.04}$$

$$p_x = 3.06 z + 57.13 \quad (8.6)$$

(z en m. y p_x en ton/m^2), su valor medio para $z = 1.25$, se obtiene de (8.6)

$$p_{xm} = 3.06 \times 1.25 + 57.13 = 60.96 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (8.7)$$

y el valor de R_p , para una area de $2.5 \times 2.5 \text{ m}^2$ es

$$R_p = 60.96 \times 2.5 \times 2.5 = 381 \text{ Ton} \quad (8.8)$$

- De la Fig 8.2 se tiene, el momento de los trantes respecto a el punto (a) es con bodega vacía

$$M_T = 4.06 \times 12 + 25.77 \times 5 = 177.57 \text{ Ton-m} \quad (8.9)$$

y el momento máximo que produce la falla pasiva es

$$M_p = 1.25 P_p = 1.25 \times 381 = 476.25 \text{ Ton-m} \quad (8.10)$$

el factor de falla pasiva del terreno será

$$\frac{M_p}{M_T} = \frac{476.25}{177.57} = 2.68 \quad (8.11)$$

el valor (8.11) es aceptable por lo tanto para conservar el muro abc vertical con bodega llena, los tirantes deberán postensarse al 50% de sus cargas con bodega llena sus deformaciones unitarias serán

$$\epsilon_r = \frac{\frac{1}{2} \sigma}{E} = \frac{\frac{1}{2} 8}{2.1 \times 10^3} = 0.0019 \quad (8.12)$$

Para una distancia de 11.25 m la deformación de los tirantes será del orden de

$$0.0019 \times 11.25 = 0.0214 \text{ m} = 2.14 \text{ cm} \quad (8.13)$$

El tensado de los tirantes será simultáneo en los puntos b y c, y se suspenderá al producir la deformación de 2.14 cm en ambos.

8.6 Anclajes de los tirantes.

El número de cables para los tirantes será

$$n_b = \frac{H_b}{F_c} = \frac{25.77}{2.26} = 11.4 ; 12 \text{ cables de } 6 \text{ mm de } \phi$$

$$n_c = \frac{H_c}{F_c} = \frac{4.06}{2.26} = 1.8 ; 2 \text{ cables de } 6 \text{ mm de } \phi$$

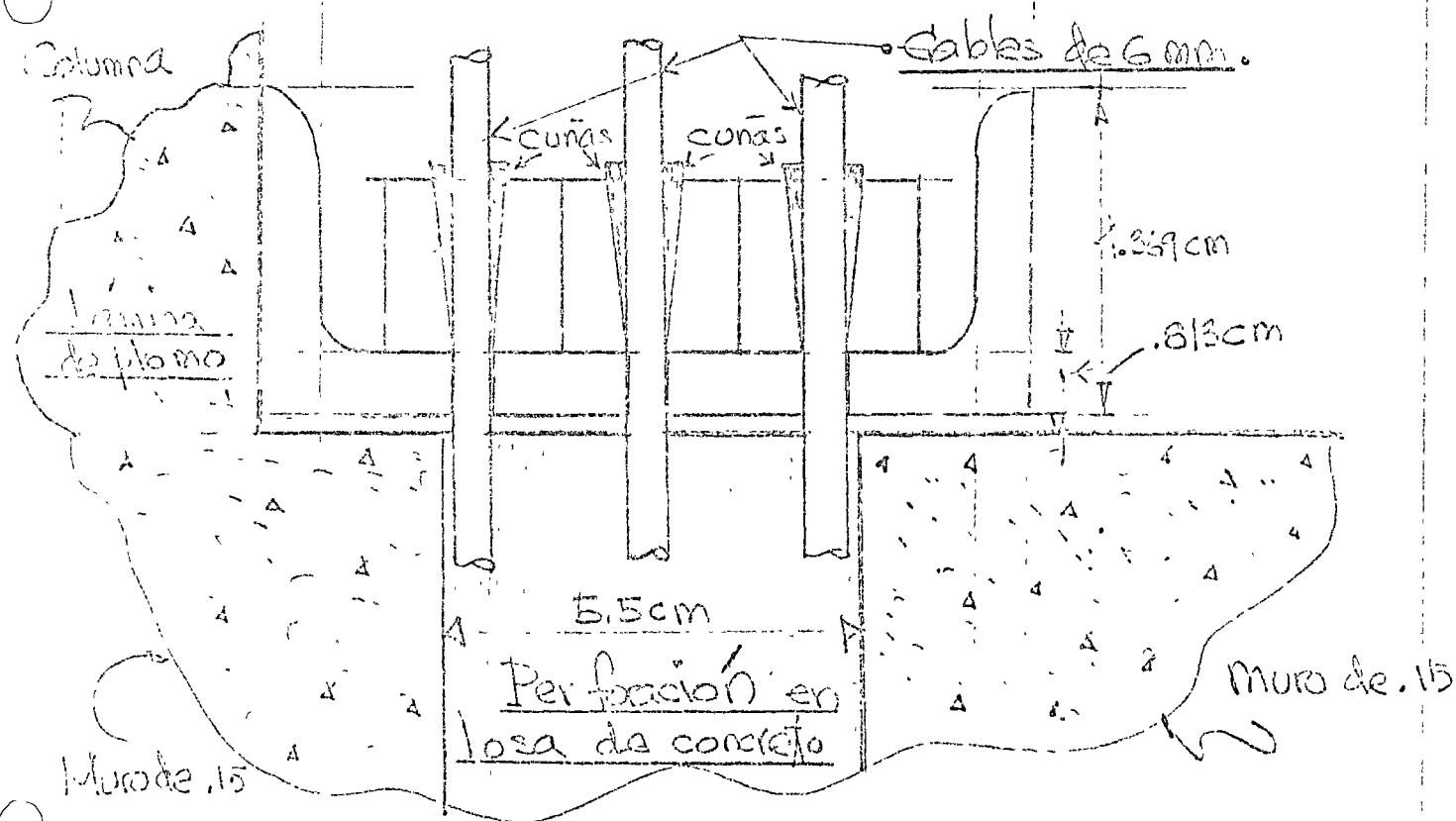
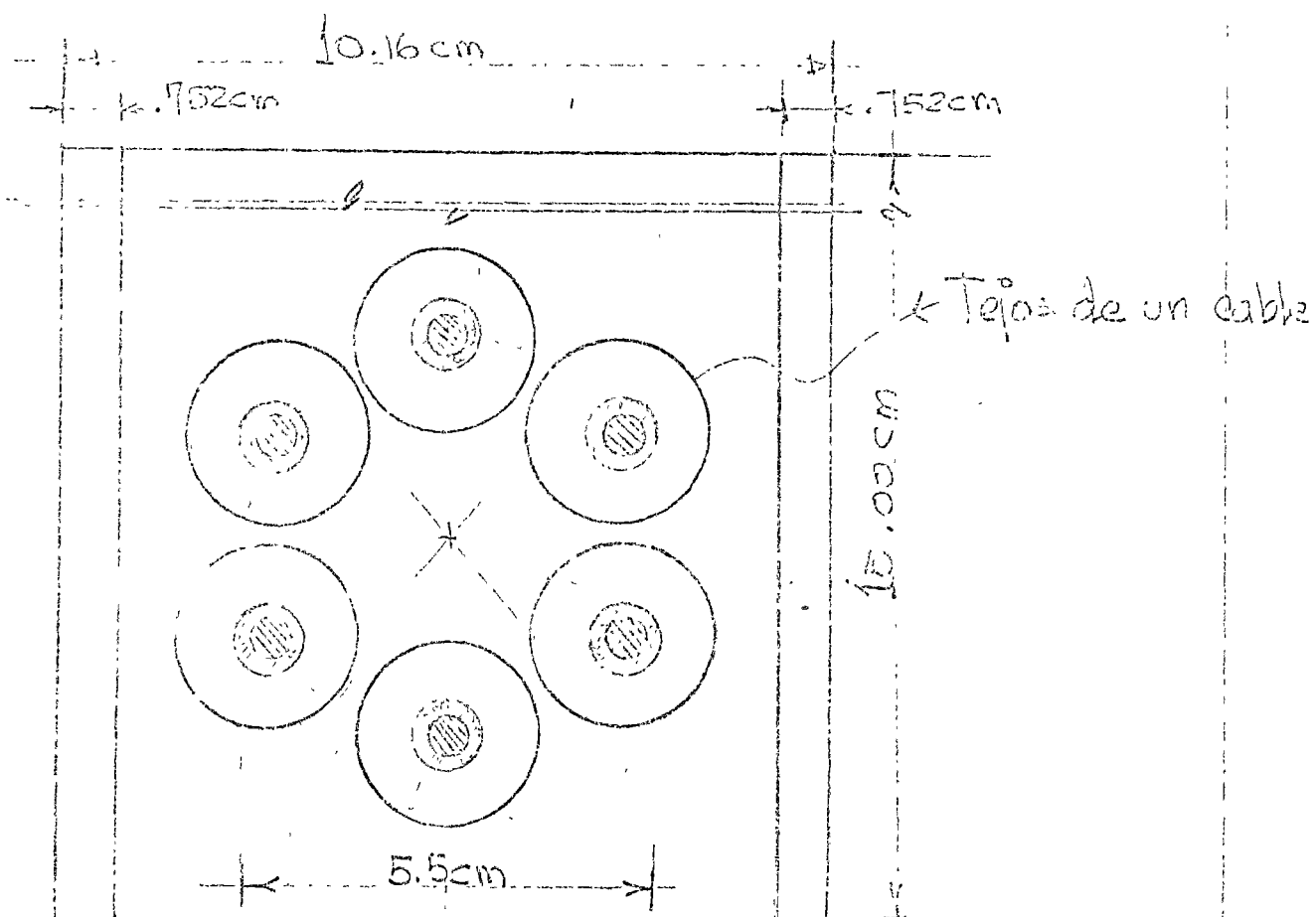


Fig. 3.3 anclajes para 6 cables de 6 mm de ϕ
 Peso de la canal 1.7 Kg.
 6 tejos de un cable.

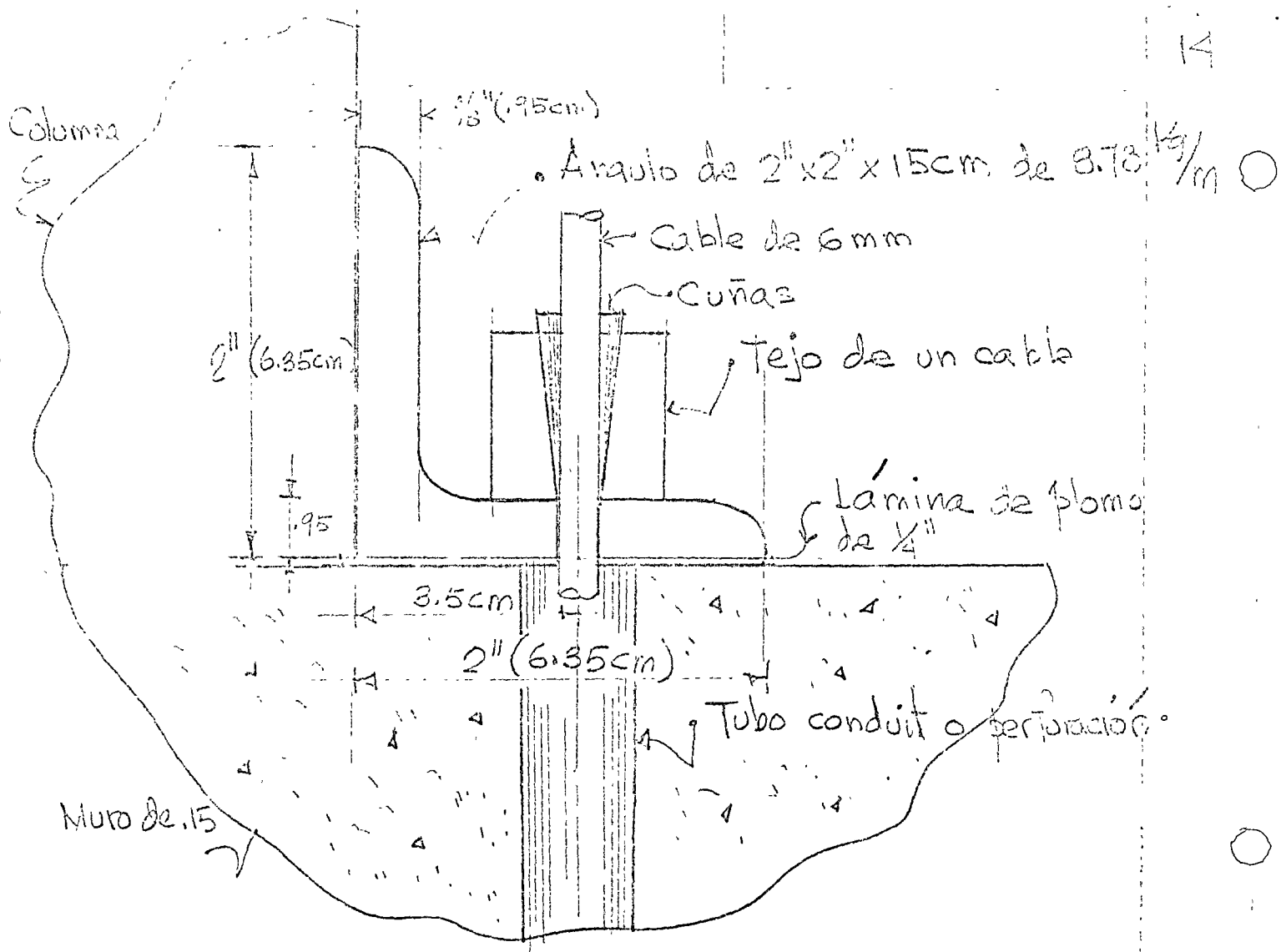


Fig. 8.4 Anclaje para uno o dos tejos de un cable de 6 mm.

Se perforará el muro de 15 cm y se colocarán los anclajes simétricamente a la altura de los puntos b y c Fig. 8.2.

8.7 Conexión piso inclinado a Trabe de liga entre columnas.

En el plano de cimentación se observan varillas de $\frac{1}{2}$ " cada 0.40 m, Fig. 8.5, en doble capa. Suspeniéndose una de ellas. Su sección de acero en 2.5 m. es

$$A_s = \frac{2.5}{1} \times 1.27 = 7.94 \text{ cm}^2 \quad (8.4)$$

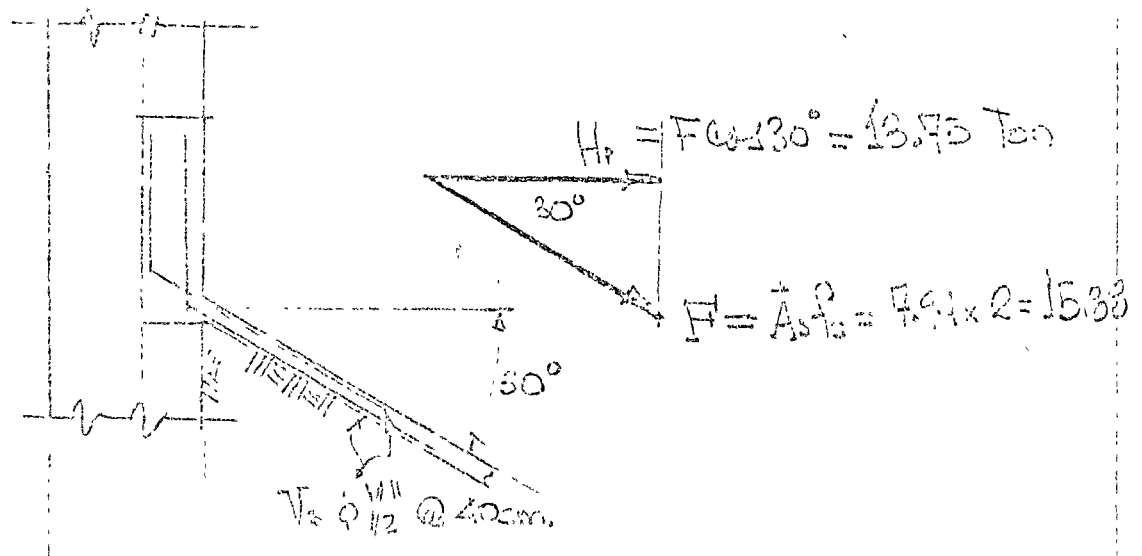


Fig. 8.5 Conexión piso - Tabe de liga
 Su capacidad de tensión horizontal H_p es

$$H_p = F \cos 30^\circ = 7.94 \times 2 \times \cos 30^\circ = 13.75 \text{ Ton} \quad (3.15)$$

La reacción horizontal sin tirantes es: $47.58 \text{ Ton} > H_p$

La reacción horizontal con un tirante Superior es: $88.06 \text{ Ton} > H_p$

La reacción horizontal con dos tirantes es: $17.75 \text{ Ton} \approx H_p$

El último valor es aceptable, con los anteriores la conexión hubiese fallado.

8.9 Traslapes.

En las fotografías proporcionadas por ANDSA en las zonas de momento máximo se observa que se trasladaron todas las varillas, lo cual es muy inconveniente.

8.10 Sismo

Suponiendo un coeficiente sísmico de 0.15 valor alto para el estado de Yucatán, el momento debido

al sismo (De Fig. 6.2) sería

$$M_F = 0.15(4.22 \times 12 + 9.33 \times 5) = 14.63 \text{ Ton-m} \quad (3.16)$$

valor menor que el de (4.i) $M_{ua} = 72.2 \text{ Ton-m}$. Su factor de carga respecto a fuerzas sísmicas, con bodega vacía es

$$\frac{M_{ua}}{M_F} = \frac{72.2}{14.63} = 4.94 \quad (3.17)$$

(3.17) es aceptable.

8.11 Viento.

Suponiendo una presión promedio sobre el muro de 50 kg/m^2 , y una area expuesta de $(12+4.2) \times 2.5$ por contrafuerte se tiene, (Fig. 8.6) el orden de magnitud

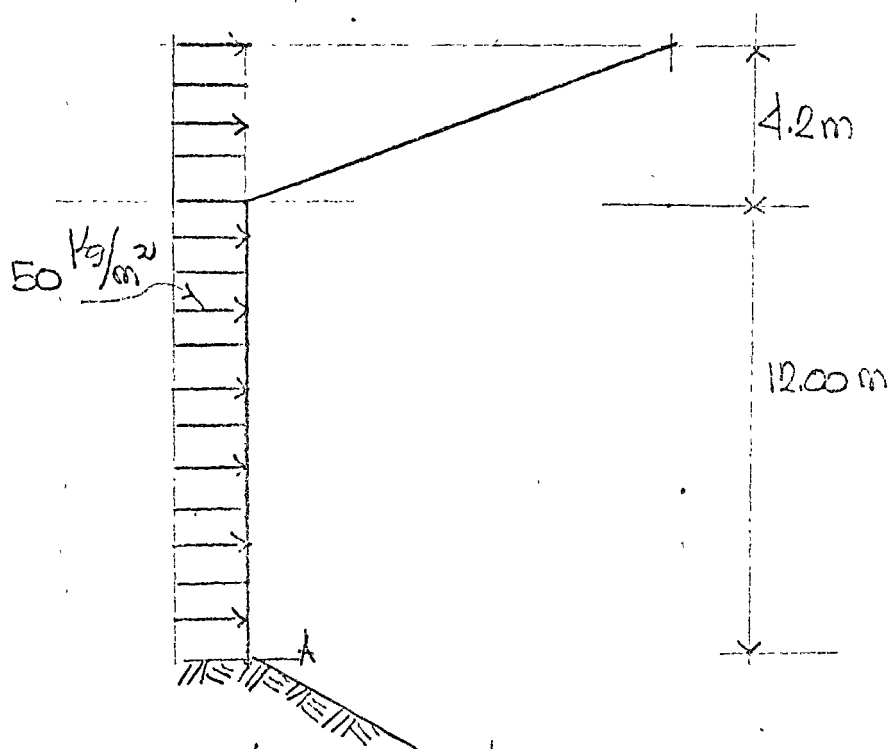


Fig. 8.6 Presión de viento
del momento producido por la presión de viento respecto al punto A igual a

$$M_R = 0.5 \times (12 + 4.2) \times 2.5 \times \frac{12 + 4.2}{2} = 16.4 \text{ Ton-m}$$

○ de (4.1) su factor de carga con bodega vacía sería

$$\frac{M_{ma}}{M_R} = \frac{72.2}{16.4} = 4.4$$

(3.13)

Valor aceptable.

II CONTRAFUERTES INTERMEDIOS

1. Flexión cilíndrica de la placa plegada

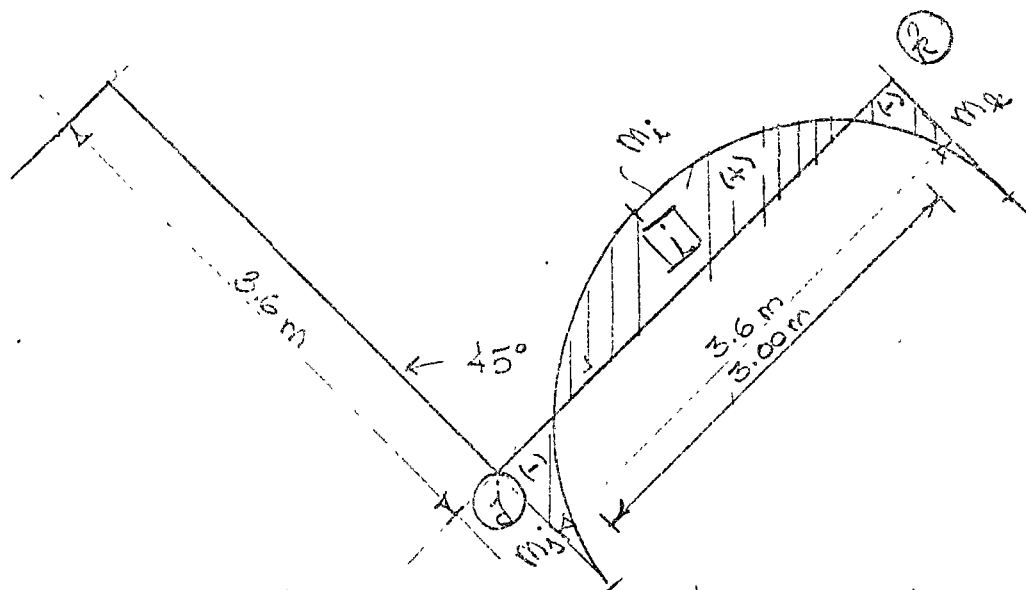


Fig.1 Ejes de sección transversal en planta

De I-1, la variación de la presión debida al grano varía de acuerdo con

$$p_x = 0.264 \text{ m}^2 \quad (1.1)$$

La altura máxima del muro es 17.8 m, a una altura de 2.8 se inicia la acción local de flexión cilíndrica de placa con una presión igual a

$$(p_x)_{2.8-17.8} = 0.264(17.8 - 2.8) = 3.96 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad (1.2)$$

debido a las columnas de concreto ubicadas en los nudos j y k podemos considerar conservadoramente un claro de 3.00 m para efecto de calcular los momentos en j y en k, y su orden de magnitud es

$$m_j = -\frac{1}{10} 3.96 \times 3^2 = -3.564 \frac{\text{ton-m}}{\text{m}} \quad (1.3)$$

$$m_k = \frac{1}{20} 3.96 \times 3^2 = 1.782 \quad "$$

Según información proporcionada por ANDSA, el refuerzo de la placa j-k esta formado por una malla de alambre BNG, N°10 separado cada 10 cm en sentido vertical y horizontal, su sección y características mecánicas se indican en la Fig. 1.2

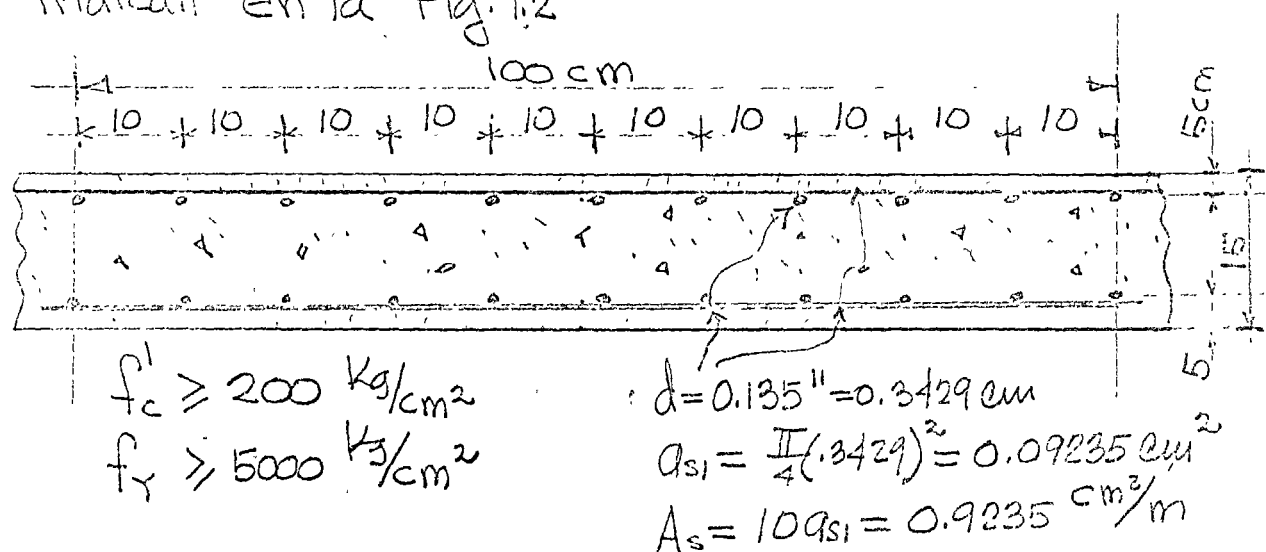


Fig. 1.2 Sección horizontal del muro intermedio

1.1 Momento de falla de la placa en Fig. 1.2.

El momento último por falla de acero M_{ua} por medio aceptando la distribución rectangular de Whitney viene dado por

$$\frac{M_{ua}}{bd^2} = \phi f_y \left(1 - \frac{\phi m}{2}\right) \quad (1.4)$$

donde:

$$\mu = \frac{A_s}{bd} = \frac{0.9225}{100 \times 10} = 0.009225$$

$$m = \frac{f_y}{.85 f'_c} = \frac{5}{.85 \times 12} = 29.41$$

substituyendo valores en (1.4) se obtiene

$$\frac{M_{ua}}{bd^3} = 0.009225 \times 5 \left(1 - \frac{0.009225 \times 29.41}{2} \right) = 0.455$$

por lo tanto $M_{ua} = 0.455 \times 100 \times 10 \times 10 = 0.455 \frac{\text{Ton-m}}{m}$

$$M_{ua} = 0.455 \frac{\text{Ton-m}}{m} \quad (1.5)$$

1.2 Factores de carga en la placa

En el punto (j) $\frac{M_{uj}}{m_j} = \frac{0.455}{3.564} = 0.13$

En el punto (i) $\frac{M_{ui}}{m_i} = \frac{0.455}{1.732} = 0.26$

(1.6)

2 Volteamiento del muro.

Considerando una altura media, $h_m = \frac{1}{2}(17.8+12) = 14.9 \text{ m}$
de la Fig. 2.1 se tiene lo siguiente para 2.55 m de muro

Peso del Concreto: $0.15 \times 3.5 \times 14.9 \times 2.4 = 19.91 \text{ Ton}$

Peso del grano: $2.50 \times 3.5 \times 14.9 \times 0.8 = 104.50 \text{ " (17)}$

Peso de la zapata: $2.50 \times 3.5 \times 0.5 \times 2.4 = 10.50 \text{ "}$

En este caso se puede considerar que todos tienen un brazo de palanca respecto a volteamiento de

3.5/2, por lo tanto despreciando la fricción interna sobre el plano vertical 1-2 el momento resistente al

$$N_{\text{p}} = (19.31 + 104.50 + 10.50) \frac{8.5}{2} = 224.69 \text{ Ton-m} \quad (1.8)$$
$$M_1 = 76.2 \times \frac{14.9}{3} = 386.56 \text{ Ton-m} \quad (1.9)$$
$$\frac{M_R}{M_Y} = \frac{234.69}{336.56} = 0.70 \quad (110)$$

The image contains two hand-drawn diagrams of a dam structure and associated calculations.

Top Diagram (Cross-section): Shows a dam cross-section with a vertical upstream face and a sloped downstream face. The height is 14.90 m. A horizontal line at the top is labeled 'x'. A vertical line on the left is labeled 'y'. The water level is indicated by a dashed line. The water pressure distribution is shown as a triangular load on the downstream face, with a maximum value of $\sigma_x = 0.264 \text{ g}$ at the top. The resultant force R is calculated as:

$$R = \frac{1}{2} 3.93 \times 2.5 \times 14.9 = 73.20 \text{ Ton}$$

Bottom Diagram (Plan View): Shows the plan view of the dam. The width at the top is 2.50 m and at the bottom is 3.50 m. The length is 2.50 m. The water pressure distribution is shown as a triangular load on the downstream face, with a maximum value of $(\sigma_x)_{14.9} = 0.264 \times 14.9 = 3.93 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$. The resultant force R is calculated as:

$$R = 73.20 \text{ Ton}$$

The diagrams are labeled "Elevación" (Elevation) and "Planta" (Plan).

Fig.2.1  Volteamiento respecta al punto A

3. Esfuerzos en la placa Fig. 2.1.

Debido a las proporciones dimensionales de la placa, la Teoría de viga dará resultados satisfactorios para el análisis de esfuerzos.

3.1 Momento de inercia.

$$A = .15 \times 3.5 = 0.53 \text{ m}^2$$

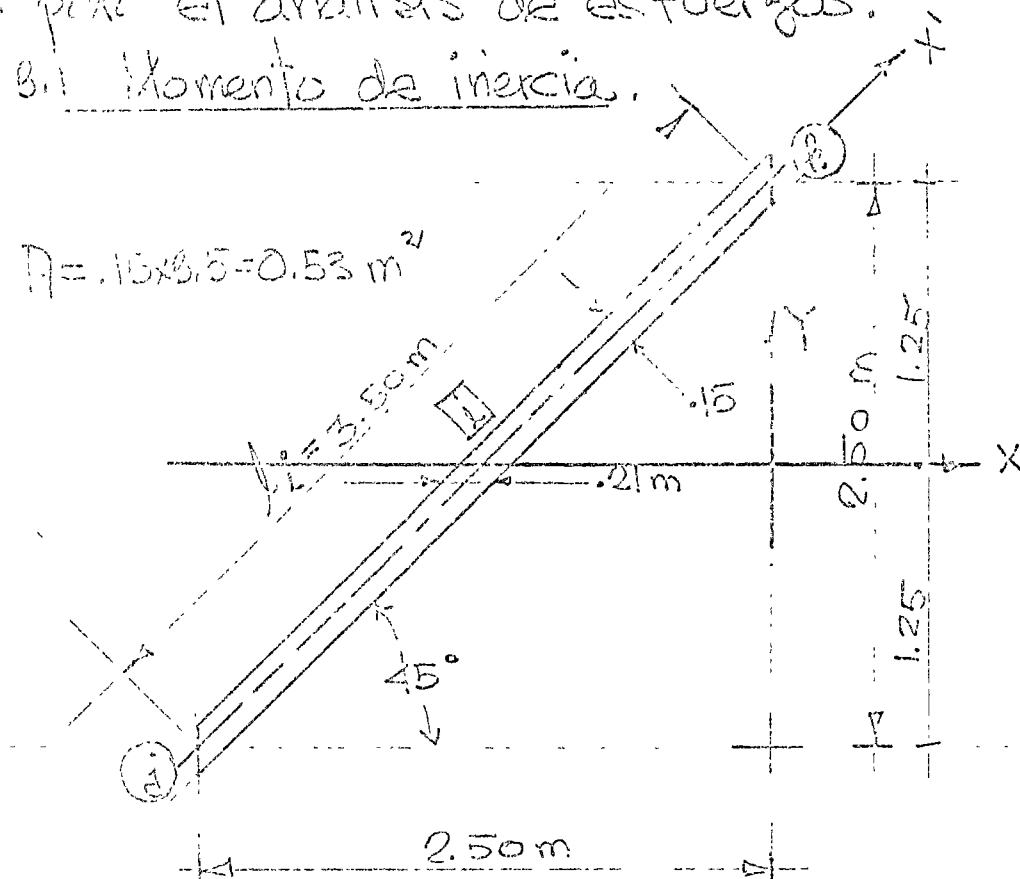


Fig. 3.1 Sección transversal y ejes centroidales principales.

De la Fig. 2.1 se obtiene

$$I_x = \frac{1}{12} 0.21 \times 2.5^3 = 0.27 \text{ m}^4 \quad (3.1)$$

3.2 Esfuerzos de flexo-compresión

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_x} y + \frac{N}{A} \quad (3.2)$$

$N = 13.21 \text{ Ton}$, $M_x = 336 \text{ Ton-m}$, $A = 0.53 \text{ m}^2$, substituyendo en (3.2) se obtiene

$$(\bar{\sigma}_x)_{y=12.4} = \frac{19.41}{0.53} \pm \frac{336.56}{0.27} \cdot 1.25 \quad (3.3)$$

$$(\bar{\sigma}_x)_{y=12.4} = 36.42 \pm 1553.15$$

$$(\bar{\sigma}_x)_{\max} = 1591.58 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 159.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (compresión)} \quad (3.4)$$

$$(\bar{\sigma}_x)_{\min} = -1521.72 \text{ " } = -152.17 \text{ " (Tensión)}$$

el esfuerzo admisible en el concreto es $.45 f_c = 90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, por lo tanto el valor (3.4) de compresión no es adecuado. En $g=17.8$ los valores (3.4) serán mayores

3.3 Esfuerzos de Corte

Los esfuerzos de corte varían aproximadamente de acuerdo a

$$\tau \cos \alpha = \frac{V Q_y^{Y_m}}{b I_x} \quad (3.5)$$

donde de la Fig. 3.1 se tiene para $g=14.9 \text{ m}$

$$V = 73.20 \text{ Ton}$$

$$Q_y^{Y_m} = \frac{0.53}{2} \times \frac{1.25}{2} = 0.17 \text{ m}^2 \text{ para } y=0 \quad (3.6)$$

$$b = 0.21 \text{ m}$$

$$I_x = 0.27 \text{ m}^4, \quad \alpha = 45^\circ$$

Substituyendo (3.6) en (3.5) se obtiene

$$\tau_{\max} \cos 45^\circ = \frac{73.2 \times 0.17}{0.21 \times 0.27} = 213.82 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\tau_{\max} = \frac{213.82}{\cos 45^\circ} = 302.39 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 30.24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (3.7)$$

el corte medio V_m sería:

$$V_m \cos 45^\circ = \frac{V}{A} = \frac{173.2}{0.53} = 133.11 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$V_m = \frac{133.11}{\cos 45^\circ} = \frac{133.11}{0.71} = 195.32 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad (3.3)$$

los cortantes por unidad de longitud de placa con
de (3.1) y (3.3)

$$(N_x s)_{\max} = 302.39 \times 0.15 = 45.36 \text{ Ton/m} \quad (3.4)$$

$$(N_x s)_m = 195.32 \times 0.15 = 29.30 \text{ Ton/m} \quad (3.5)$$

la variación del cortante se indica en la Fig. 3.2.

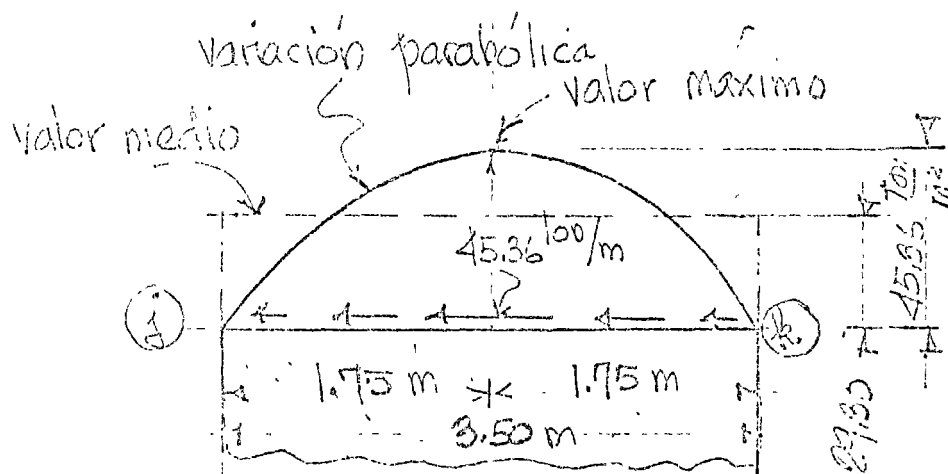


Fig. 3.2 Variación del esfuerzo cortante $N_x s$

3.4 Refuerzo necesario para tomar el cortante $N_x s$.

El estado bi-axial de esfuerzos en un elemento diferencial de la placa j k será el siguiente:

$$\text{esfuerzo normal; } N_s = \frac{\text{Peso concreto}}{l_x} = \frac{19.31}{3.5} = 5.52 \text{ Ton/m} \quad (3.6)$$

(3.1) y (3.4) se obtiene el círculo de esfuerzos de Fréy

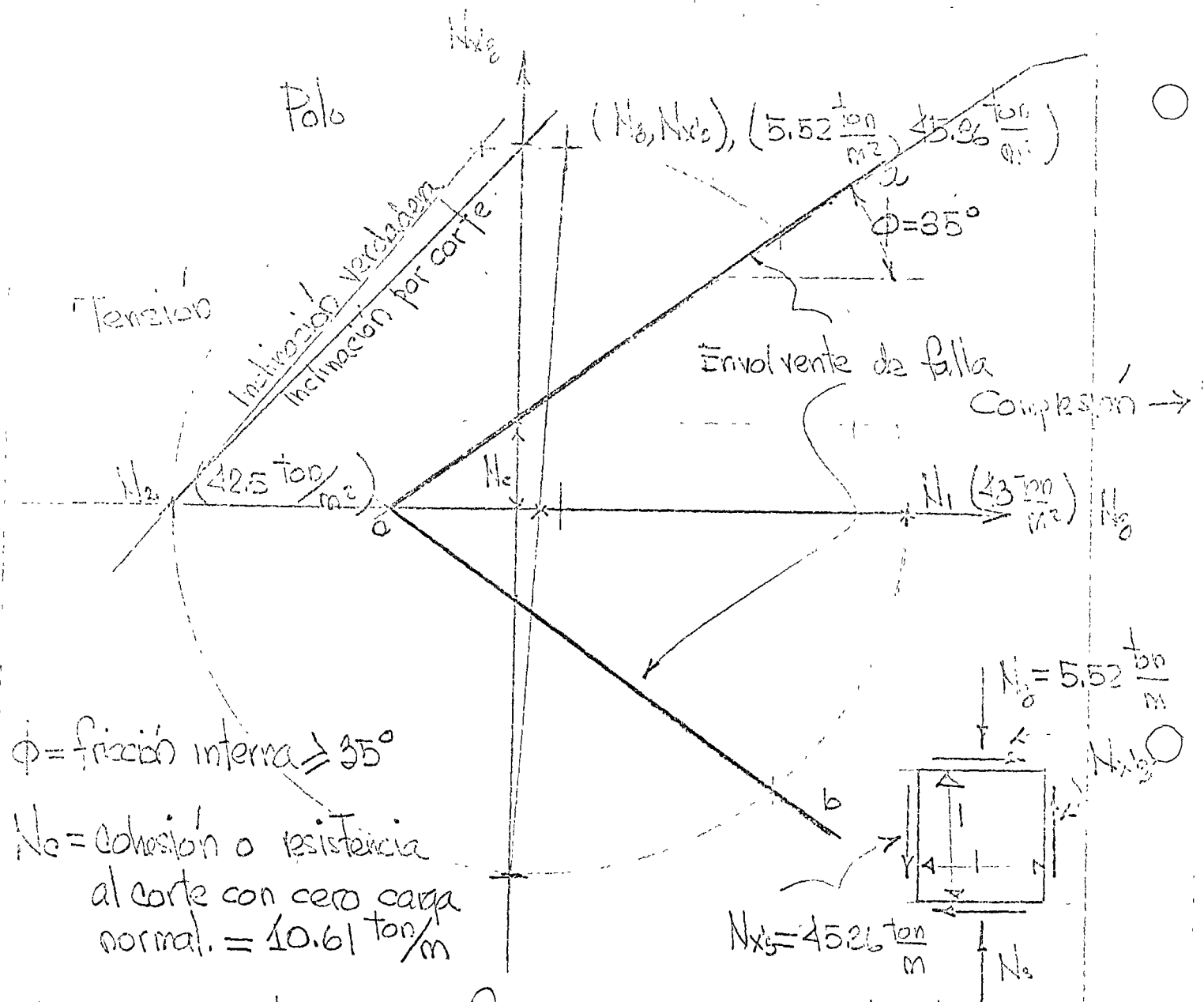


Fig. 3.3. Estado de esfuerzos en [1], envolvente de falla según Mohor-Coulomb.

La resistencia al cortante del concreto es

$$v_c = 0.5 \sqrt{f'_c} = 0.5 \sqrt{200} = 7.07 \text{ kg/cm}^2 = 70.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

la resistencia al corte por unidad de longitud de placa es

$$N_c = v_c \times 0.15 = 70.7 \times 0.15 = 10.61 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad (3.12)$$

de la figura 3.3 se observa lo siguiente:

- a) La reducción de la tensión diagonal N_d por la compresión $N_g = 5.52 \text{ ton/m}$ es despreciable
- b) La dirección de la tensión diagonal en la práctica se puede considerar aproximadamente de 45°

c) El valor de la tensión diagonal se puede considerar numéricamente igual al corte $N_x/2$

d) El armado para esfuerzo de corte se puede estimar para el esfuerzo medio $(N_x/2)_m = 29.3 \text{ ton/m}$ haciendo trabajar el refuerzo a 1.5 ton/cm^2 , por lo tanto el esfuerzo que debería tener la placa para tomar el cortante, inclinado 45° en $g = 4.90 \text{ m}$, debería de ser

$$Q_s = \frac{(N_x/2)_m}{\tau_s} = \frac{29.3}{1.5} = 19.53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

o sea varillas de $\frac{1}{2}'' @ 6.5 \text{ cm}$ (e.13)

inclinadas en direcciones contrarias en cada extremo de la placa a 45° y hacia los valles interiores.

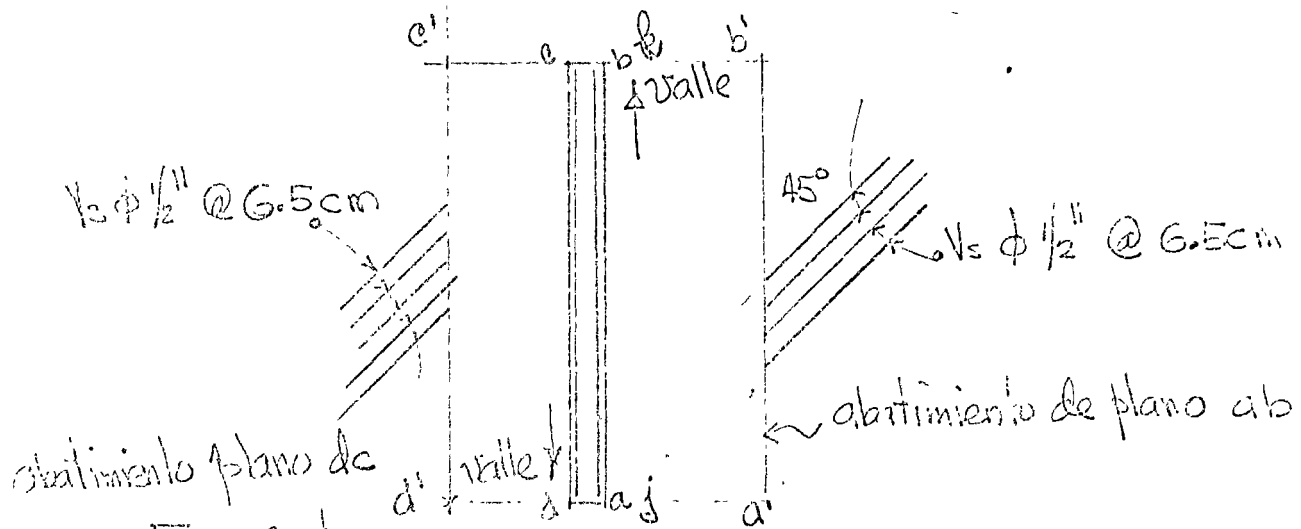


Fig. 3.4

4. Conclusiones y Recomendaciones

4.1. Colocar un tirante intermedio a $z=7.00\text{ m}$ de la parte superior para ser constructivamente consistente con I-8.1. El diagrama de momentos en la intersección con el muro perimetral sera idéntico al de la Fig. I-8.1, solo determinaremos la variación de momentos y cortantes para alturas de 14.90 m y 17.80 m , variando posición tirantes a .58 l

4.2 Momentos y Reacciones para $z=14.90\text{ m}$

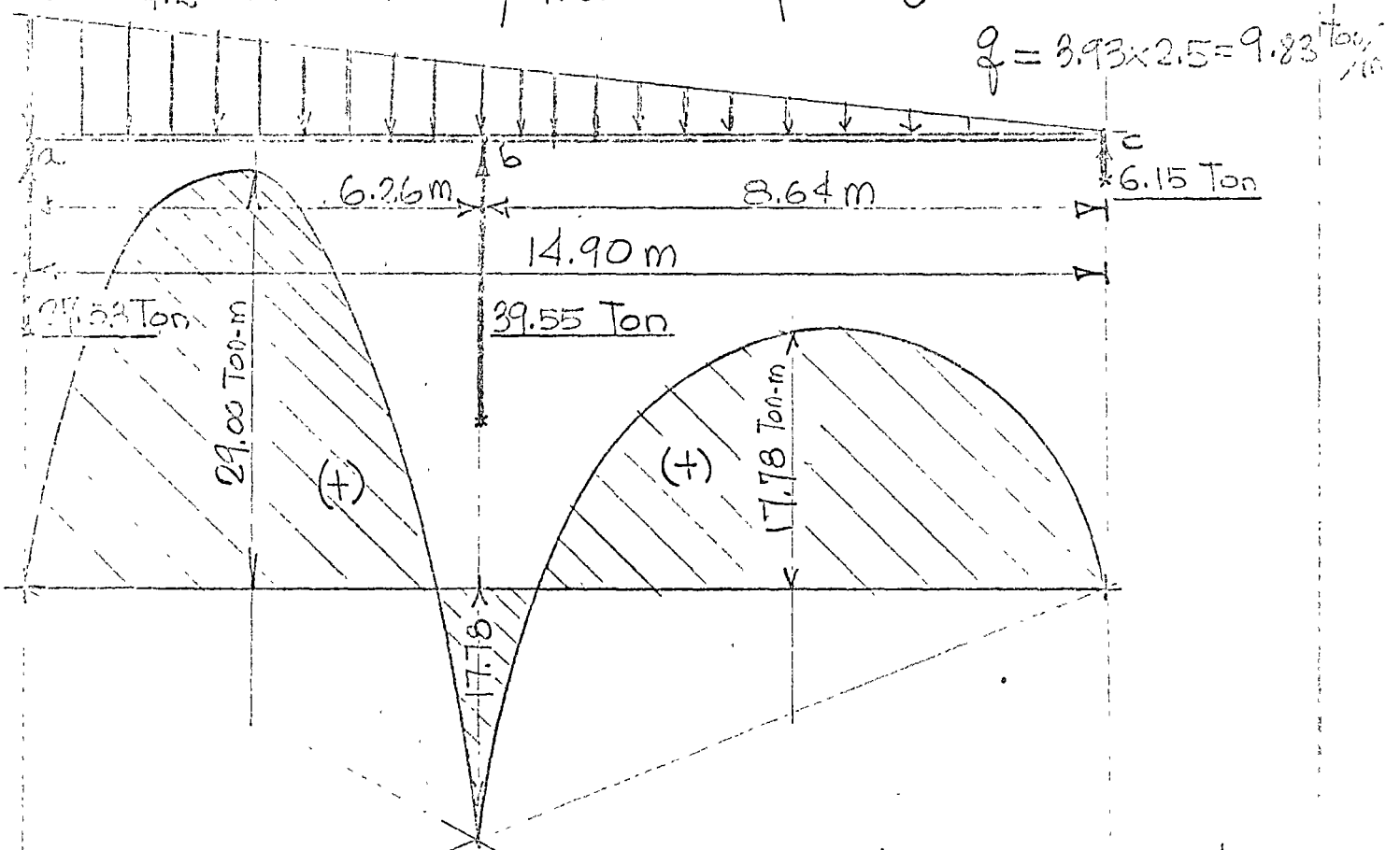
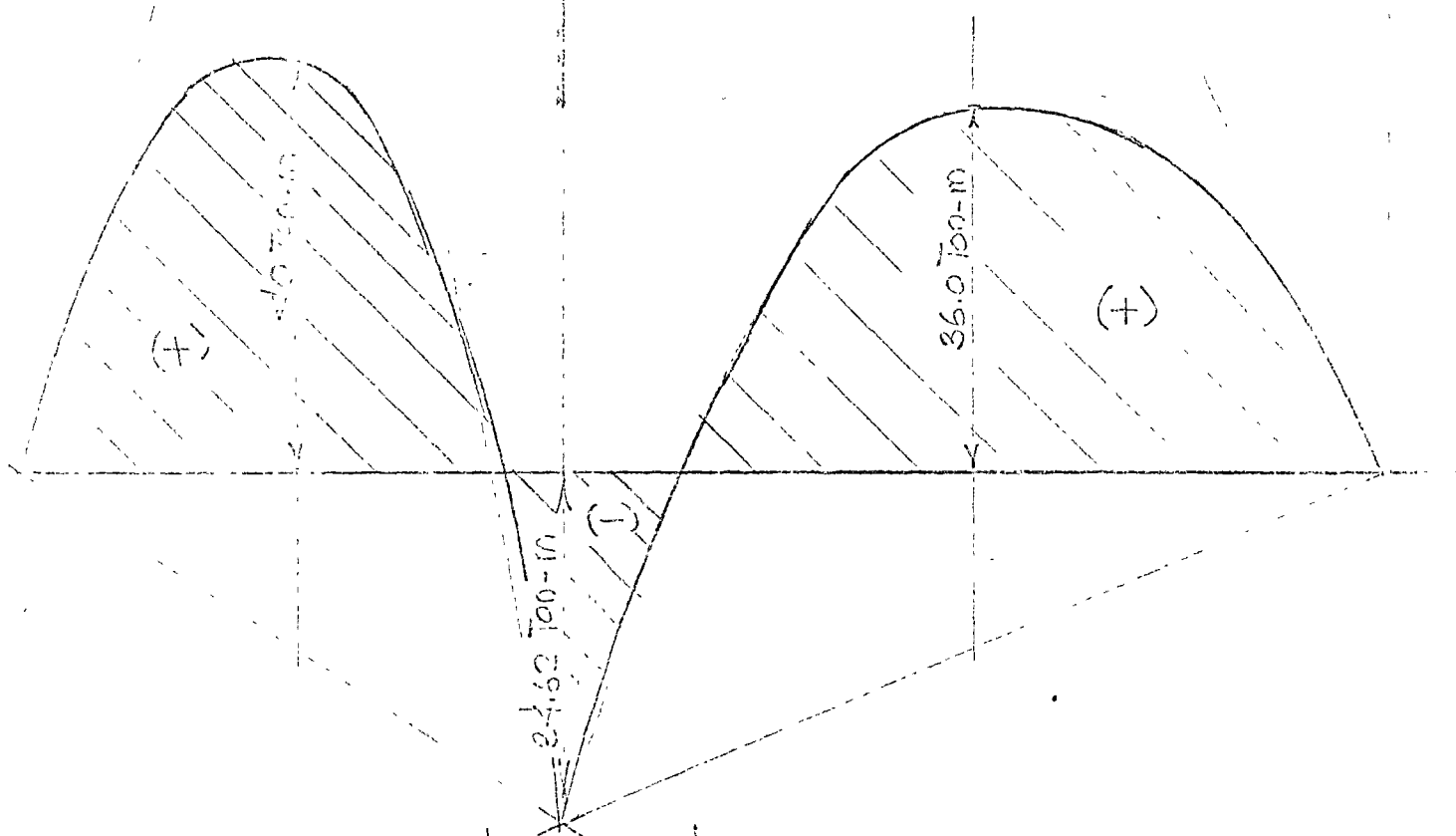
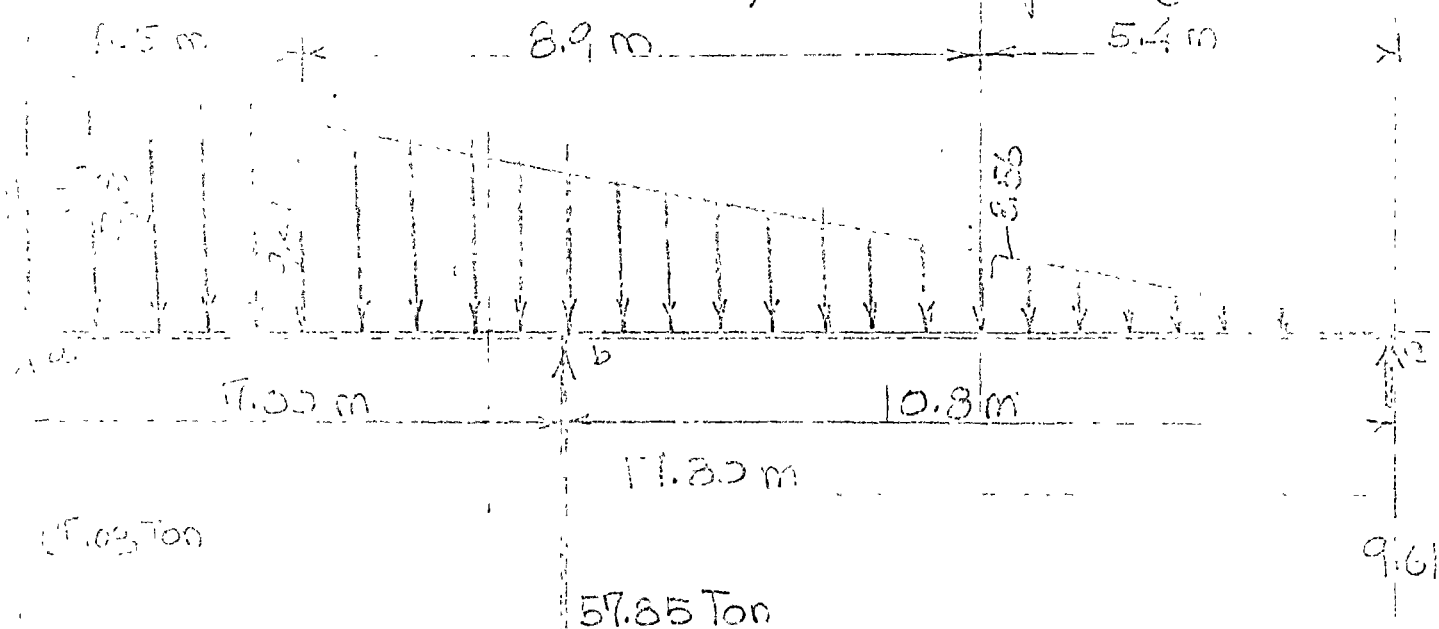


Fig. 4.1 Momentos cargas y reacciones para $z=14.9\text{ m}$ en muros intermedios

1.3 Momentos flexionantes y cortantes para $q = 17.8 \text{ m}$



1.4.2 Momentos flectores cargas y reacciones para $q = 17.8 \text{ m}$ en muros intermedios

Es: Bergos de flexión para $g = 17.30$
como se aplica en la Fig. 4.2

Por el centro del claro en ab se tiene

$$M_x = 40 \text{ Ton-m} \quad (3.14)$$

$$N = .15 \times 3.5 \times 14.3 \times 2.4 = 18.02 \text{ Ton}$$

Substituyendo (3.14) en (3.2) se obtiene

$$(\sigma_s)_{g=14.3} = \pm \frac{40}{0.27} \times 1.25 + \frac{18.02}{0.53}$$

$$= \pm 185.19 + 34.00$$

$$(\sigma_s)_2 = +219.19 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}; (N_{x3})_2 = 32.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad (3.15)$$

$$(\sigma_s)_3 = -151.19 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}; (N_{x3})_3 = 22.68 \text{ "}$$

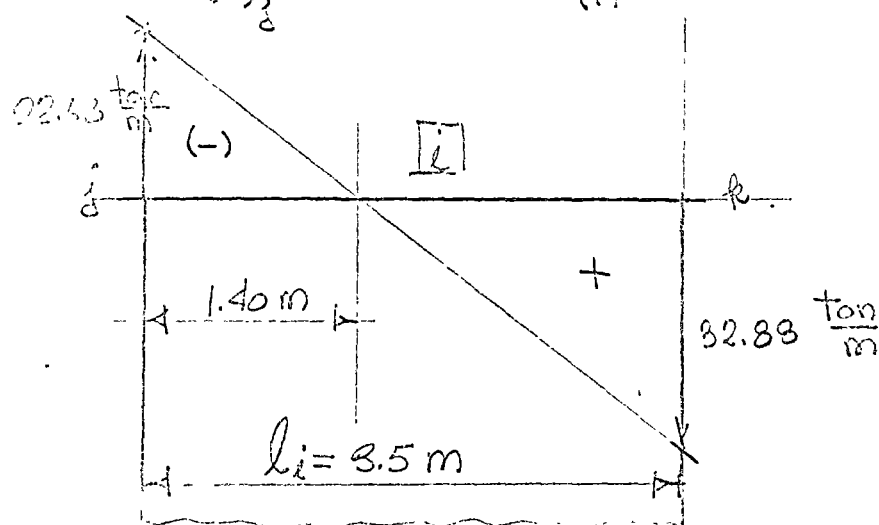


Fig. 4.3 Esfuerzos de flexocompresión.

En el plano de cimentación se observan 8 varillas de $\frac{1}{2}$ " , su capacidad de flexión es para cuatro varillas

$$M_s = 1.27 \times 4 \times 2.00 \times 1.4 = 14.22 \text{ Ton-m} \quad (3.14)$$

Contra

$$M_{li} = \frac{1}{2} 22.68 \times 1.4 \times \frac{2}{3} \times 1.4 = 14.82 \text{ "}$$

los valores (6.14) son aceptables. En los otros puentes la flexión es menor, por lo tanto con el tirante intermedio en $g_0 = 17.80$ el refuerzo vertical actual es suficiente

4.5 Esfuerzos de Corte

En (3.5) se observó que es conservador armar para el esfuerzo de corte promedio trabajando el acero a 55 ton/cm^2 , y que la tensión diagonal era numéricamente igual al corte, y esta actuaba a 45° con la horizontal. El corte máximo sería en a Fig. 4.2 y su valor es $V_a = 37.08 \text{ Ton}$, de (3.6)

$$(N_{yb})_m = \frac{37.08}{179.2} \times 29.3 = 6.14 \text{ ton/m} \quad (3.15)$$

el área de acero inclinado 45° sería de (3.13),

$$A_s = \frac{6.14}{1.5} = 4.09 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (3.16)$$

o sea varillas de $\frac{1}{2}'' @ 12.5 \text{ cm}$. como se especificó en (3.13) y Fig. 3.4

4.5. Sección de los tirantes. de (3.2) se tiene.
para 57.85 Ton , $n_c = \frac{57.85}{2.26} = 26$ cables de 6 mm

" 9.61 " $n_c = \frac{9.61}{2.26} = 5$ cables de 6 mm

4.6. Colocación del refuerzo de corte y de flexión.

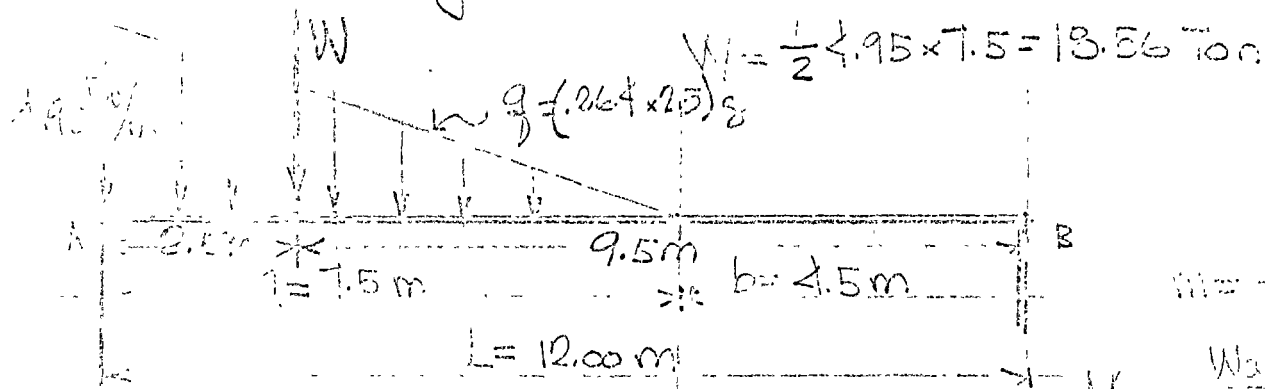
Para ello la única forma sería ampliar el muro actual 17.5 cm a cada lado alojando en el el refuerzo para flexión horizontal y el esfuerzo cortante correspondiente. La separación de las varillas de cortante y las de flexión horizontal aumentará o variará de acuerdo con la variación de la presión de q_{no} y las condiciones de apoyo seleccionadas

4.7 Deberán de revisarse el armado de la losa del túnel y el de la losa de los contrafuertes simétricos.

4.8 Deberá hacerse una caja de profundidades mecada sobre la zapata de cimentación para anclar el refuerzo de cortante

1. Se tiene una pila el muro perimetral con 7.5 m

2. Se tiene de carga sin tirante intermedio



$$m = \frac{7.5}{12} = 0.63$$

$$0.264 \times 2.5 \times 2.5 = 4.95 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad (\text{De I-1})$$

$$R_A = \frac{13.56 \times 9.5}{12} = 14.70 \text{ Ton}$$

$$R_B = \frac{13.56 \times 2.5}{12} = 3.87 \text{ Ton}$$

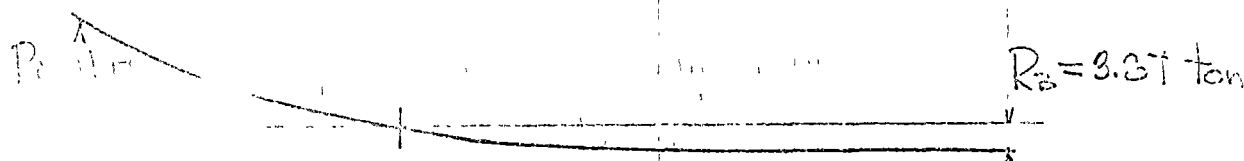
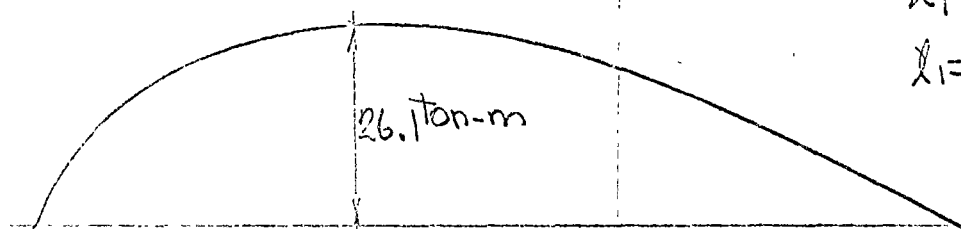
$$M_{max} = \frac{W a}{2} \left(1 - m + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{m}{3}} \right)$$

$$M_{max} = \frac{13.56 \times 2.5}{2} \left(1 - 0.63 + \frac{2 \times 0.63}{3} \sqrt{\frac{0.63}{3}} \right)$$

$$M_{max} = 26.1 \text{ Ton-m}$$

$$x_1 = a \left(1 - \sqrt{\frac{m}{3}} \right)$$

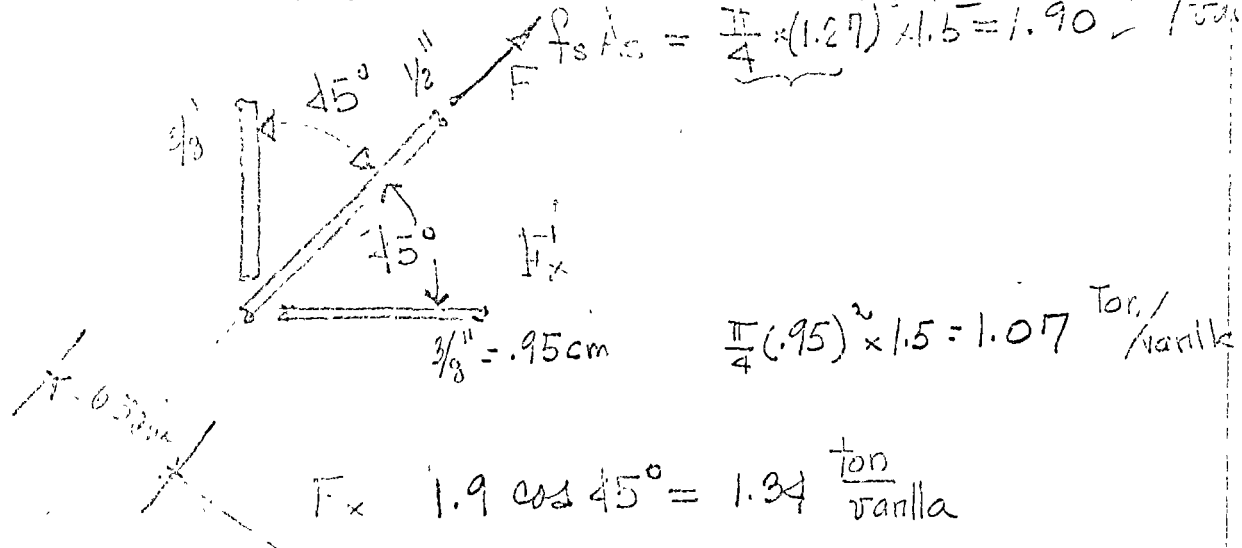
$$x_1 = 2.5 \left(1 - \sqrt{\frac{0.63}{3}} \right) = 4.06 \text{ m}$$



Factor de carga respecto a falla en el acero

$$f = \frac{39.84 \text{ ton-m}}{26.1 \text{ ton-m}} = 1.53$$

Substitución del armado de cort. por Vert. $\frac{\text{ton}}{\text{varilla}}$



cada varilla de $\frac{1}{2}$ " se substituye por una horizontal y una vertical de $\frac{1}{2}$ ". @ $s = \frac{1.9}{1.34} \times 12.5 = 15 \text{ cm}$

Refuerzo horizontal en muro perimetral a $g = 12.00 \text{ m}$

De la Fig. 6.1 se tiene:

$$m = \frac{1}{10} p_{12} l^2 = \frac{1}{10} (3) \times 2.5^2 = 1.88 \frac{\text{ton-m}}{\text{m}}$$

$$\phi \frac{1}{2}'' @ 15 \text{ cm} \quad A_s = 8.47 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}, \quad m = \frac{f_y}{.85 f_c} = \frac{4000}{.85 \times 200} = 23.53$$

$$\rho = \frac{8.47}{100 \times 12} = .00706$$

$$\frac{m_u}{bd^2} = \rho f_y \left(1 - \frac{\rho m}{2}\right) = .00706 \times 4 \left(1 - \frac{.00706 \times 23.53}{2}\right) = .02589$$

$$M_u = .02589 \times 100 \times 10 \times .10 = 2.589 \frac{\text{ton-m}}{\text{m}}$$

$$\text{Factor de carga: } f = \frac{M_u}{m} = \frac{2.589}{1.88} = 1.38$$

$$\text{Emp. } l = 2.5 - .4 = 2.1 \text{ m}, \quad m' = \frac{1}{10} (3) \times 2.1^2 = 1.32 \frac{\text{ton-m}}{\text{m}}$$

$$f' = \frac{2.589}{1.32} = 1.96$$

Aceros para tirantes:

Fabricante: Cables Mexicanos, S.A.

Lerdo 331 Esq. Neptuno

México 3, D.F.

cable de diámetro: $d = 7\text{mm} = 0.7\text{cm}$

$$A_1 = \frac{\pi}{4} (.7)^2 = 0.385\text{cm}^2$$

peso por metro: $w = 0.305\text{ Kg/m}$

precio del kilogramo: $9.00\text{ \$/Kg}$

Capacidad de trabajo de un cable de 7mm, según la gráfica de prueba adjunta de CAMESA se tiene

$$F_1 = 0.6 \times 6.6 \frac{\text{ton}}{\text{cable}} = 3.96 \text{ ton/cable}$$

Conservadoramente se puede considerar

$$F_1 = 3.5 \text{ ton/cable}$$

Modificación al inciso 8.6 :

numero de cables :

$$N_b = \frac{25.77}{3.5} = 7.36 \approx 8 \text{ cables (un tejo } 8 \phi 7\text{mm)}$$

Se modificará la canal Fig. 8.3 a una canal de 8 cables de 7mm de $F_1 = 6.6 \text{ ton/cable}$.

$$N_c = \frac{4.06}{3.5} = 1.16 \approx 2 \text{ cables queda igual}$$

2 Barriletes de 1', para 7mm ($\$5.00/\text{mrr.}$)

2 Juegos de cuñas " " ($\$5.70/\text{juego}$)

De la Pág. 26

$$3 = 14.9m \quad n_b = \frac{39.55}{3.5} = 11.30; \text{ Doce cables de } 7mm \quad f_r \geq 17 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$
$$n_c = \frac{6.15}{3.5} = \text{dos cables de } 7mm \quad //$$

Para $g = 17.8m$

$$n_b = \frac{57.85}{3.5} = 16.53 \approx 17 \text{ cables de } 7mm \quad f_r \geq 17 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

un tejo de 24 cables, de 7mm con una cámara C/2 y solo se pondrán 17 cables por tejo de 24 hilos

Se usaran ductos de 4cm. (segmentos).

COSTO DEL MATERIAL DE TIRANTES Y ANCLAJES

MURO PERIMETRAL

Tendones de 8 cables de 7mm:

Peso de un tendón: $l = 22.5 \text{ m}$

$$W_1 = \frac{22.5 \times 8 \times .305}{(25)} = 61.0 \text{ Kg / tendón} \times \$9.00/\text{Kg} = \$549.00$$

Anclajes:

$$16 \text{ barriletes} \times \$5.00/\text{pz} = \$80.00 \text{ / tendón}$$

$$16 \text{ Juegos cuñas} \times 5.7 = 91.20$$

$$\text{Canales: } 6.00/\text{Kg} \times \$15.00/\text{Kg} = 90.00$$

$$\text{Lámina plomo: 2 piezas} = 20.00$$

$$\begin{array}{r} 281.20 \\ \$830.20 \end{array}$$

dos perforaciones:

Colocación y tensado:

$$\begin{array}{r} 100.00 \\ 100.00 \\ \$1080.20/\text{T.} \end{array}$$

Tendones de dos cables de 7mm:

Peso de un tendón: $l = 22.5 \text{ m}$

$$W_1 = \frac{25 \times 2 \times .305}{\text{Tend.}} = 15.25 \text{ Kg} \times \$9.00/\text{Kg} = \$137.25$$

Anclajes:

$$4 \text{ barriletes y cuñas} \times 10.7 \text{ Kg} = 42.8$$

$$\text{Anclajes: } 4 \text{ Kg} \times \$15.00 = 60.00$$

Lámina plomo

$$= 20$$

$$122.80$$

$$100.00$$

$$100.00$$

$$\begin{array}{r} \$460.00/\text{T.} \end{array}$$

dos perforaciones:

Colocación y tensado

Tendones de 12 cables de 7mm ($l=22.5m$) con campana y Tejo.

Peso de untendón:

$$W = 25 \times 12 \times .305 = 91.5 \frac{kg}{Ten} \times \$9.00/kg = \$832.50$$

Anclajes:

$$\text{dos campanas } C2 \times \$74.75/pca = 149.50$$

$$11 \text{ Tejos } 12\phi 7mm \times 63.35 = 126.70$$

$$1m \text{ ducto de } 45mm \times 7.5 = \underline{7.50} \quad 283.70$$

Perforación y colocación

100.00

Tensado y habilitado:

100.00

\$1316.20 / Ten

Tendones de 17 cables de 7mm ($l=22.5m$) con campana y tejo de 24 cables.

$$\text{Peso tendón: } 25 \times 17 \times .305 = 129.63 \frac{kg}{T} \times \$9.00/kg = \$1166.63/T$$

dos campanas C2

149.50

11 Tejos 24 ϕ 7m $\times$ \$150.00

300.00

Ducto

10.00

Perforación y coloc. campanas

100.00

Tensado y habilitado

150.00

\$1376.13 / T

Anchjes de 3 cables de 7mm ($l=22.5m$) con campana y tejo 8 ϕ 7mm.

$$\text{Peso tendón: } 25 \times 3 \times .305 = 22.8 \frac{kg}{T} \times \$9.00/kg = \$205.83$$

2 Camp. C1: $63.6 \times 2 =$

127.20

2 Tejos 8 ϕ 7m: 63.6×2

127.20

Ductos 1m x 45mm x 2 =

\$254.40 / T

	Cant.	Unid	P.U.	Importe
Tendones de dos cables de 7mm., l=22.5 m	25	Tendón	460.6	11515.00
Tendones de 3 cables de 7mm., l=22.5 m	24	Tendón	710.28	17046.72
Tendones de 8 cables de 7mm., l=22.5 m	25	Tendón	1030.20	25755.00
Tendones de 12 cables de 7mm., l=22.5 m	12	Tendón	1316.20	15674.4
Tendones de 17 cables de 7mm.; l=22.5 m	12	Tendón	1876.13	22513.56
				<u>92504.68</u>

Imprevistos (20%)

\$ 11,000.00 / Bodega

Indirectos y utilidad (40%)

\$ 155400.00 / Bodega

$$(32 - 25) \frac{1}{19}$$

$$\frac{160}{7} =$$

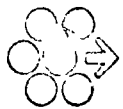
30"

$$\frac{97}{9.2} = 10.65$$

$$\frac{184}{7} = 26.28$$

$$\frac{160}{20} = 8$$

$$\frac{184}{44} = 4.18$$



CAMESA SOCIEDAD ANONIMA

Km. 17 $\frac{1}{2}$ Carretera Tlalnepantla-Cuautitlán
Departamento Central de Pruebas

Muestra
Referencia:

SEPSA-XVI-1

Nuestra Remisión:

20159-W

Fecha:

Enero 26, 1976.

No. de Orden
del Cliente:

4513

Alambre enviado a:

Constructora Autlense
Reynosa, Tamps.

REPORTE DE PRUEBAS

ALAMBRE

Para Concreto Preesforzado

Inspección del material suministrado a:

SERVICIOS Y ELEMENTOS PRESFORZADOS, S.A.

Material: 7.00 mm ϕ tipo CP Liso.

% de rollos reportados: 100

% de rollos probados: 100

Total de rollos: 4

Peso de los rollos: 1,124 Kgs.

Especificación: 160 Kg/mm²

Diám. del rollo 1.80 m.

No. del Rollo	Diám. de Alambre mm.	Resist. a la Tensión Kg/mm ²	% de Alarg. a 12Kg/mm ²	% de Elonga- ción Remanente	Esfuerzo a 0.1% de Alargamiento Kg/mm ²	Dobles de R 20 ¹⁸⁰ mm	E x 10 ⁶ Kg/cm ²	
Min.		160.0		0.1	112.0	5		
Máx.								
R2/1 9675	7.00	188.6	.472	.001		10		
9676	7.01	188.6	.477	.001		8		
9678	7.00	185.5	.482	.001	165.6	8	1.9988	
9691	7.01	183.9	.475	.001		8		

13500 Kgs.

12000

10500

9000

7500

6000

4500

3000

1500

0

CLIENTE *Ind. de Fibras y Filamentos Tejidos*

No. de Pedido *4512*

Diámetro y Tipo *2.0 - P.A.*

GRAFICA CARGA-DEFORMACION DE UNA

MUESTRA DEL ROLLO No. *9673*

Perteneciente a la Colada No.

Diámetro Real *2.0 mm.*

Carga máxima a la tensión *7.404 kg = 185.5 lb*

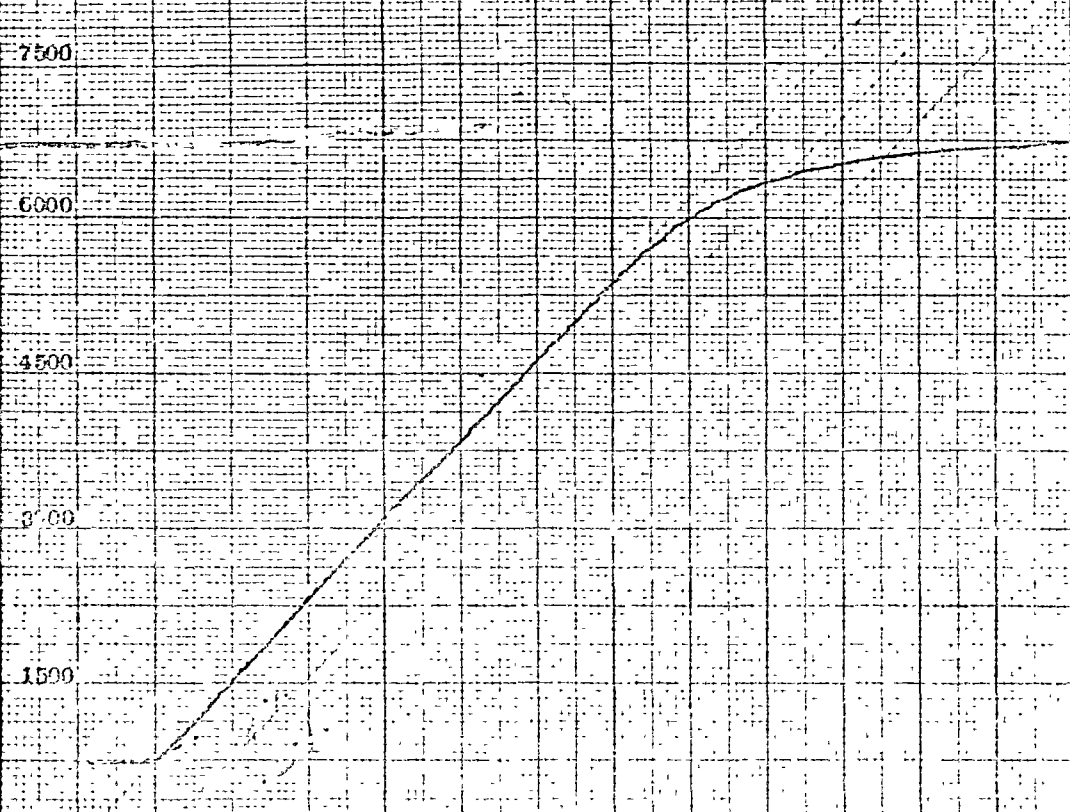
Carga al 1% offset *6.275 kg = 155.0 lb*

Carga al 2% offset *6.000 kg = 135.0 lb*

% de estricción

% de alargamiento en 5 mm

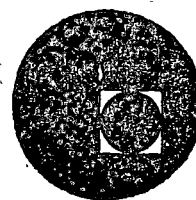
Módulo de elasticidad *1.45 x 10¹¹ dyn/cm²*



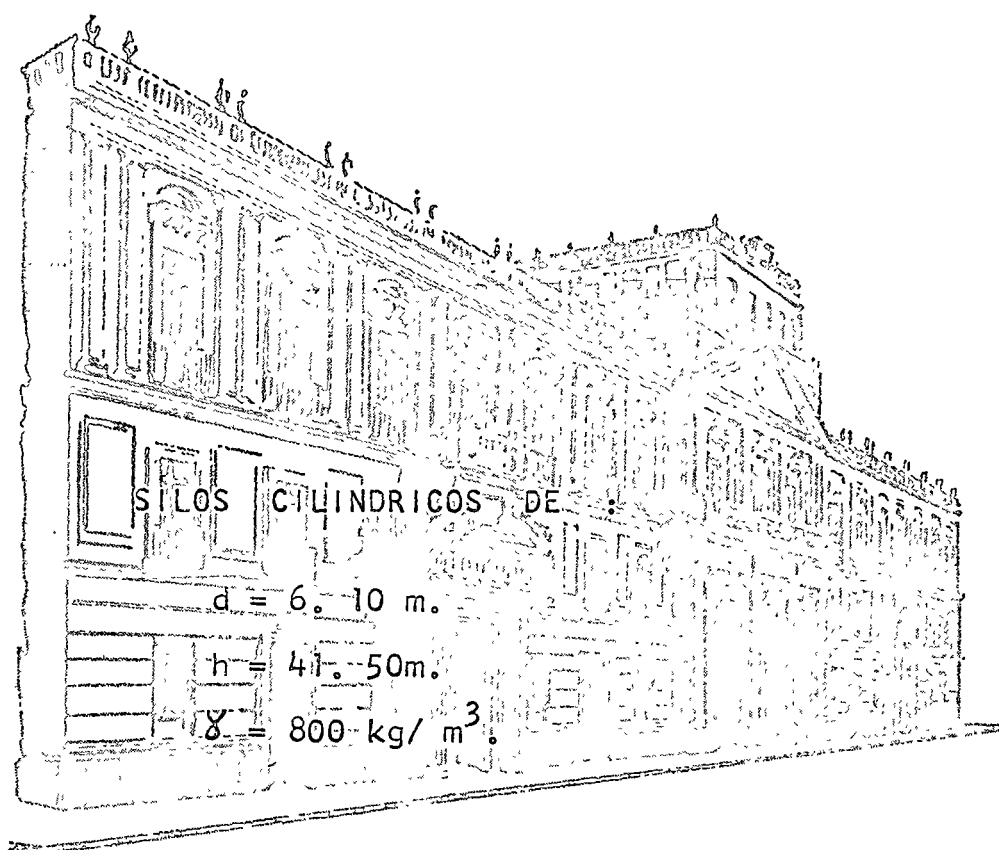




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES



DR. PORFIRIO BALLESTEROS B.

NOVIEMBRE DE 1976.

Булганос нобсоте эб оинед

Булганос нобсоте эб оинед

Булганос нобсоте эб оинед



CONSTRUCTORA LOBEIRA S.A.

SILOS CILINDRICOS LE

$$d = 6.10 \text{ m}$$

$$h = 41.50 \text{ m}$$

$$\gamma = 800 \text{ Kg/m}^3$$

NOVEMBRO 1968.

BALLESTEROS S.A.

DISTRIBUIÇÃO DE LOCAIS TAMBÉM DE SILOS.

CARGAS: $w_{pp} = 375 \text{ kg/m}^2$
 $t=15$

$w_{c.c.} = 300 \text{ kg/m}^2$

$q = 675 \text{ kg/m}^2$

a) PLACA CIRCULAR ENCRUSTADA

$$M_r = \frac{q a^2}{16} \left[(1+\nu) - \left(\frac{r}{a}\right)^2 (3+\nu) \right]$$

$$M_t = \frac{q a^2}{16} \left[(1+\nu) - \left(\frac{r}{a}\right)^2 (1+3\nu) \right]$$

(1)

$$\begin{aligned} (M_r)_{r=0} &= (M_t)_{r=0} = \frac{1+\nu}{16} q a^2 \\ &= \frac{1+0.1}{16} \times 675 \times 3.25^2 \\ &= 122 \text{ kg-m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (M_r)_{r=a} &= -\frac{q a^2}{8} = -\frac{675 (3.25^2)}{8} \\ &= -783 \text{ kg-m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (M_t)_{r=a} &= -\frac{\nu q a^2}{8} = -\frac{0.1 \times 675 (3.25^2)}{8} \\ &= -78.3 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

PROBLEME 2.1.12 (continu.)

$$\left(\frac{V}{\sigma}\right)_r = \frac{140}{340} = \frac{11}{28} \Rightarrow r_r = 1.24 \text{ m.}$$

$$\left(\frac{V}{\sigma}\right)_c = \frac{140}{1430} = \frac{11}{123} \Rightarrow r_c = 1.81 \text{ m.}$$

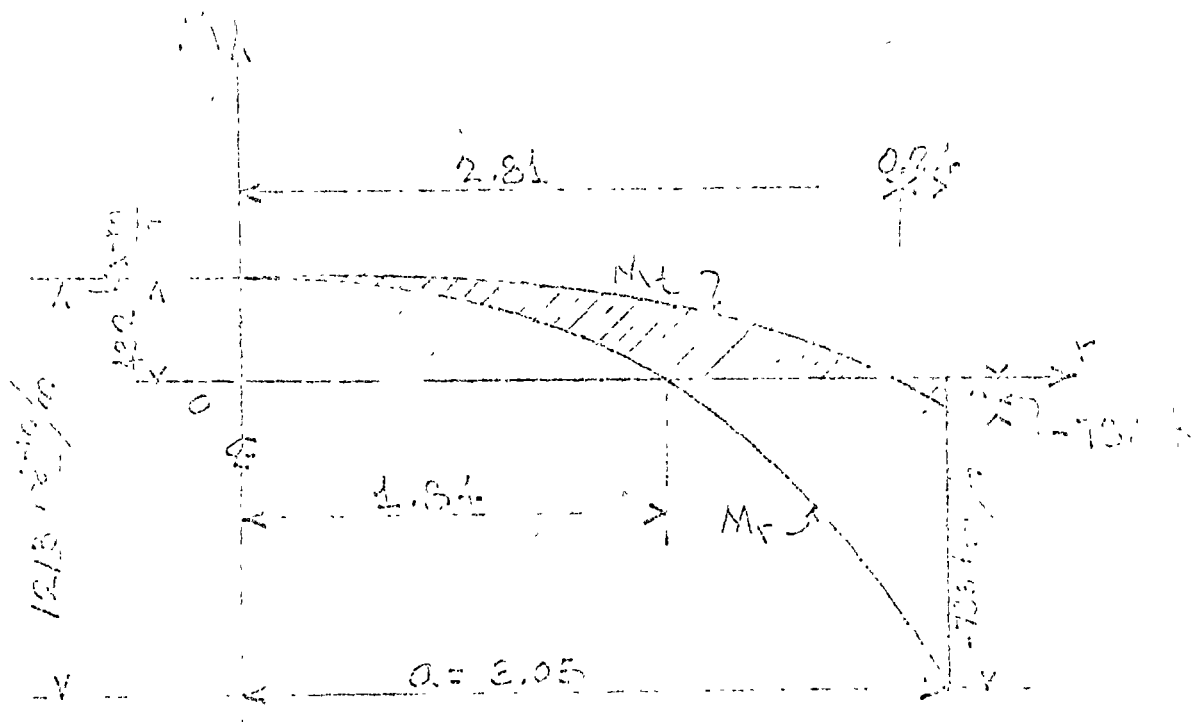


Fig. 1. MOULTE 3. PLECHES EN TUBE CIRCULAIRE
TRIN 2.00 100 1000

ACCORD 2.1.12 (continu.)

$$(A_s)_{r=0} = \frac{M_t}{f_s \cdot d} = \frac{14000}{1000 \times 0.12 \times 1.2} = 0.12 \text{ cm}^2/\text{m.} \quad (6 \text{ } \frac{1}{2} \text{ } \frac{1}{2})$$

$$(A_s)_{r=0} = 0.12 \times \frac{785}{100} = 0.094 \text{ cm}^2/\text{m.} \quad (6 \text{ } \frac{1}{2} \text{ } \frac{1}{2})$$

$$(M_{\theta})_{r=0} = 2.12 \times \frac{75 \cdot 2}{4 \cdot 22} = 0.635 \text{ kg-m} \quad (2.34 \text{ kg-m})$$

b) PLACA CIRCULAR LIBRE ENTE APOLADA.

$$M_r = \frac{q}{16} (3+\nu)(a^2-r^2) \quad (2)$$

$$M_t = \frac{q}{16} [a^2(3+\nu) - r^2(1+3\nu)]$$

$$\begin{aligned} (M_r)_{r=0} = (M_t)_{r=0} &= \frac{3+\nu}{16} q a^2 \\ &= \frac{3+0.1}{16} (675)(2.05^2) \\ &= 1,201 \text{ Kg-m/m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (M_t)_{r=a} &= \frac{q a^2}{8} (1-\nu) \\ &= \frac{675 (2.05^2)}{8} (1-0.1) \\ &= 791 \text{ Kg-m/m.} \end{aligned}$$

$$(M_r)_{r=a} = 0.$$

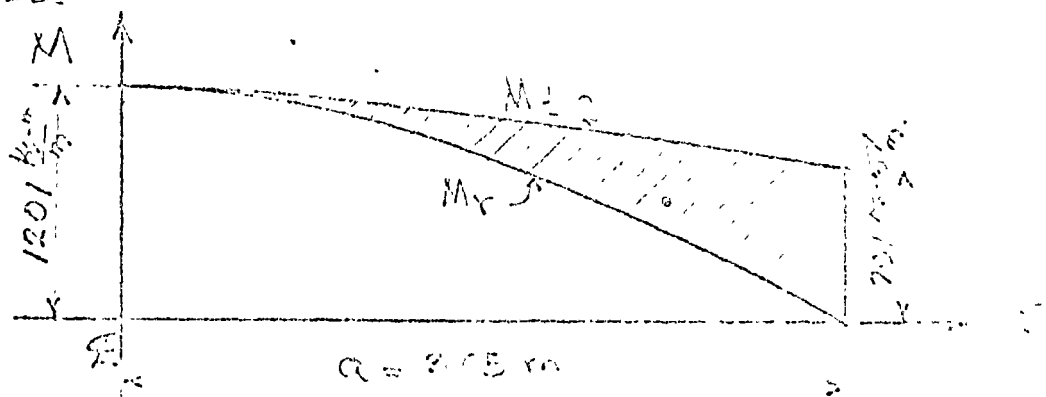


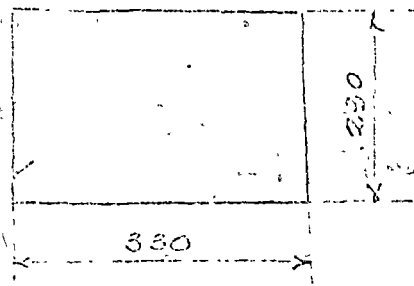
Fig. 2 - Momentos Flexores em placa circular livre em todos os bordos.

ÁCELA DE REFUERZO

$$(A_{sr})_{r=0} = \frac{M}{f_s J_d} = \frac{120100}{2000 \times 0.85 \times 12} = 5.89 \text{ cm}^2 \left(9 \phi \frac{3}{8} \right)$$

$$(A_{sr})_{r=a} = 5.89 \times \frac{791}{1201} = 3.88 \text{ cm}^2 \left(6 \phi \frac{3}{8} \right)$$

Plan de la Intermedia



$$w_{p.p} = 375 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{s.c} = 300$$

$$w_{total} = 675$$

$$m = \frac{A}{B} = \frac{2.9}{3.3} = 0.88$$

M. 7000 2 A.C.I. (pag. 135).

$$M = C w S^2$$

$$C = 0.040 \text{ para } M_A^{(-)}$$

$$C = 0.030 \text{ para } M_A^{(+)}$$

$$M_A^{-} = 0.040 \times 675 \times 2.9^2$$

$$M_A^{-} = 227 \text{ m.kg}$$

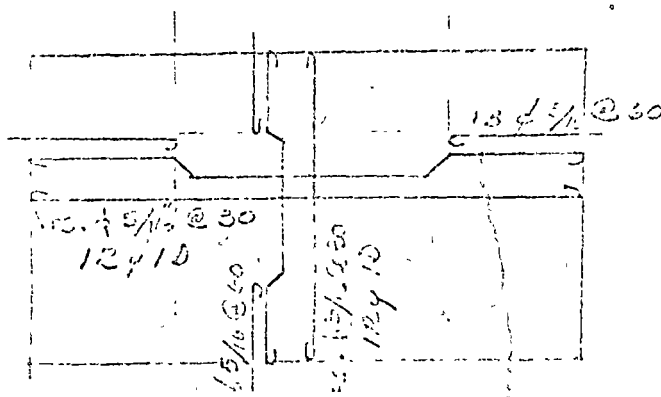
$$M_A^{+} = 0.030 \times 675 \times 2.9^2$$

$$M_A^{+} = 170 \text{ m.kg}$$

ACERO DE REFUERZO

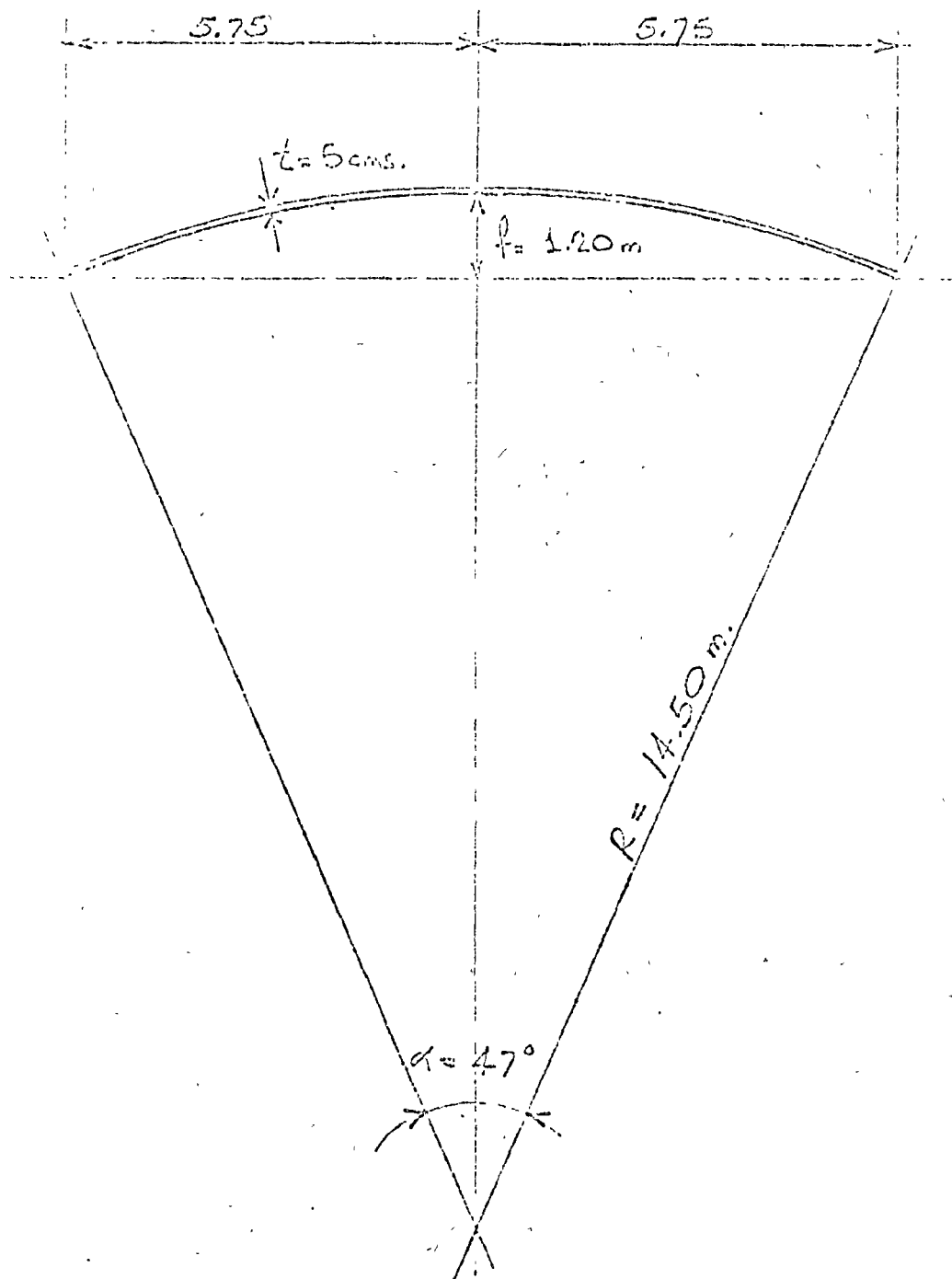
$$A_s^{(+)} = \frac{170 \times 100}{2,000 \times 0.85 \times 12} = 0.84 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ Vas. } \phi 5/16)$$

$$A_s^{(-)} = \frac{227 \times 100}{2,000 \times 0.85 \times 12} = 1.11 \text{ cm}^2 \quad (3 \text{ Vas. } \phi 5/16)$$



CALCULO DE LA LINTERNA

SITUACION DEL LINTERNA



$$= 2\pi (14.50) \left(\frac{47}{360} \right) = 11.89 \text{ m}$$

Given Data:

$$w_{pp} = 11.85 \times 1.07 \times 0.05 \times 2000 = 2425 \text{ Kgs.}$$

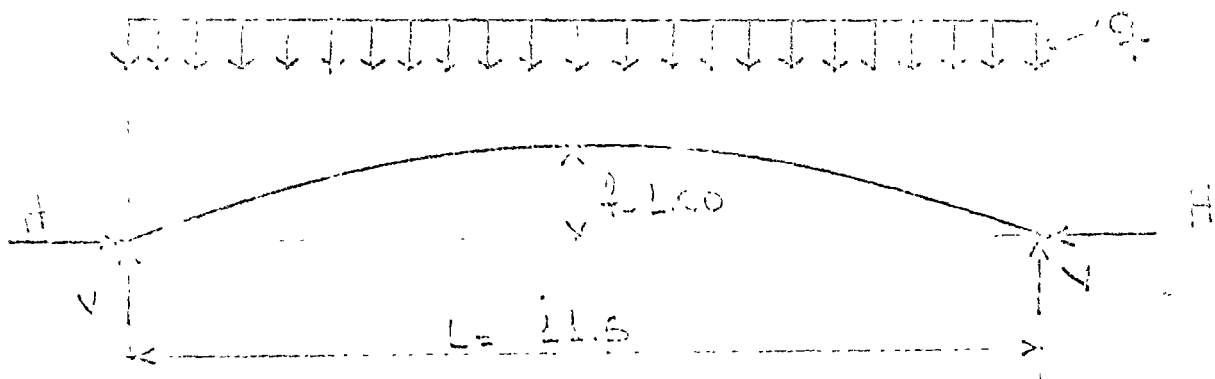
$$w_{imp} = 11.85 \times 1.07 \times 0.01 \times 2000 = 485 \text{ Kgs.}$$

$$w_{lar} = 100 \times 1.00 \times 1.85 = 185 \text{ Kgs.}$$

$$W_{total} = 2895 \text{ Kgs.}$$

$$q = \frac{2895}{11.5} = 250 \text{ Kgs/m.}$$

Diagram:



$$H = \frac{qL^2}{8f} = \frac{250 \times 11.5^2}{8 \times 1.20} = 3440 \text{ Kgs/m}$$

$$V = \frac{qL}{2} = \frac{250 \times 11.5}{2} = 1440 \text{ Kgs/m.}$$

$$N_{Total} = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{3440^2 + 1440^2}$$

$$= \sqrt{11800 + 2100} = \sqrt{1390} = 373 \text{ ton/m}$$

$$N_{min} = H = 3440 \text{ Kgs/m.}$$

$$q_{conv} = \frac{3730}{100 \times 5} = 7.45 \text{ kg/m}^2 < 0.25 f'_c = 50 \text{ kg/m}^2 \checkmark$$

PANDEO DEL ARCO:

$$q_{TOR} = \frac{EI}{R^3} \left(\frac{4\pi^2}{\alpha^2} - 1 \right)$$

f'_c = Carga de pandeo

$$E = 15,000 \text{ t/c} = 210,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Módulo de elasticidad)}$$

$$I = \frac{1}{12} b d^3 = \frac{1}{12} \times 100 \times 5^3 = 1042 \text{ cm}^4 \text{ (Momento de Inercia)}$$

$$R = 14.50 \text{ m} \text{ (Radio de curvatura)}$$

$$\alpha = .47^\circ \text{ (Ángulo central.)}$$

$$q_{TOR} = \frac{210,000 \times 1042}{\left(\frac{14.5^3}{10^6} \right) \times 10^6} \left(\frac{4 \cdot \pi^2}{\left(\frac{.47}{100} \right)^2} - 1 \right)$$

$$= \frac{72,200}{10^6} \left(\frac{39.5}{.0022} - 1 \right) = \frac{72,200}{10^6} (53.2 - 1)$$

$$= \frac{722(53.2)}{10^6} = \frac{42,220}{1000} = 42.2 \text{ kg/cm}$$

$$= 4220 \text{ kg/m}$$

Calcular el M de Rango 1.

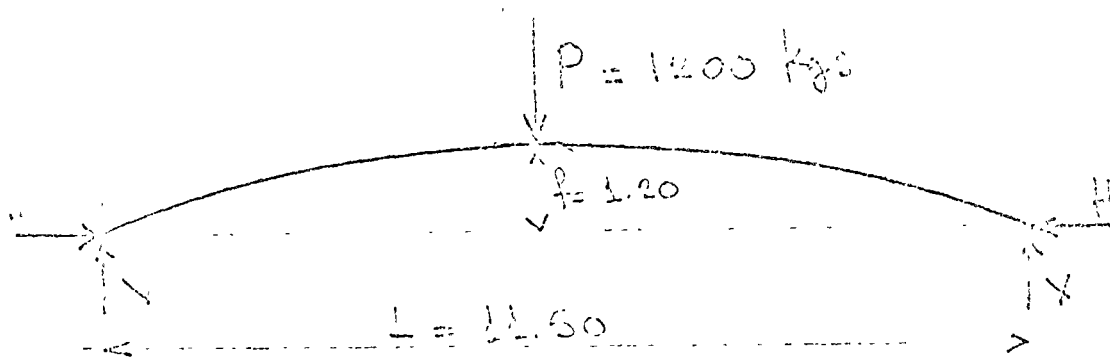
$$C_1 = \frac{q_{cr}}{q} = \frac{4220}{250} = 16,55 \quad \checkmark$$

$$\lambda = 0,002 \times 100 \times 5 = 1 \text{ m}^2/\text{m}$$

Una Vw. $0,5/16''$ @ 2000 en ambas direcciones.

Analisis de Rango 1

Los datos conocidos acerca de RANGOS HA CONSIDERAR EL DISEÑO DE MEMBRAS TRANSFORMADO DE 37-00



$$H = \frac{P \cdot L}{2} \times \frac{1}{l} = \frac{1200 \times 11,50}{2} \times \frac{1}{1,2} = 5,270 \text{ Kgs.}$$

$$V = \frac{P}{2} = \frac{1200}{2} = 600 \text{ Kgs.}$$

$$N_{max} = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{50,3^2 + 600^2} = 600,5 \text{ Kgs.}$$

$$M_{x=\frac{L}{4}} = \frac{\frac{PL}{2} \times \frac{L}{4}}{L} = \frac{\frac{PL^2}{8}}{L} = \frac{PL}{8} = \frac{1200(11.5)}{8}$$

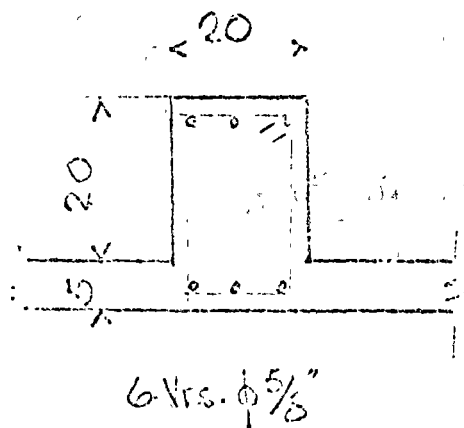
$$= 1725 \text{ Kg-m}$$

$$M_{x=L/2} = \frac{\frac{PL}{2} \times \frac{L}{2}}{L} = \frac{\frac{PL^2}{4}}{L} = \frac{PL}{4} = \frac{1200(11.5)}{4}$$

$$= 3,450 \text{ Kg-m.} \leftarrow M_{\text{MAXIMO.}}$$

$$N_{x=L/2} = 8,290 \text{ Kgs.}$$

Revisión de la sección del Arco:



$$A_s = 13.75 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 500 \text{ cm}^2$$

$$e' = \frac{M}{N} = \frac{3450 \times 100}{8290}$$

$$e' = 41.7 \text{ cm}$$

$$\frac{e'}{r} = \frac{41.7}{25} = 1.67$$

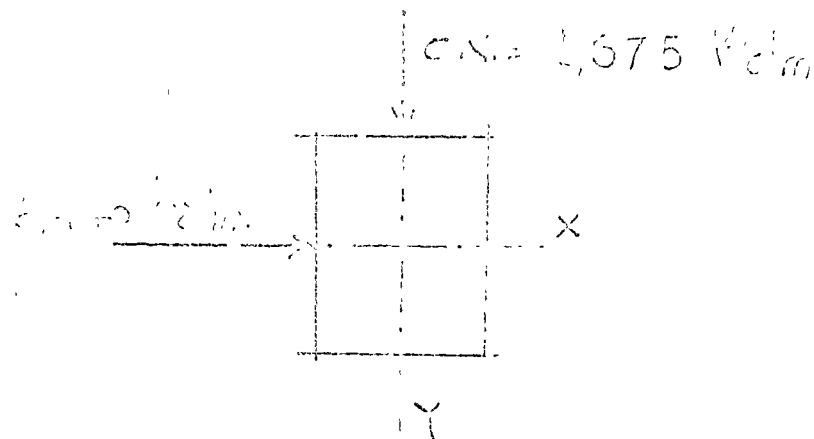
$$\frac{y}{r} = \frac{17}{20} = 0.85$$

WIND AND VIBRATION

$$\text{Reaction Horizontal} = 3,440 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Reaction Vertical} = 1,675 \text{ Kg/m.}$$

$$W_p = 0.3 \times 0.4 \times 24.00 \times 1.0 = 2.88 \text{ Kg/m}$$



$$\text{SEPARACION DE TIRANTES} = 1.06 \text{ m.}$$

$$\text{CARGA POR TIRANTE} = 7300 \text{ Kgs.}$$

SE USARAN 4 CABLES DE 7mm. ϕ EN CADA TIRANTE CON $f_y = 17,500 \text{ Kg/cm}^2$.

Corremos apoyos verticales a 2.50m.

$$M_x = \frac{1,675 \times 2.5^2}{10} = 73 \text{ Kg-m.}$$

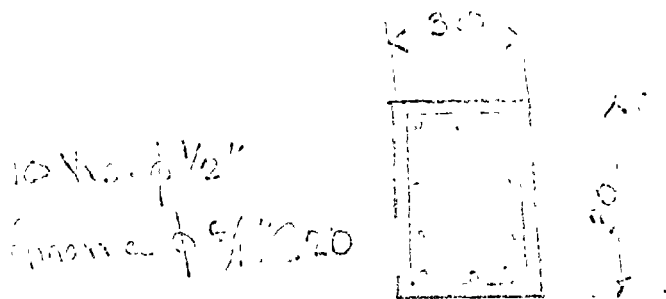
$$M_y = \frac{3,440 \times 2.5^2}{10} = 1510 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{V_u}{f_s J d}$$

$$A_{s_x} = \frac{738 \times 100}{22,000 \times 0.85 \times 25} = 1.67 \text{ in}^2$$

$$A_{s_y} = \frac{1510 \times 100}{22,000 \times 0.85 \times 15} = 3.51 \text{ in}^2$$

$$A_{s_{total}} = 1.67 + 3.51 = 5.18 \text{ in}^2$$



SECTION 2 - CONNECTION

DATOS DEL MATERIAL POR ALMACENAR.

TRIGO.

$$\gamma = 800 \text{ Kg/m}^3$$

Ángulo de fricción interna $27^\circ \leq \phi \leq 33^\circ$

$$\mu = \tan \phi = 0.521$$

Ángulo de fricción grano con celda

$$22^\circ \leq \phi' \leq 55^\circ$$

$$\mu' = \tan \phi' = 0.423$$

$$k = \frac{L \cdot \tan \phi}{1 + \tan \phi} = \frac{1 - 0.454}{1 + 0.454} = \frac{0.546}{1.454} = 0.375$$

PRESIONES DEL GRANO SOBRE CELDAS.

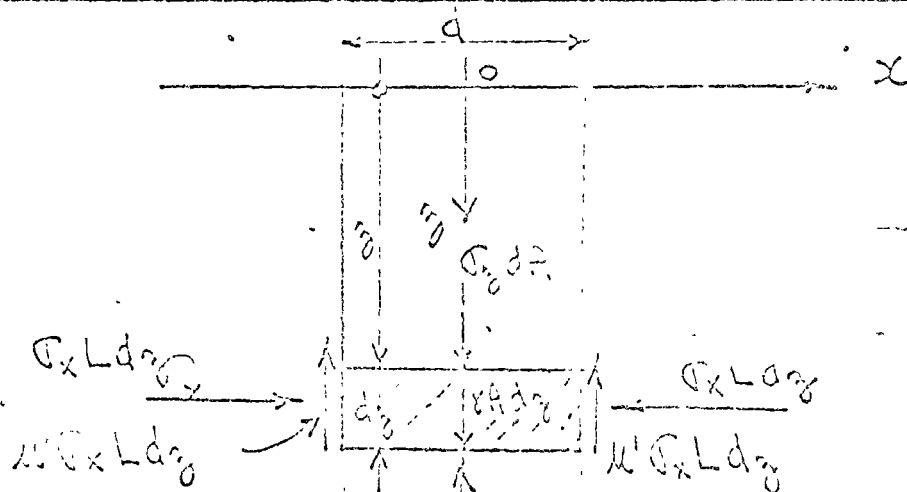


Fig. 3.

$$\left(\sigma_z + \frac{d\sigma_z}{dz} dz \right) A$$

DEFINICION USADA EN LA FIG. # 3.

σ_z = PRESION VERTICAL DEL GRANO A LA PROFUNDIDAD z

σ_x = " HORIZONTAL " " " " " " "

A = SECCION TRANSVERSAL DE LA CELDA

L = PERIMETRO DE LA CELDA.

$R = \frac{A}{L}$ = RADIO HIDRAULICO DE LA CELDA.

ϕ = ANGULO DE FRICCION INTERNA DEL GRANO ($\mu = \tan \phi$)

ϕ' = ANGULO DE FRICCION ENTRE GRANO Y CELDA ($\mu' = \tan \phi'$)

γ = PESO VOLUMETRICO DEL GRANO.

FORMULA PARA LA VARIACION DE PRESIONES.

ACEPTANDO LA TEORIA DE RUPTURA DE RANKINE
PARA MATERIALES GRANULARES SE TIENE:

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = k \quad (1)$$

DE $\sum F_z = 0$ SE OBTIENE

$$\gamma - \frac{d\sigma_z}{dz} - \frac{\mu' L k}{A} \sigma_z = 0 \quad (2)$$

RESOLVIENDO LA ECUACION DIFERENCIAL 2 E
IMPONIENDO LA CONDICION $(\sigma_z)_{z=0} = 0$ SE TIENE:

$$\left. \begin{aligned} p &= \frac{2\gamma}{\mu' R} \left(1 - e^{-\frac{\mu' R}{2}} \right) \\ T_r &= \frac{R\gamma}{\mu'} \left(1 - e^{-\frac{\mu' R}{2}} \right) \end{aligned} \right\} (3)$$

LAS PRESIONES MAXIMAS TIENDEN A :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\theta m} &= \frac{R\gamma}{\mu' R} \\ \sigma_{xm} &= \frac{R\gamma}{\mu'} \end{aligned} \right\} \text{--- (4)}$$

DATOS NUMERICOS EN ESTE CASO :

$$d = 6.10 \text{ m.}$$

$$r = 41.50 \text{ m.}$$

$$R = \frac{A}{L} = \frac{d}{4} = \frac{6.10}{4} = 1.525 \text{ m}$$

$$\mu' = 0.423$$

$$\mu = 0.521$$

$$R = 0.375$$

VARIACION DE PRESIONES DE RANKINE:

$$\begin{aligned} p_x &= \gamma z \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 800 \gamma \left(\tan^2 [45 - 13.5^\circ] \right) \\ &= 800 \gamma \tan^2 (31.5^\circ) = 800 \gamma (0.6123) \end{aligned}$$

$$p_x = 300 \gamma \text{--- (5)}$$

HORIZONTAL INTERNA

REEMPLAZANDO VALORES EN (4) SE TIENE :

$$\sigma_x m = \frac{1.525 \times 800}{0.423} = 2,880 \text{ Kg/m}^2 \text{ --- (6)}$$

DETERMINACION DE LA INTERSECCION DE PRESIONES DE RAYMOND, CON LA ASINTOTA σ_{xm} .

SUSTITUYENDO (6) EN (5) SE TIENE

$$z_A = \frac{\sigma_{xm}}{800} = \frac{2880}{800} = 7.6 \text{ m. --- (7)}$$

PRESION HORIZONTAL A $z_A = 7.6 \text{ m}$

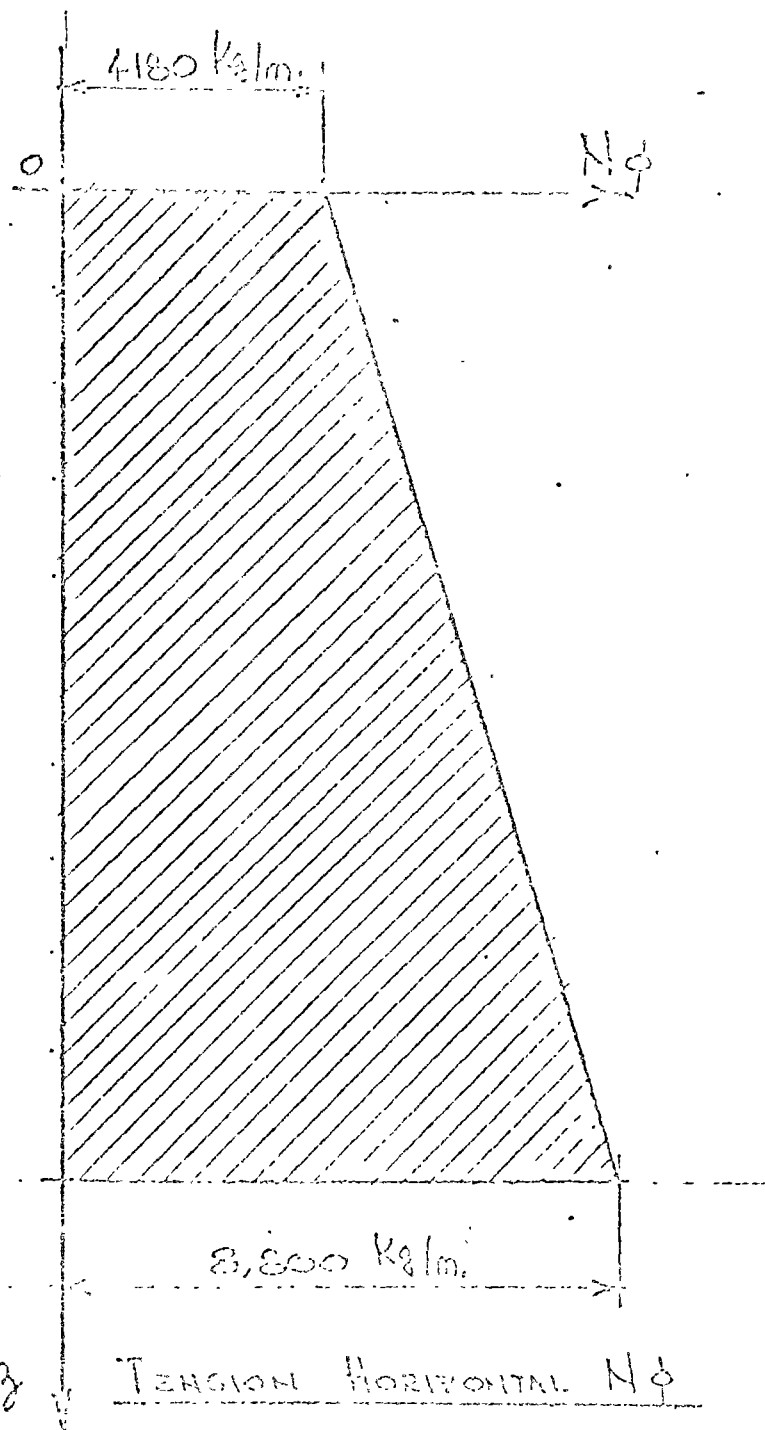
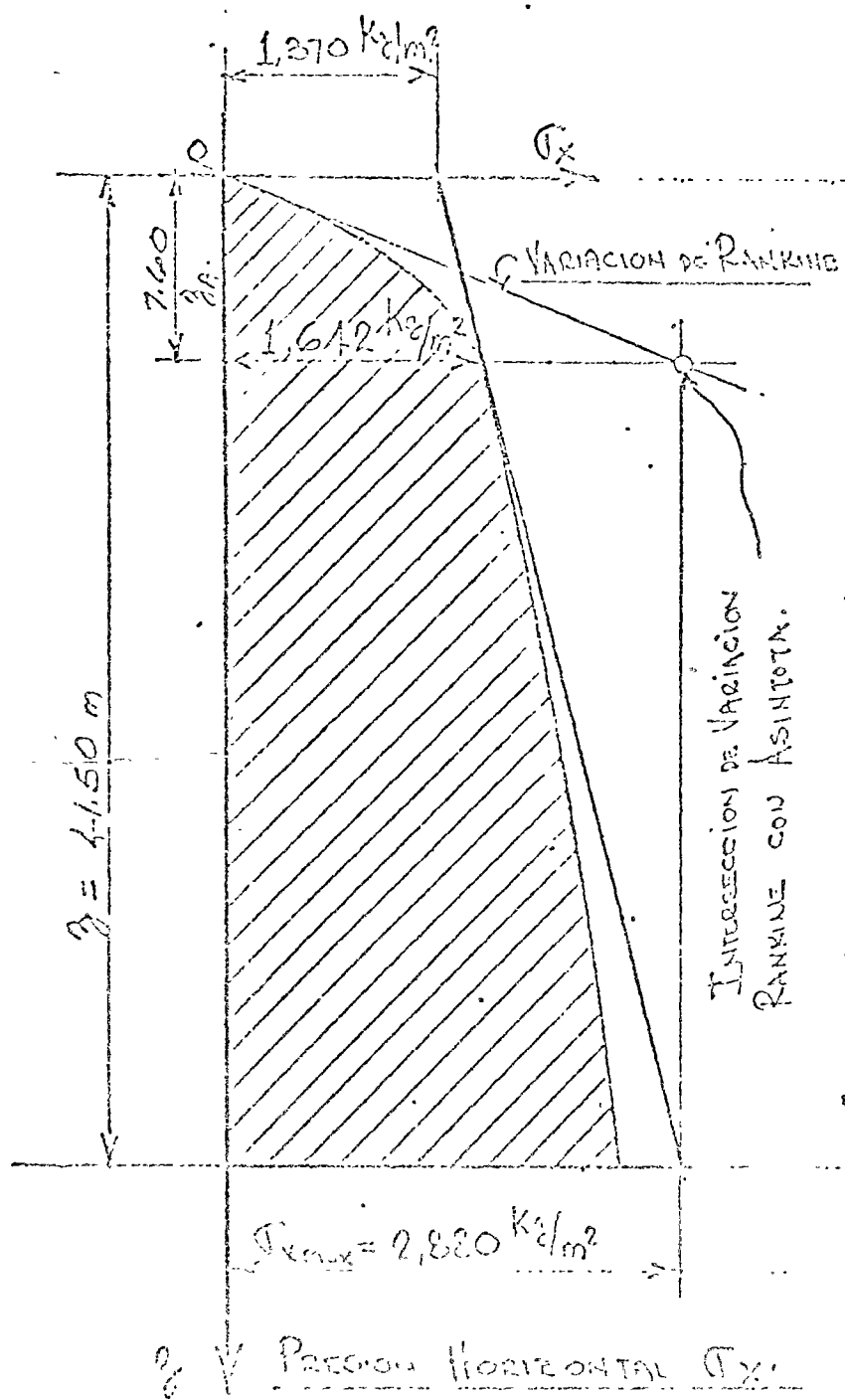
$$\begin{aligned} (\sigma_x)_{z=7.6} &= \frac{1.525 \times 800}{0.423} \left(1 - e^{-\frac{0.423 \times 0.375 \times 7.6}{1.525}} \right) \\ &= 2,880 (1 - e^{-0.792}) = 2,880 (1 - 0.43) \\ &= 1,64.2 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

TENSION HORIZONTAL :

$$H\phi = \gamma \sigma_x \text{ --- (8)}$$

$$\left. \begin{aligned} (H\phi)_{z=0} &= 3.05 \times 1,370 = 4,180 \text{ Kg (Máxima)} \\ (H\phi)_{z=4.15} &= 3.05 \times 2,880 = 8,800 \text{ Kg (Máxima)} \end{aligned} \right\} \text{ (9)}$$

Distribuição de Pressão e Tensão Horizontal.



2. DISEÑO DE TENSIÓN MÁXIMA EN EL CONCRETO.

$$P_{\text{HORIZ}} (N\phi)_{\text{MAX.}} = 8,800 \text{ Kg/m.}$$

$$A_s = \frac{N\phi}{f_s} = \frac{8,800}{1,500} = 5.87 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

EN EL PRIMER METRO SE COLOCARÁN 5 VRS. DE $1/4"$ ϕ
DE $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ Y SU REDUCCIÓN EN FLEXIÓN
DE 70 SE HARÁ DE ACUERDO AL DIAGRAMA DE TENSIÓN
 $N\phi$ (VER VER FIGURA.)

TENSIÓN EN EL CONCRETO

$$f_c = \frac{C E_s A_s + N\phi}{A_c + n A_s} \quad \text{--- (10)}$$

$C = 0.0003$ (Coeficiente de contracción del concreto.)

$E_s = 2.1 \times 10^6$ (Módulo de elasticidad del acero.)

$A_s = 6.85 \text{ cm}^2$ (Sección horizontal del refuerzo.)

$N\phi = 8,800 \text{ Kg.}$ (Tensión total horizontal por m.)

$A_c = 15 \times 100 = 1500 \text{ cm}^2$ (Área del concreto.)

$n = \frac{E_s}{E_c} = 10$ (Relación de módulos.)

(11)

Substituyendo (11) en (10) se obtiene:

$$f_c = \frac{0.0003 \times 2.1 \times 10^6 \times 6.85 + 8,800}{1,500 + 10 \times 6.85} = \frac{1,000 + 8,800}{1,500 + 68.5}$$

$$f_c = 8.16 \text{ Kg/cm}^2.$$

FLUJO DE MÁXIMO PERMISIBLE

$$f_{cw} = 0.10 f'_c$$

$$f_{cw} \text{ para } f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 = 20 \text{ kg/cm}^2 > 3.18 \text{ kg/cm}^2$$

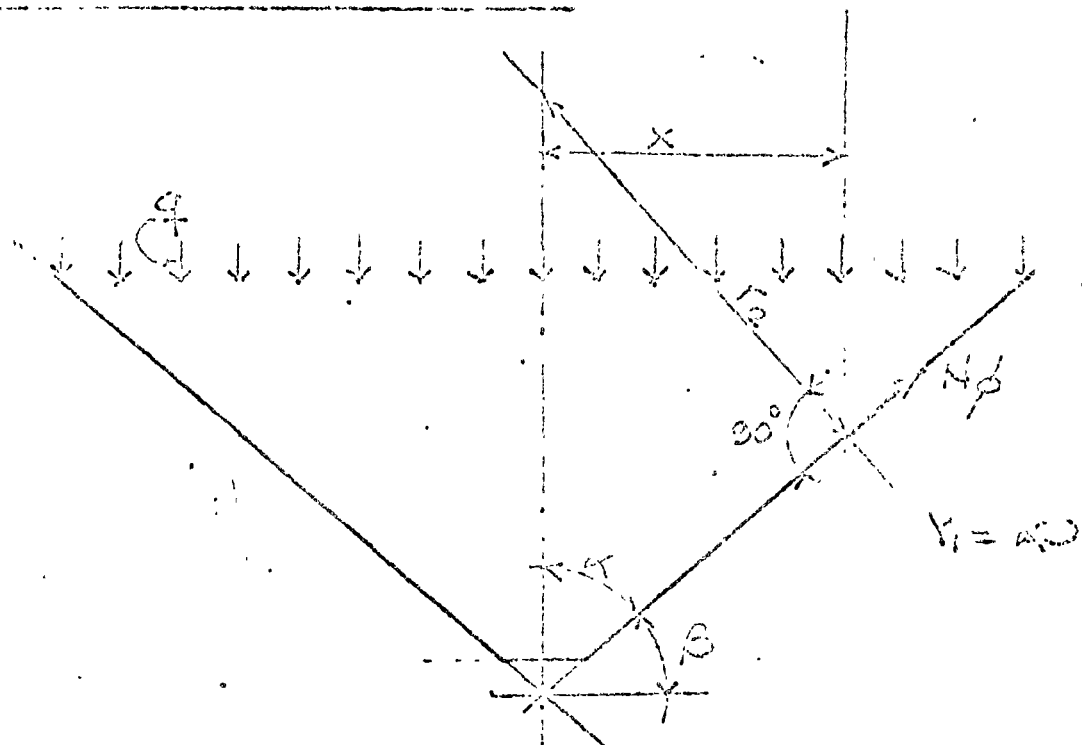
ÁREA DE ACERO POR TRANSFERENCIA

$$A_c = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vrs. $\phi \frac{3}{8}"$ @ 26 cm.

Vrs. $\phi \frac{5}{16}"$ @ 18 cm.

FONDO CONICO:



$$\Sigma F_v = (N_\phi \cos \alpha) 2\pi x = q \pi x^2$$

$$N_\phi = \frac{q x}{2 \cos \alpha}$$

$$\frac{N_\phi}{r_1} + \frac{N_\theta}{r_2} = -Z$$

$$r_2 = \frac{x}{\cos \alpha}$$

$$Z = -q \cos^2 \beta$$

$$\frac{N_\phi}{\infty} + \frac{N_\theta}{\frac{x}{\cos \alpha}} = q \cos^2 \beta$$

$$N_\theta = \frac{q x \cos^2 \beta}{\sin \beta}$$

Datos Numericos:

$$\alpha = 49^\circ \quad \cos \alpha = 0.6561$$

$$\beta = 4.1^\circ \quad \text{sen } \beta = 0.6561, \quad \cos \beta = 0.7547, \quad \cos^2 \beta = 0.569$$

Determinacion de "q":

$$\sigma_{gm} = \frac{R \cdot x}{e' \cdot r} = \frac{1.525 \times 800}{0.423 \times 0.375} = 7680 \text{ kg/m}^2$$

$$\omega_{pp} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$q = \sigma_g + \omega_{pp} = 7680 + 40 = 7720 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{q}{\cos \alpha} = \frac{7720}{0.6561} = 10,860 \text{ kg/m}^2$$

$$q \frac{\cos^2 \beta}{\text{sen } \beta} = 7720 \times \frac{0.569}{0.6561} = 6,175 \text{ kg/m}^2$$

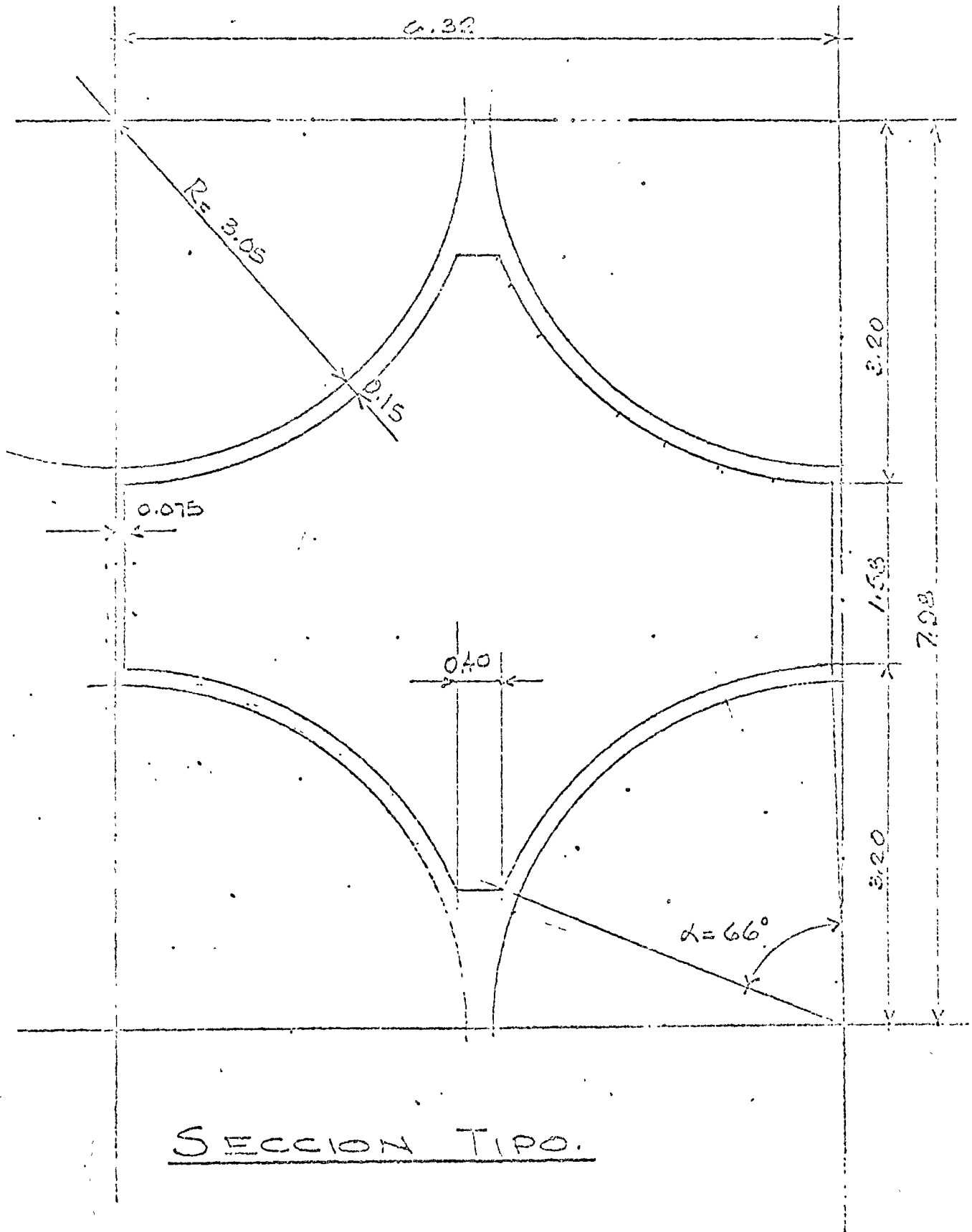
$$As_\phi = \frac{H_\phi}{1500}$$

$$As_\theta = \frac{H_\theta}{1500}$$

Tabla de Refuerzo del Fondo Conico.

Punto	N ϕ	N θ	As ϕ	As θ	Refuerzo ϕ	Refuerzo θ
x = 0.50	2,710	3,087	1.81 m ²	2.06 m ²	Vrs. ϕ 1/2" @ 23	Vrs. ϕ 1/2" @ 30 m
x = 1.00	5,420	6,175	3.62 m ²	4.12 m ²	Vrs. ϕ 1/2" @ 20	Vrs. ϕ 1/2" @ 30 m
x = 1.50	8,130	9,262	5.43 m ²	6.18 m ²	Vrs. ϕ 1/2" @ 23	Vrs. ϕ 1/2" @ 20 m
x = 2.00	10,840	12,350	7.24 m ²	8.24 m ²	Vrs. ϕ 1/2" @ 17	Vrs. ϕ 1/2" @ 15 m
x = 2.50	13,550	15,437	9.05 m ²	10.30 m ²	Vrs. ϕ 1/2" @ 14	Vrs. ϕ 1/2" @ 12 m
x = 3.00	16,260	18,525	10.86 m ²	12.36 m ²	Vrs. ϕ 1/2" @ 10	Vrs. ϕ 1/2" @ 10 m

CÁLCULO DE PRESIONES EN INTERSILO CENTRAL.



DATOS NUMERICOS:

$$h = 36.70 \text{ m.}$$

Area de la seccion:

$$A_{\text{rectangulo}} = 6.32 \times 7.98 = 50.44 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{int. silos}} = \pi \times 3.05^2 = 29.22 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{conc. silos}} = \pi \times 6.10 \times 0.15 = 2.87 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{conc. inter silos}} = 1.53 \times 0.075$$

$$+ \frac{1.40 \times 6.5 \times 2}{2} = 0.33 \text{ m}^2$$

$$\text{Area de la seccion} = 17.97 \text{ m}^2$$

PERIMETRO DE LA SECCION:

$$P = 2 \times 0.40 + 2 \times 1.53 + 4 \times \pi \times 2 \times 3.2 \times \frac{66}{360}$$

$$= 0.80 + 3.16 + 14.75 = 18.71$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{17.97}{18.71} = 0.96 \text{ m.}$$

VARIACION DE PRESIONES DE RAUQUE.

$$p_x = 300 \text{ g} \text{ ————— (5)}$$

Presión Horizontal Máxima

SUBSTITUYENDO VALORES EN (4) SE TIENE

$$\sigma_{xm} = \frac{0.96 \times 800}{0.423} = 1,815 \text{ Kg/m}^2 \quad ()$$

DETERMINACION DE LA INTERSECCION DE PRESIONES DE RANKINE CON LA ASINTOTA σ_{xm} .

SUBSTITUYENDO () EN (5) SE TIENE :

$$z_A = \frac{\sigma_{xm}}{300} = \frac{1,815}{300} = 6.05 \text{ m} \quad ()$$

PRESION HORIZONTAL A $z_A = 6.05 \text{ m}$.

$$\begin{aligned} (\sigma_x)_{z=6.05} &= \frac{0.960 \times 800}{0.423} \left(1 - e^{\frac{-0.423 \times 0.375 \times 6.05}{0.960}} \right) \\ &= 1,815 (1 - e^{-1}) = 1,815 (1 - 0.369) \\ &= 1,815 (0.631) = 1,146 \text{ Kgs} \end{aligned}$$

ACERO DE REFUERZO POR TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Vrs. $\phi \frac{3}{8}'' @ 26 \text{ cms.}$

Vrs. $\phi \frac{5}{16}'' @ 18 \text{ cms.}$

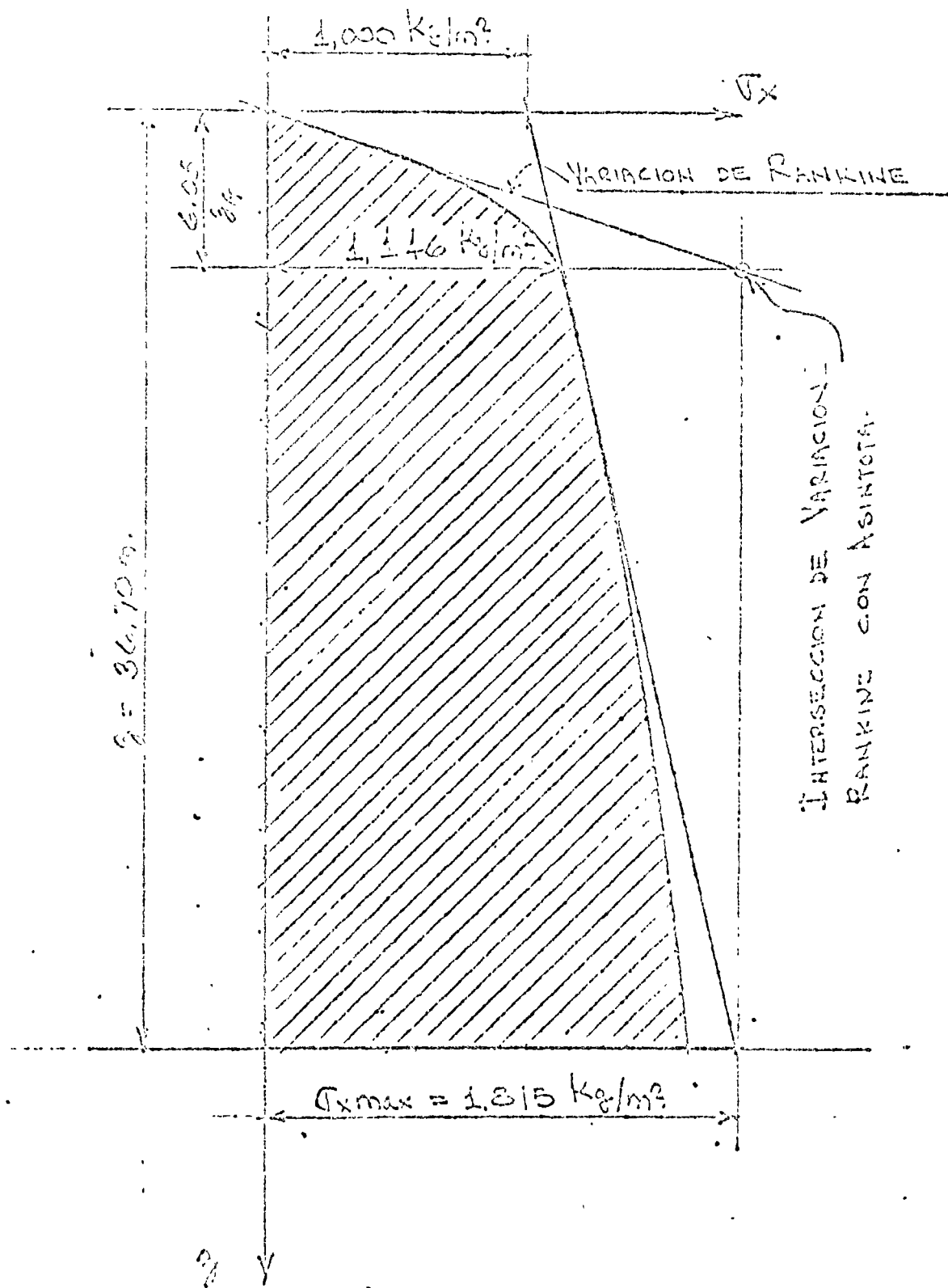


DIAGRAMA DE PRESION HORIZONTAL. σ_x

El valor de Tensión en INTERSECT.

$$T = P_{max} \times 6.32 \times 1.00$$

$$= 1,815 \times 6.32 \times 1.00 =$$

$$T_{max} = 11,460 \text{ Kgs.}$$

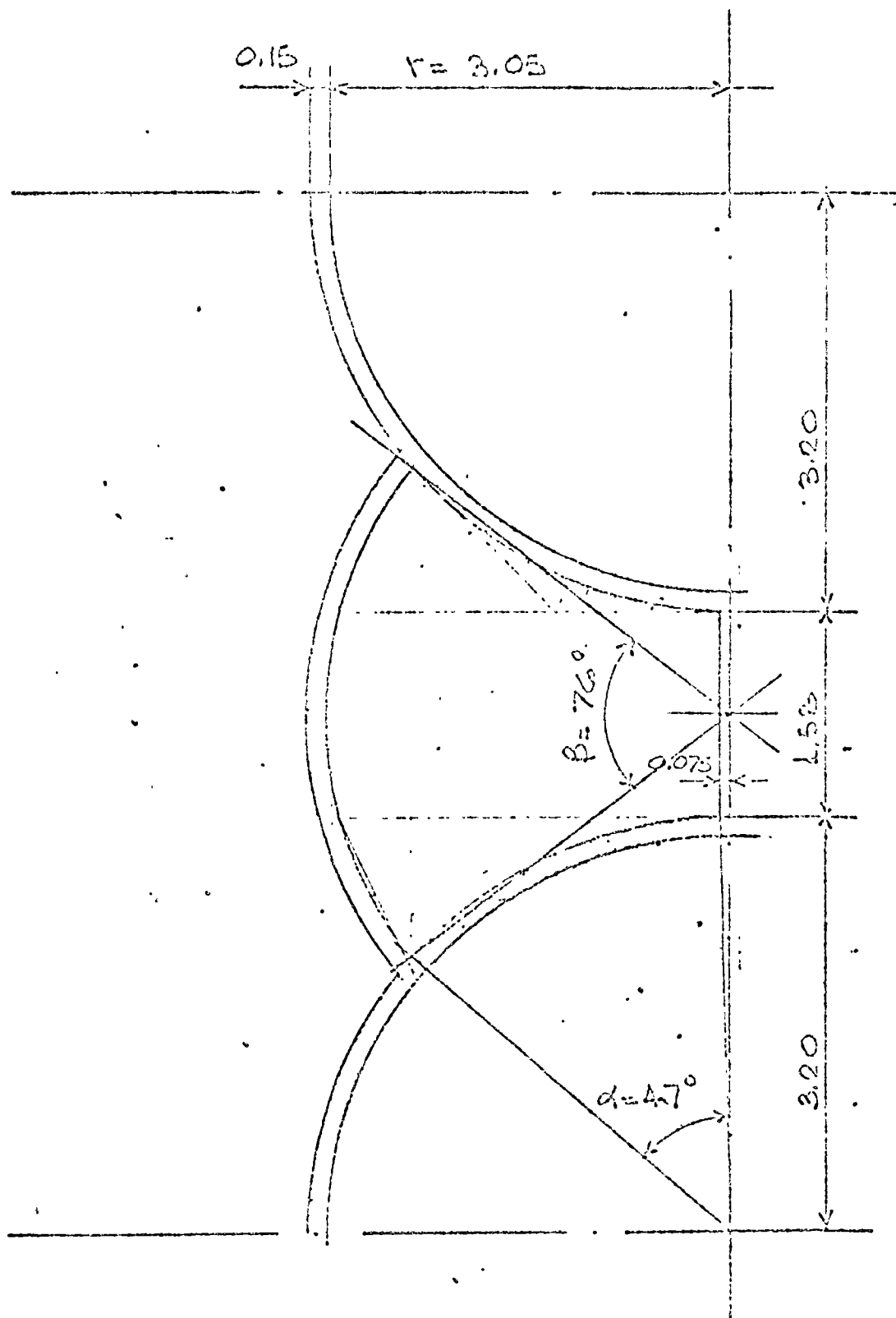
$$A_s = \frac{11,460}{1,650} = 6.95 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/8" @ 20 \quad A_s = \frac{100 A_v}{S}$$

$$A_s = \frac{100 \times 0.71}{20} = 7.1 \text{ cm}^2 > 6.95 \text{ cm}^2.$$

No se necesita refuerzo extra para tomar esta tensión.

Cálculo de Presiones en Intersillo Lateral.



DATOS NUMERICOS.

INTRODU

$$h = 36.70 \text{ m}$$

ÁREA DE LA SECCION:

$$A = 1.53 \times 2.95 + 2 \left(\frac{0.55 \times 1.15}{2} \right) + 2 \left(\frac{1.10 \times 1.10}{2} \right) + 4 \left(\frac{1.10 \times 0.30}{2} \right)$$

$$A = 4.66 + 1.70 + 1.21 + 0.66$$

$$\text{ÁREA DE LA SECCION} = 8.23 \text{ m}^2$$

PERÍMETRO DE LA SECCION:

$$P = 1.53 + 2\pi \times 3.05 \times \frac{76}{360} + 2 \left(2\pi \times 3.2 \times \frac{47}{360} \right)$$
$$= 1.53 + 3.62 + 5.25$$

$$P = 10.45 \text{ m.}$$

$$R = \frac{A}{P} = 0.788 \text{ m.}$$

VARIACION DE PRESIONES DE RANKINE

$$p_x = 300 \gamma \text{ ————— (5)}$$

PRESION HORIZONTAL MAXIMA

SUBSTITUYENDO VALORES EN (4) SE TIENE:

$$\sigma_{xm} = \frac{0.788 \times 300}{0.423} = 1,490 \text{ Kg/m}^2 \quad ()$$

DETERMINACION DE LA INTERSECCION DE PRESIONES DE RANKINE CON LA ASINTOTA σ_{xm} .

SUBSTITUYENDO () EN (5) SE TIENE:

$$z_A = \frac{\sigma_{xm}}{300} = \frac{1,490}{300} = 4.97 \text{ m} \quad ()$$

PRESION HORIZONTAL A $z_A = 4.97 \text{ m}$

$$(\sigma_x)_{z=4.97} = \frac{0.788 \times 300}{.423} \left(1 - e^{\frac{-0.423 \times 0.375 \times 4.97}{0.788}} \right)$$

$$= 1,490 (1 - e^{-1}) = 1,490 (1 - 0.369)$$

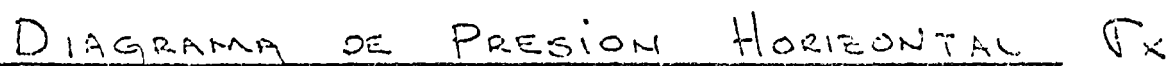
$$= 1,490 (0.631) = 940 \text{ Kgs.}$$

ACERO DE REFUERZO POR TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

VRS. $\phi \frac{3}{8}$ @ 26 cms.

ó VRS. $\phi \frac{5}{16}$ @ 18 cms.

 Γ_X

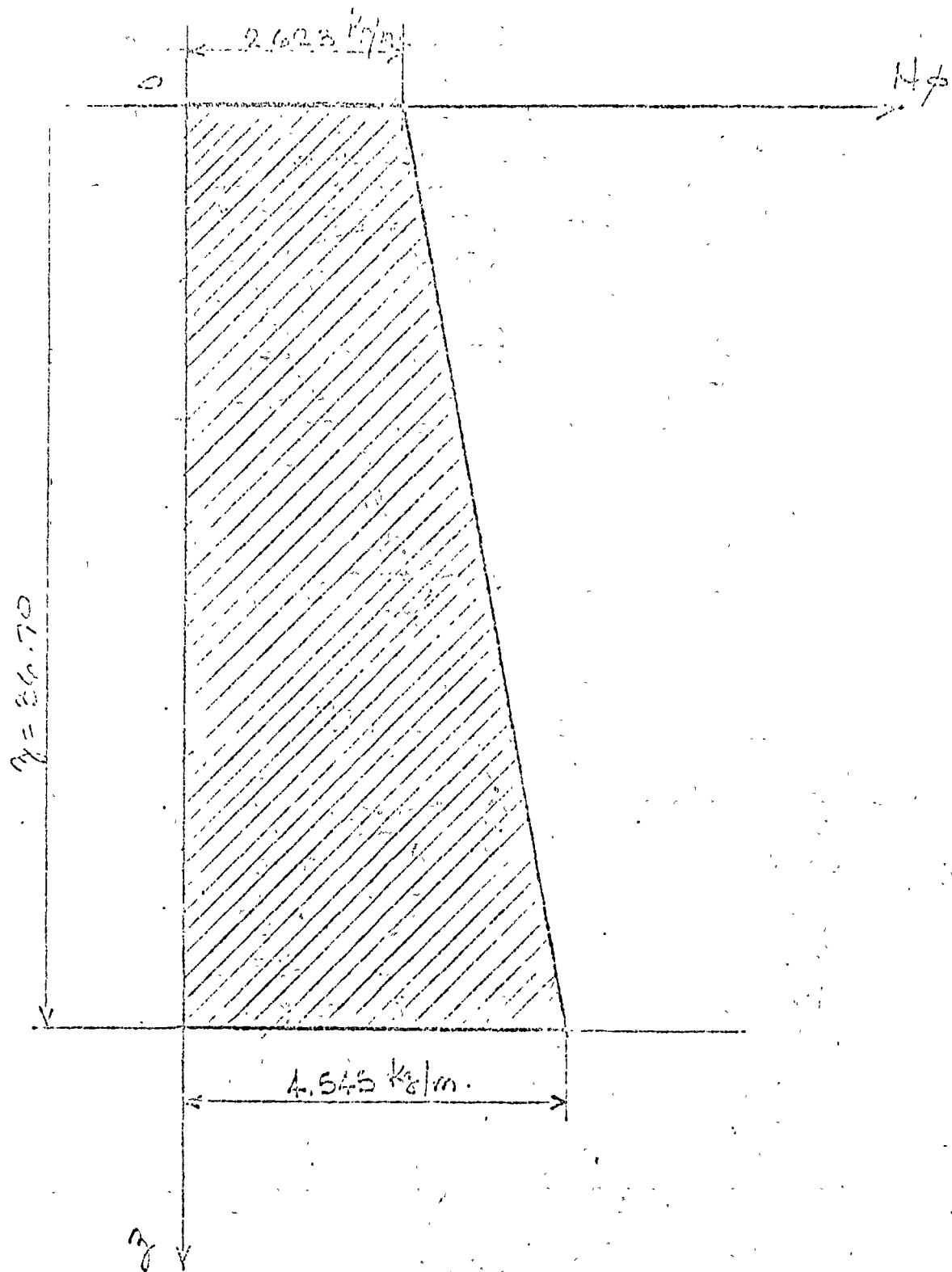
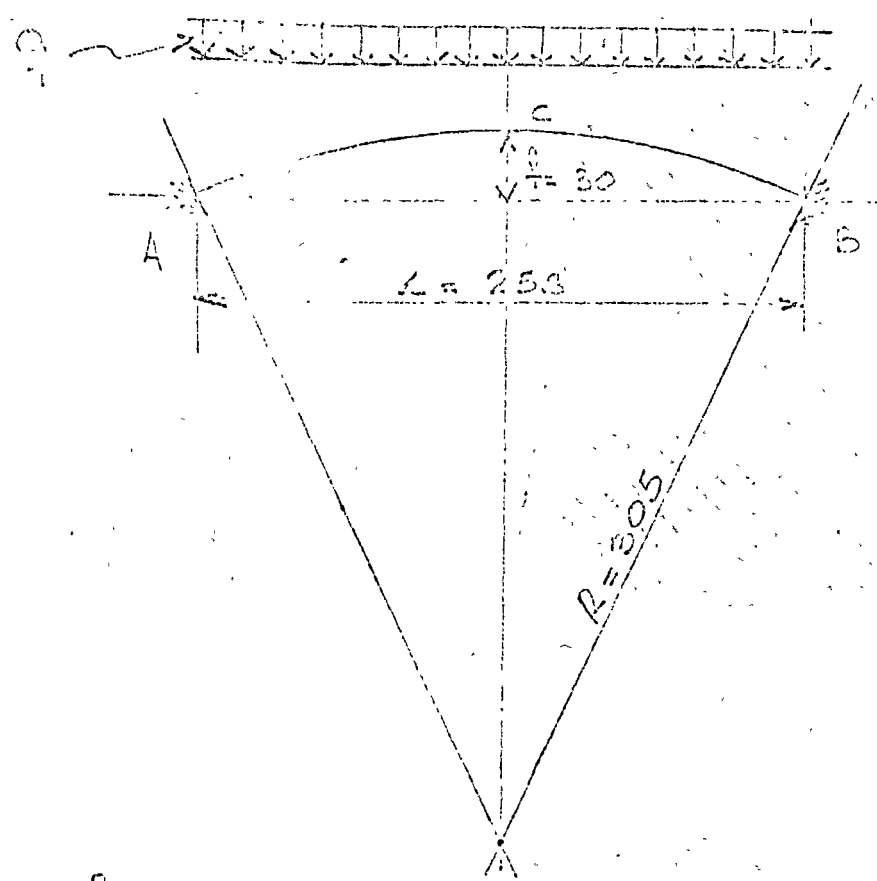


DIAGRAMA DE TENSION HORIZONTAL $N\phi$.

ANÁLISIS DEL ARCO EN INTERSÍLOS.



$$G = \frac{q^2 \times t}{0.2}$$

$$\frac{f}{L} = \frac{3.0}{25.8} = 0.1162$$

$$G = \frac{15^2 \times 0.1162}{50^2}$$

$$t = 0.393$$

$$G = .223$$

$$M_A = M_B = - \frac{qL^2}{12} \left(\frac{G}{1+G} \right)$$

$$= - \frac{q \times 25.8^2}{12} \left(\frac{0.223}{1.223} \right)$$

$$M_A = M_B = -1.51 \quad 0$$

$$M_c = + \frac{qL^2}{24} \left(\frac{q}{1+q} \right)$$

$$M_c = 0.0505 q.$$

$$M_{máx} = 0.101 \times 1400$$

$$= 1510 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s d} = \frac{15100}{1600 \times 0.65 \times 10} = 1.18 \text{ m}^2.$$

Este refuerzo se formará con
barras en las zonas de conexión
de los silos con los intervalos.

27

REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN LA ZONA INTERIOR DE LOS PILARES

$$P_o = 0.85 f'_c A_g + A_{st} f_y.$$

Donde: P_o = Capacidad de Carga.

f'_c = Esfuerzo de ruptura a compresión
del concreto a los 28 días.

A_g = Área de la sección.

A_{st} = Área de Acero ϕ tal

f_y = Esfuerzo efectivo de ruptura
del acero de refuerzo.

$$= f_y - 0.85 f'_c$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_g = 15 \times 100 = 1500 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 14 \text{ Var. } \phi \frac{1}{2}'' = 17.78 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_y &= 4000 - 0.85 \times 350 \\ &= 4000 - 298 = 3702 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$P_0 = 0.85 \times 350 \times 1500 + 17.78 \times 2700$$

$$= 447,000 + 65800$$

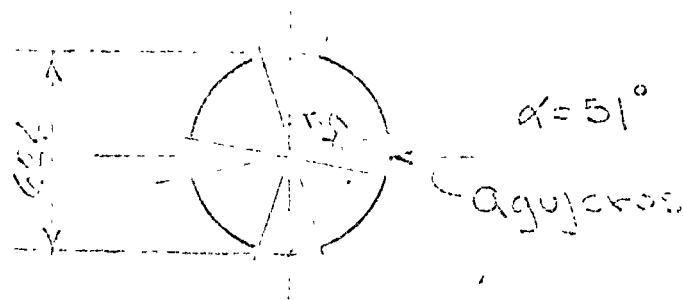
$$P_0 = 512,800 \text{ Kgs.}$$

Cálculo de la zona de influencia:

$$A_{\text{sección circular}} = 7.56 \times 6.32 \text{ m}^2$$

$$= 60.44 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{zona}} = 60.44 \times 46,000 = 2,780,000 \text{ kg.}$$



SECCION EN ZONA INFLUENCIA

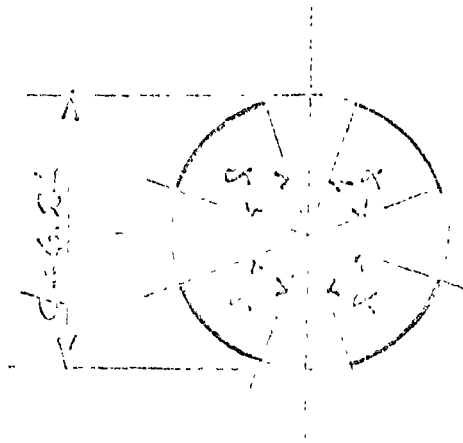
Perímetro cargado:

$$P = \pi \times 604 \times \frac{204}{360} = 11.14 \text{ m.}$$

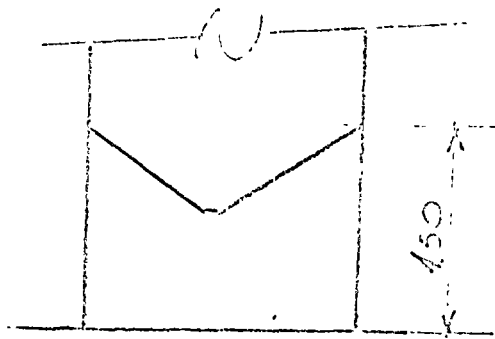
$$N_x = \frac{2,780,000}{11.14} = 207,000 \text{ kg/m.}$$

$$\text{Factor de Carga} = \frac{P_0}{N_x} = \frac{512,800}{207,000} = 2.46$$

REINFORZO DE LA CINTA DE FONDO
EN CASOS DE FONDO DE LOS SILOS.



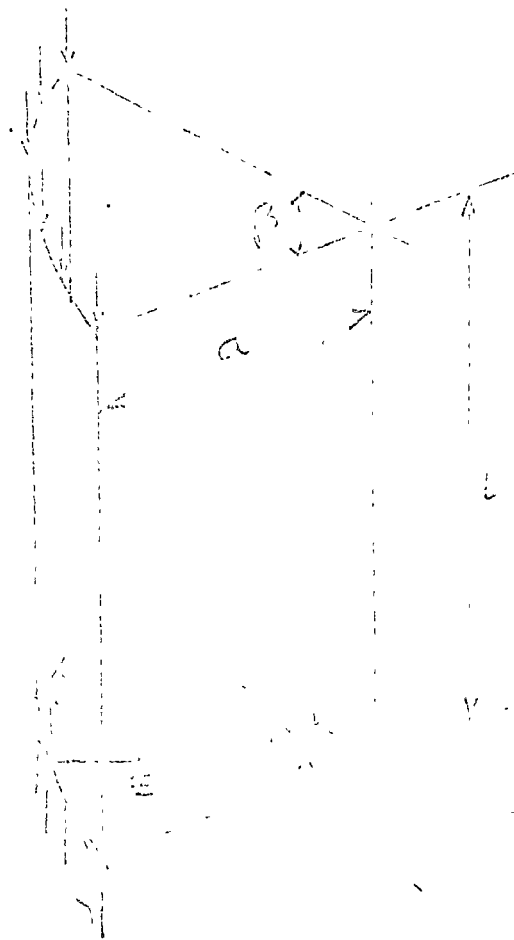
$$\alpha = 51^\circ$$



$$\text{Perimetro} = 2\pi \times 3.12 \left(\frac{51}{360} \right) = 2.78 \text{ m.}$$

$$\text{Carga actuante: } N = 209,000 \text{ kg/m.}$$

$$\sigma_w = \frac{209,000}{15 \times 100} = 139 \text{ kg/cm}^2.$$



$$\beta = 31^\circ$$

$$a = 3.12 \text{ m}$$

$$L = 4.6 \text{ m}$$

$$11.1$$

para $\beta \times a = \frac{\pi}{180} \times 31 \times 3.12 = 2.73 \text{ m}$

tenemos que el esfuerzo crítico de pandeo está dado por la siguiente fórmula:

$$\tau_{cr} = \frac{E \times h}{a \sqrt{2(1-\nu^2)}}$$

EN CONCL:

El esfuerzo crítico de pandeo es $\tau_{cr} = 133 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{cr} = \text{Carga Crítica de Pandeo} = (kg/cm^2)$$

$$E = \text{Módulo de elasticidad del concreto} (kg/cm^2)$$

$$h = \text{Espesor de la pared (cms.)}$$

$$a = \text{Radio de curvatura (cms.)}$$

$$\nu = \text{Relación de Poisson's} = 0.1$$

$$f'_c = 750 \text{ kg/cm}^2 \quad f_c = 15,000 \sqrt{f'_c}$$

$$f_c = 15,000 \sqrt{750} = 280,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 15 \text{ cms.}$$

$$a = 312 \text{ cms.}$$

$$\nu = 0.1$$

$$\sigma_{cr} = \frac{280,000 \times 15}{312 \sqrt{3(1.57)}} =$$

$$= \frac{4,200,000}{312 \sqrt{4.71}} = \frac{4,200,000}{312 \sqrt{4.71}} =$$

$$= \frac{4,200,000}{312 (1.72)} = \frac{4,200,000}{537}$$

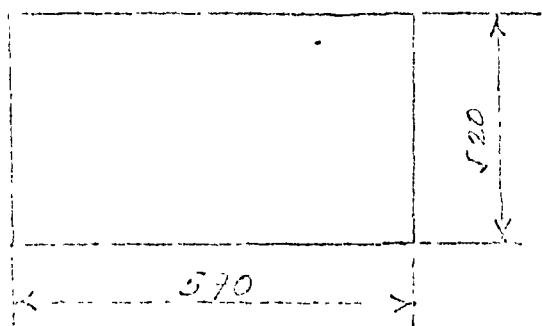
$$\sigma_{cr} = 7930 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{1}{T_{\text{eff}}} = \frac{1}{T_{\text{ex}}} + \frac{1}{T_{\text{ex}} + T_{\text{ex}}} = \frac{1}{T_{\text{ex}}} + \frac{1}{2T_{\text{ex}}} = \frac{3}{2T_{\text{ex}}}$$

$$T_{\text{eff}} = \frac{2T_{\text{ex}}}{3} = \frac{2 \times 1000}{3} = 667 \text{ K}$$

TORRE DE ELEVADOR

Lista de Dimensiones



CARGAS

$$W_{p.p} = 0.1 \times 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{sobrecarga} = 500 \text{ --}$$

$$W_{viva} = 60 \text{ --}$$

$$W_{total} = 800 \text{ --}$$

$$\alpha = \frac{\beta}{\epsilon} = \frac{520}{570} = 0.91$$

Momento B A.C.I (Pag. 137 caso 9).

$$M_A = c w l^2 \quad M_B = c w l^2$$

Momentos Negativos Debidos a Carga Muerta y Viva

$$M_A^- = 0.068 \times 800 \times \sqrt{5.20}^2 = 1471 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$M_B^- = 0.025 \times 800 \times \sqrt{5.70}^2 = 650 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

Momentos Positivos Debidos a Carga Muerta

$$M_A^+ = 0.026 \times 740 \times \sqrt{5.20}^2 = 520 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$M_B^+ = 0.015 \times 740 \times \sqrt{5.70}^2 = 361 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

Momentos Positivos Debidos a Carga Viva

$$M_A^+ = 0.026 \times 60 \times \sqrt{5.20}^2 = 53 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$M_B^+ = 0.022 \times 60 \times \sqrt{5.70}^2 = 43 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

Momentos de Diseño

$$M_A^- = 1471 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$M_A^+ = 573 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$M_B^- = 650 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$M_B^+ = 404 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

... ..

$$\sqrt{\frac{M}{S_b}} = \sqrt{\frac{141100}{1.7 \times 100}} = \sqrt{100} = 10 \text{ cm}$$

Use 10 cm.

... ..

$$I_{s1} = \frac{141100}{2000 \times 0.87 \times 10} = 8.15 \text{ cm}^2$$

... .. 1 1/2" @ 14

$$I_{s2} = \frac{65000}{2000 \times 0.87 \times 10} = 3.93$$

... .. 7 1/2" @ 18

$$I_{s3} = \frac{57500}{2000 \times 0.87 \times 10} = 3.40$$

Use 3/8 @ 21

$$I_{s4} = \frac{40100}{2000 \times 0.87 \times 10} = 2.33$$

Use 3/8 @ 20

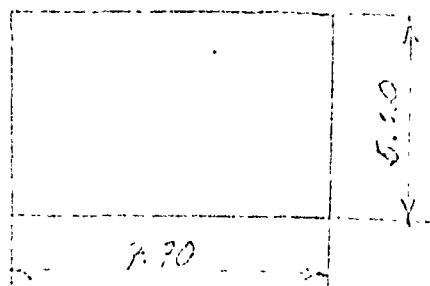
... ..

$$M_1 = \frac{w L^2}{8} = \frac{800 \times 5.5^2}{8} = 3000 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_y d} = \frac{3000 \times 1000}{1000 \times 850} = 3.53 \text{ cm}^2$$

Use 4 1/2 @ 8 cm

LOSA DE ACOTADA



$$w_{p.p} = 0.1 \times 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{viva} = 100 \text{ —}$$

$$w_{total} = 340 \text{ —}$$

$$m = \frac{A}{B} = \frac{5.20}{7.20} = 0.695$$

Método 3 A.C.I (pag. 137 caso 1)

$$M_A = C A^2 \quad M_B = C B^2$$

Momentos positivos debidos a carga Muerta

$$M_A = .072 \times 240 \times 5.2^2 = 466 \text{ M.-kg}$$

$$M_B = .014 \times 240 \times 7.2^2 = 200 \text{ M.-kg}$$

Momentos positivos debidos a carga Viva

$$M_A = .072 \times 100 \times 5.2^2 = 195 \text{ M.-kg}$$

$$M_B = .014 \times 100 \times 7.2^2 = 83 \text{ M.-kg}$$

Momentos de Diseño

$$M_A = 466 + 195 = 661 \text{ M.-kg}$$

$$M_B = 200 + 83 = 283 \text{ M.-kg}$$

Calculo del Espesor

$$d = \sqrt{\frac{M}{k_b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{66100}{14 \times 100}} = 6.9 \text{ cm.} \therefore t = 10 \text{ cm}$$

Value der Fläche

$$A_b = \frac{M}{k_s \cdot J \cdot d}$$

$$A_{b1} = \frac{641 \cdot 100}{2000 \cdot 15 \cdot 5} = 4,27 \text{ cm}^2$$

Wert p 9/10 = 11 cm

$$A_{b2} = \frac{1222 \cdot 100}{2000 \cdot 15 \cdot 5} = 8,17 \text{ cm}^2$$

Wert p 9/10 = 20 cm

2515.01201405
10/10/05

1-1/20 21004
1/11 220

1222
10

1001/2/0 30/24 2/4-

520
520
520
520
520

Fr. 11.11.12
Pg. 13.12

4/10/2000

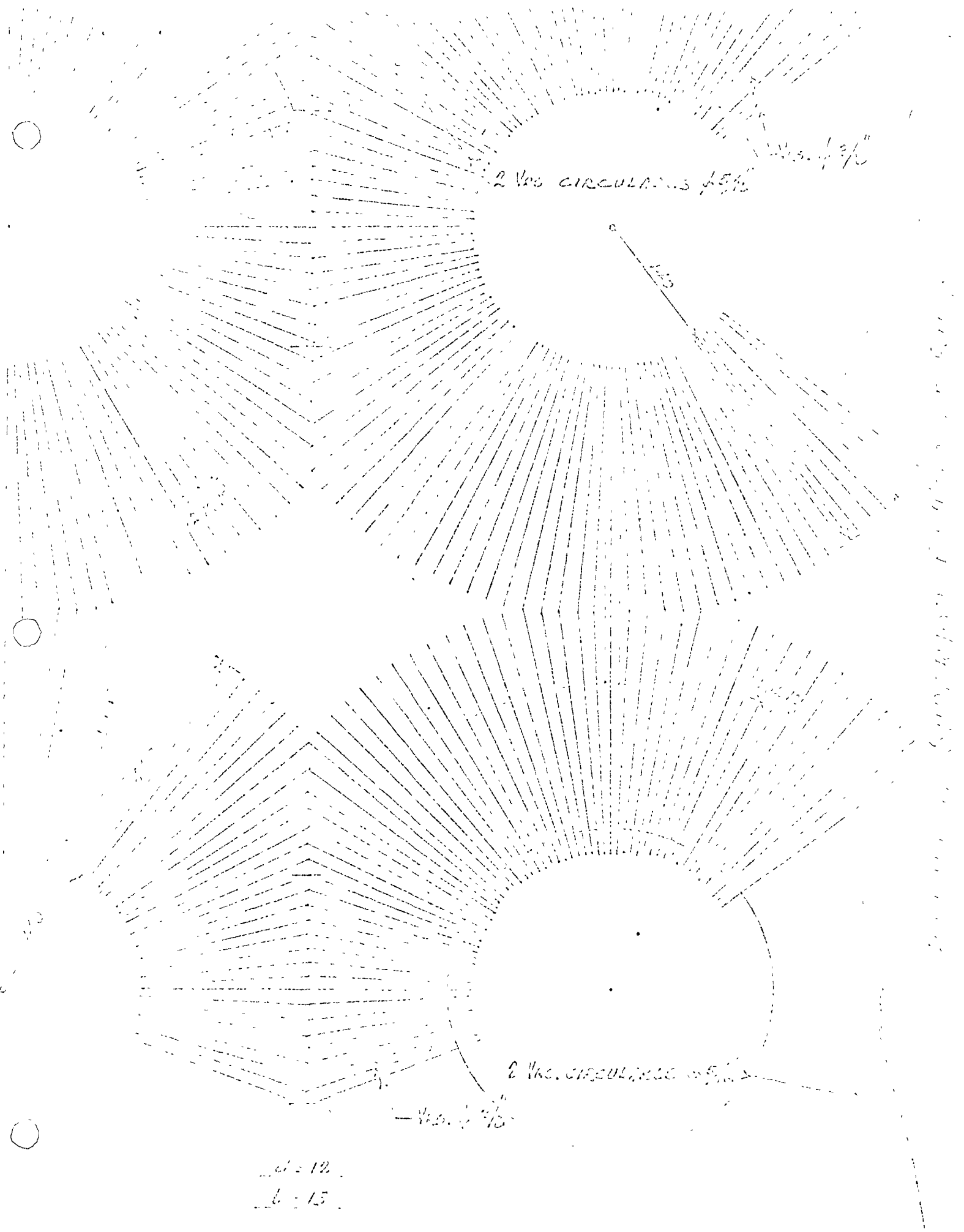
15. CIRCUMFERENCE
1 1/2" @ 20

$$\begin{array}{r} d = 12 \\ z = 15 \end{array}$$

43

100

5610 N. 5th St. N. (N. 56th St.)



2 VAC. CIRCULARS 4 5/16"

2 VAC. 1 3/16"

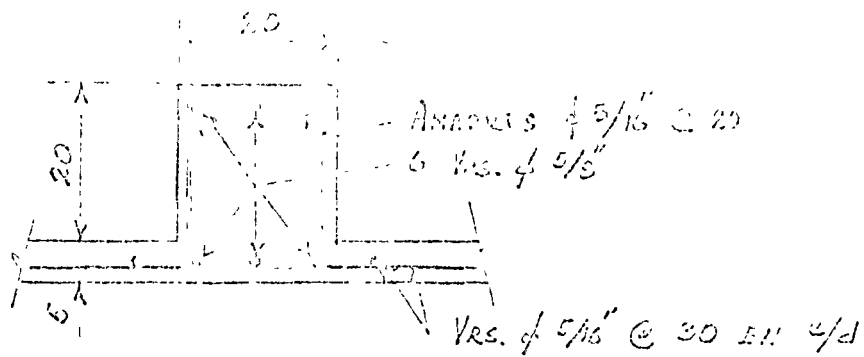
1/16"

2 VAC. CIRCULARS 4 5/16"

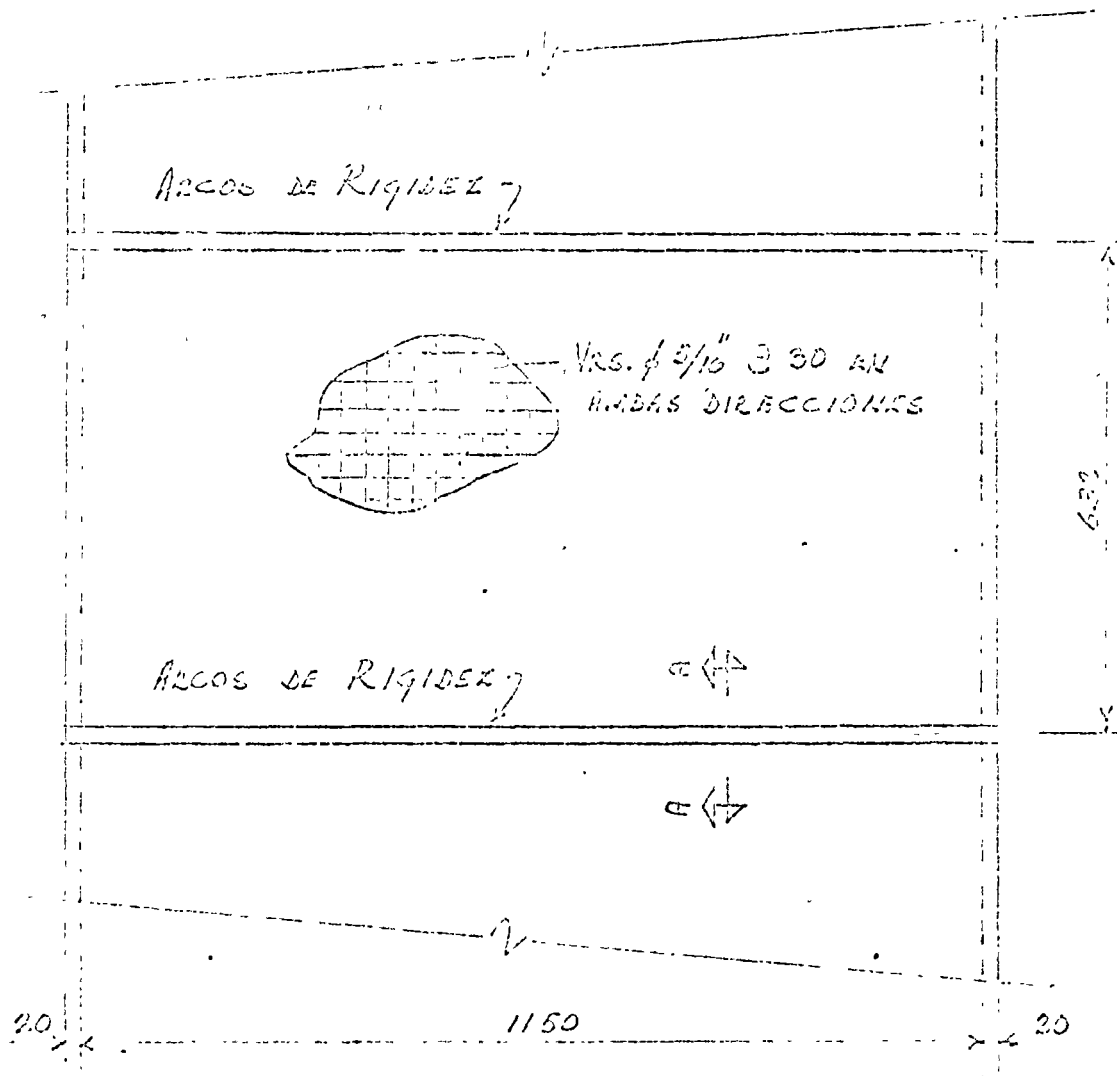
2 VAC. 1 3/16"

d = 12

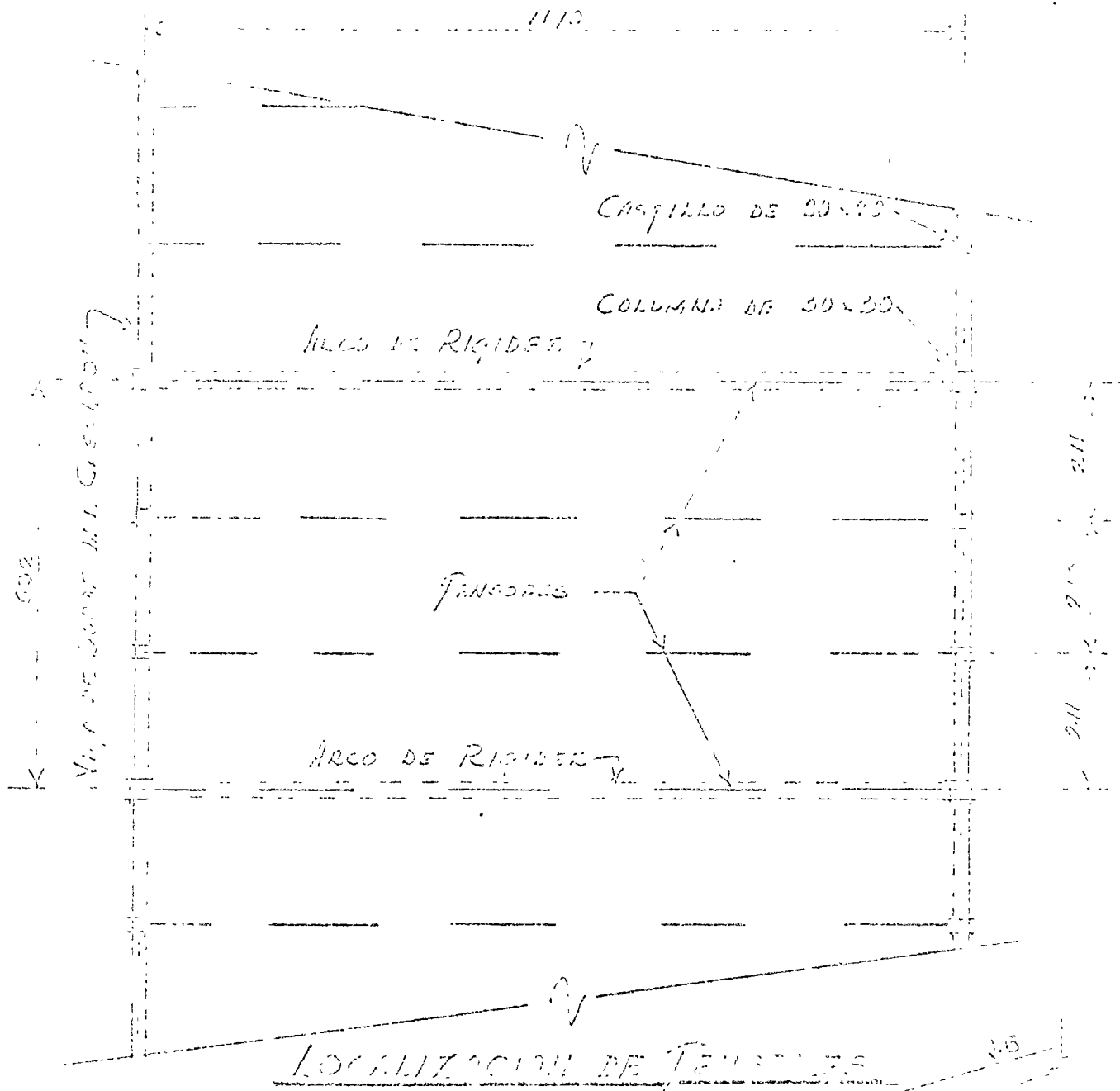
L = 15



VISTA A-A



DETALLE DE REFUERZO DE LA LOSA
DE INTERMEDIA



Sección como se ilustra

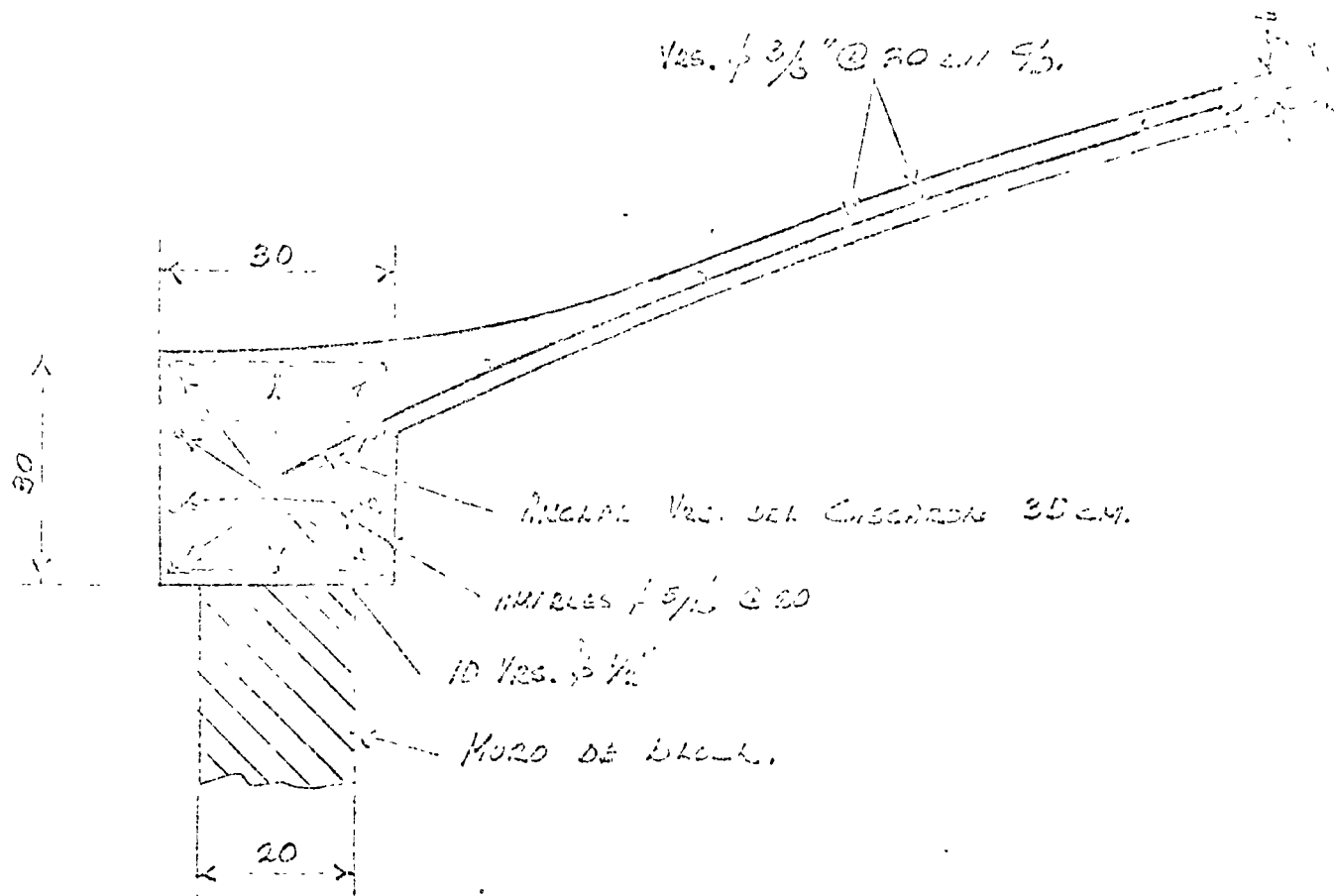
20 - 2

RECONSTRUCCION DE LOS
CON UNDA DE INYECCION DESPUES DEL...

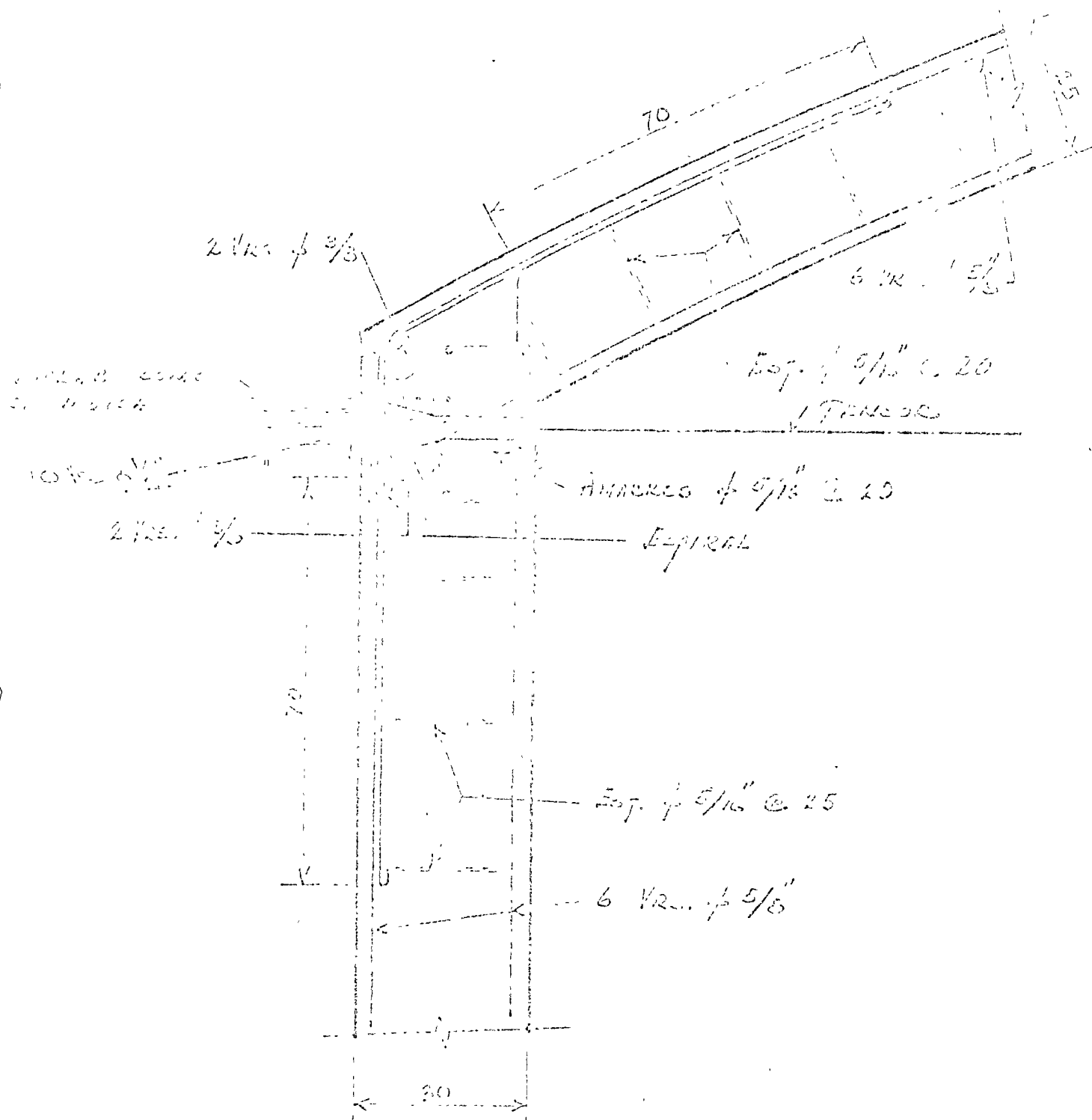
TENSION 7

ESPIRAL
1 VAS 1/4"

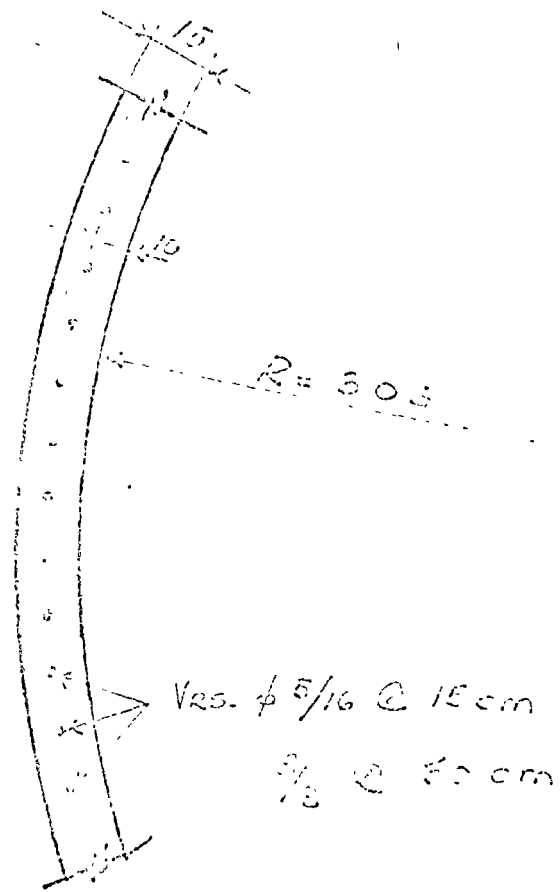
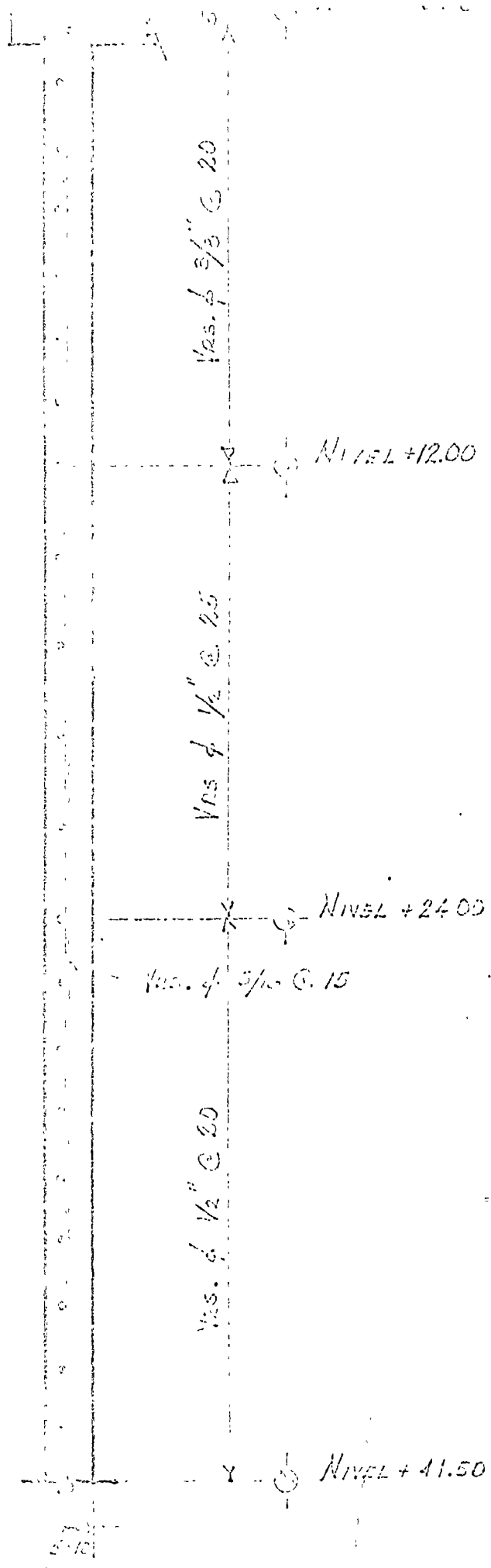
NOVA DE...



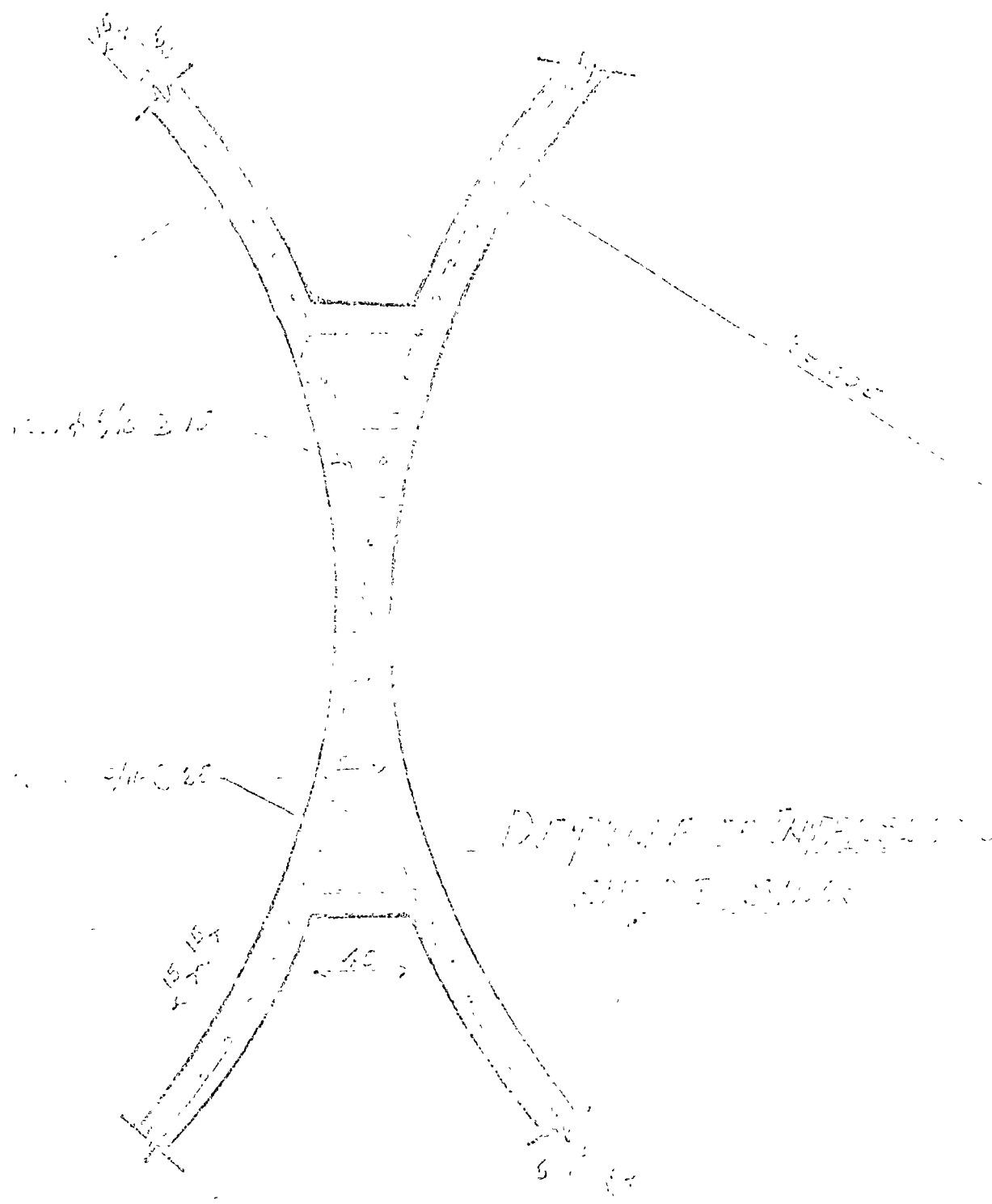
DETALLE DE UNION ENTRE VIGA DE PORCE
Y CASCARON



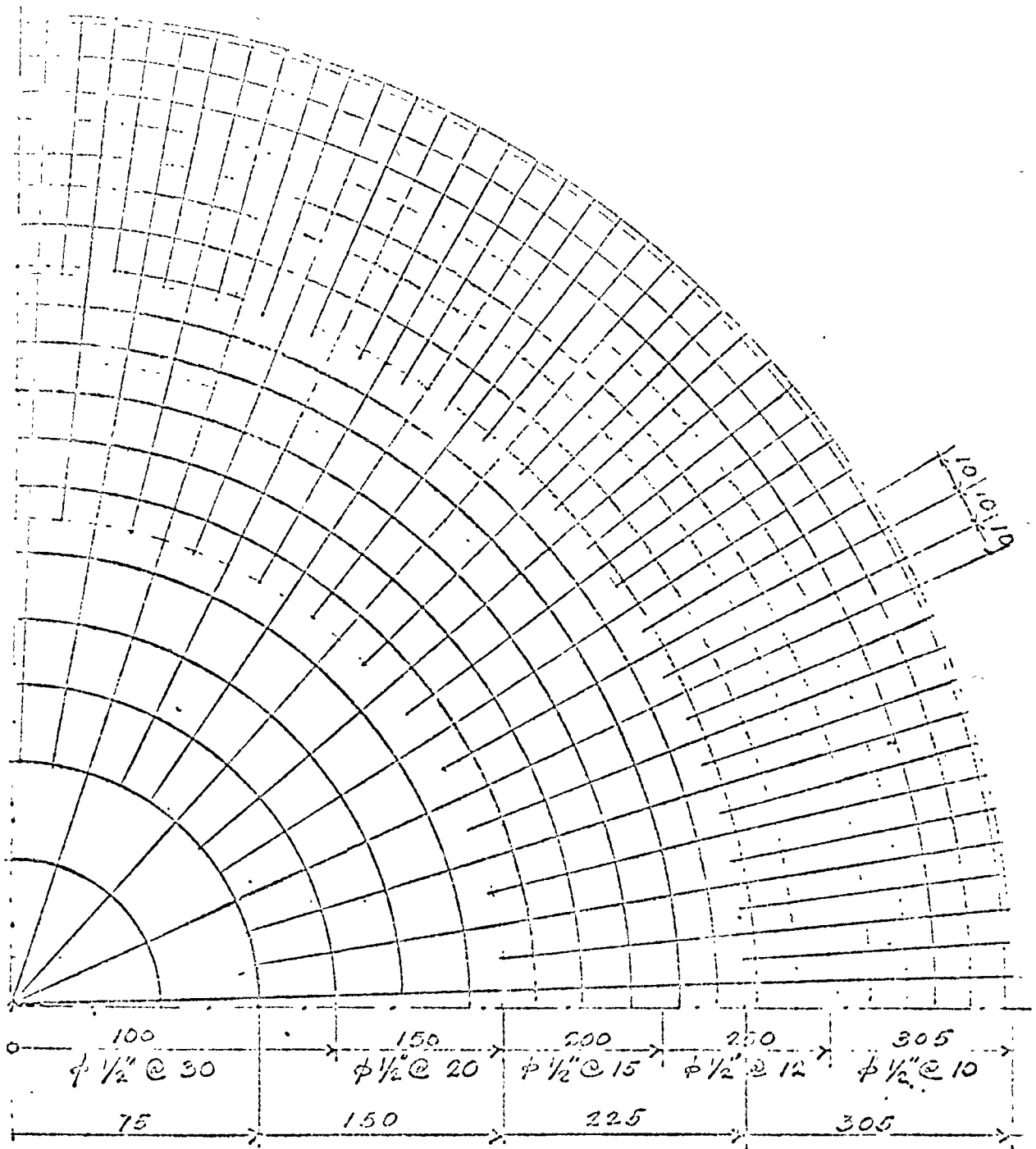
DETALLE DE UNION ENTRE COLUMNA
Y ARCO DE RIGIDEZ



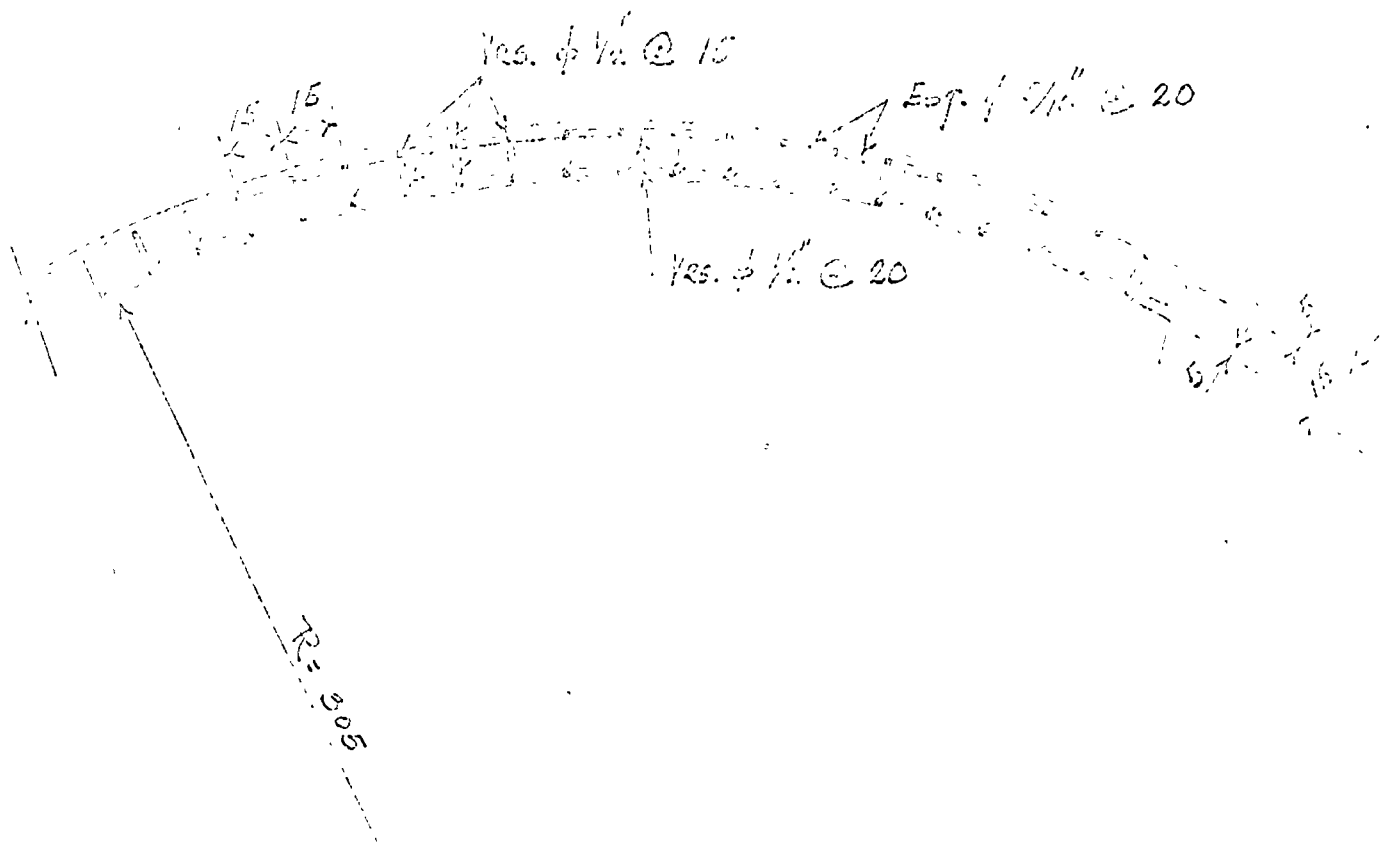
SECCION DE PILA



DEPT. OF INTERIOR
BUREAU OF LANDS

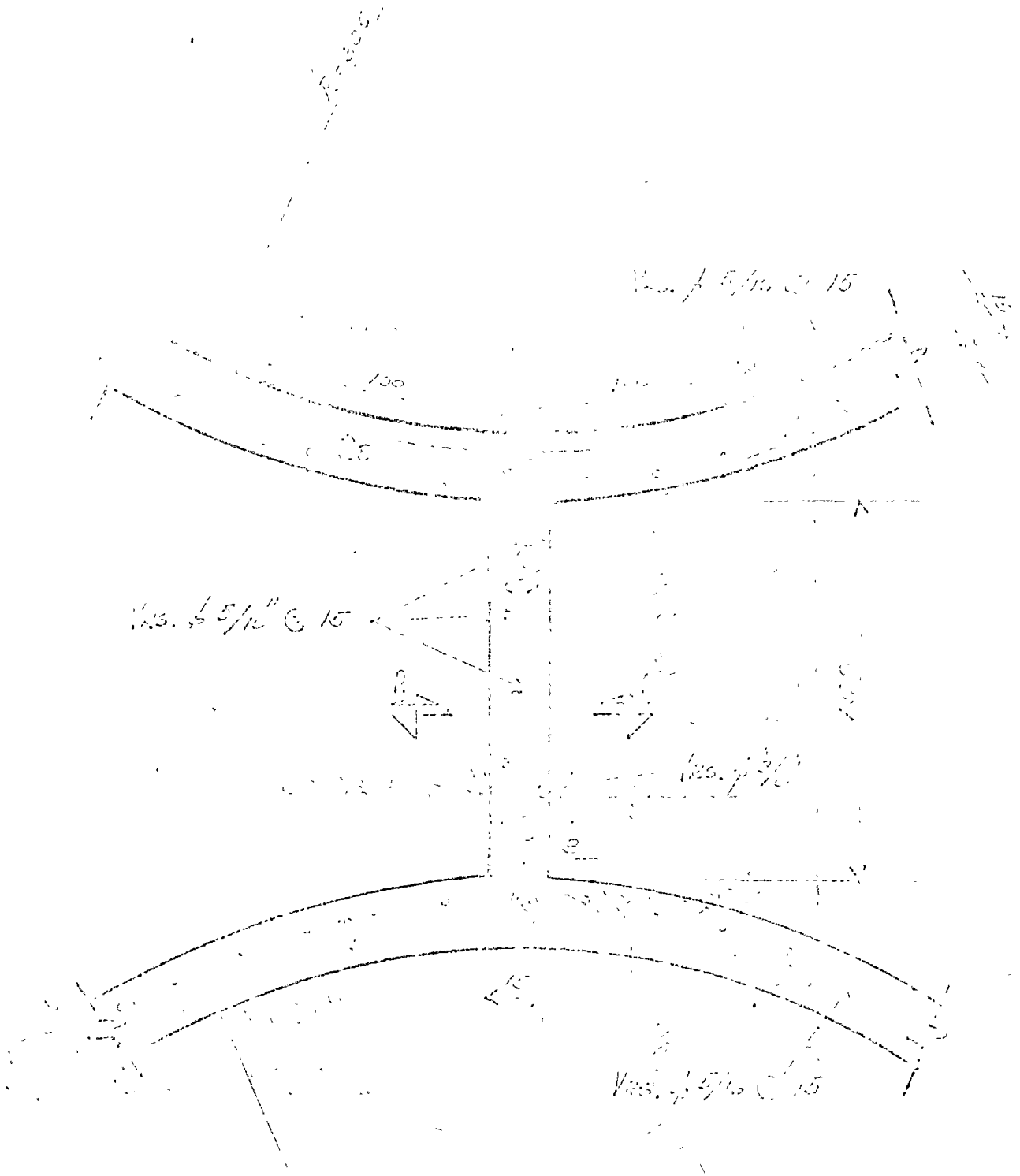


DETALLE DE REFUERZO EN TOLVA



VISTA D-D

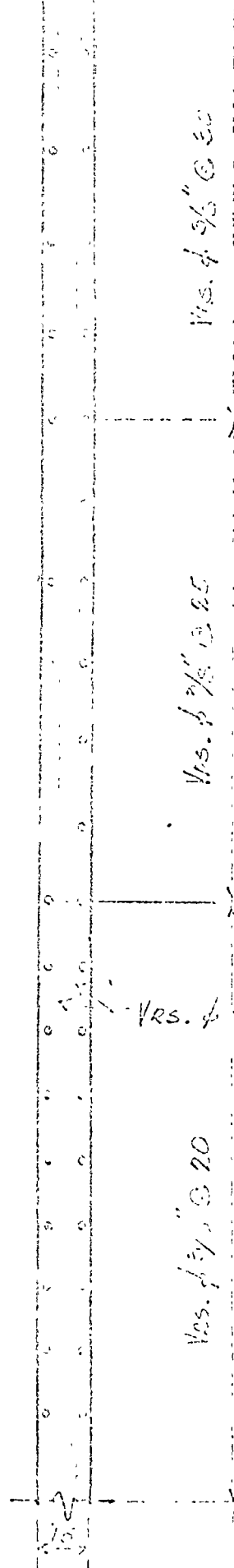
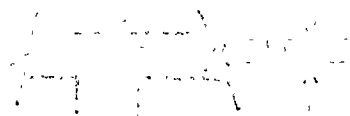
DETALLE DE REFUERZO EN SILO CIRCULAR
DE TOLVAS A CIMENTACION



SECCION INCLINADA

Nivel + 0.00

31



Vrs. $\phi\ 3/8''\ @\ 30$

Nivel + 3.00

Vrs. $\phi\ 3/8''\ @\ 25$

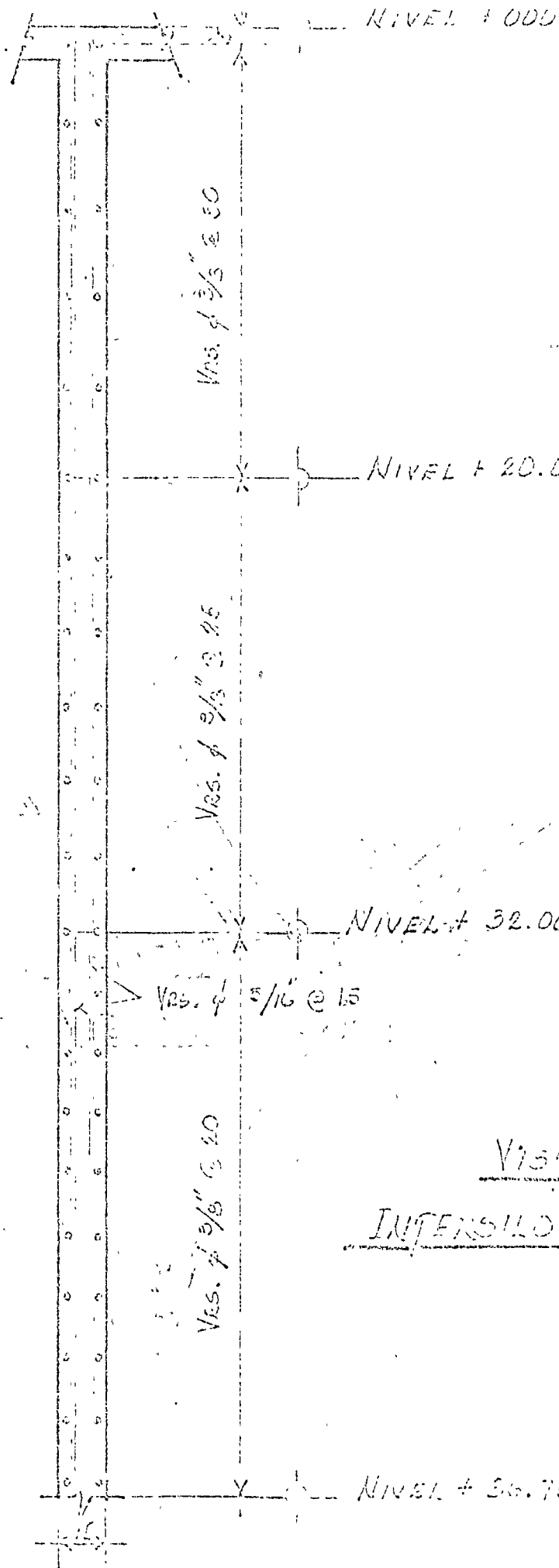
Nivel + 20.00

Vrs. $\phi\ 5/16''\ @\ 15$

Vrs. $\phi\ 3/4''\ @\ 20$

Nivel - 26.70

VISTA A-A
INTERSILO



60

Vista C-C

INTENSILLO LATERAL

R = 305

R = 305



15' / 5'

Vrs. $\phi \frac{5}{16}$ @ 15'

Spaced $\phi \frac{5}{16}$ @ 3'

Vrs. $\phi \frac{5}{16}$

DETALLE DE UNION ENTRE
SILO ET INTERSILO LATÉRAL

100'

100'

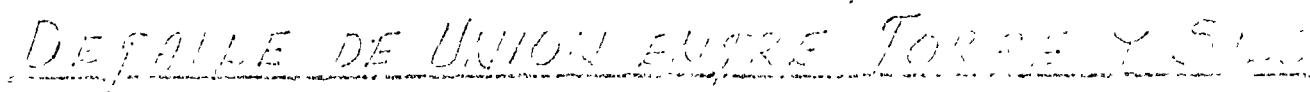
100'

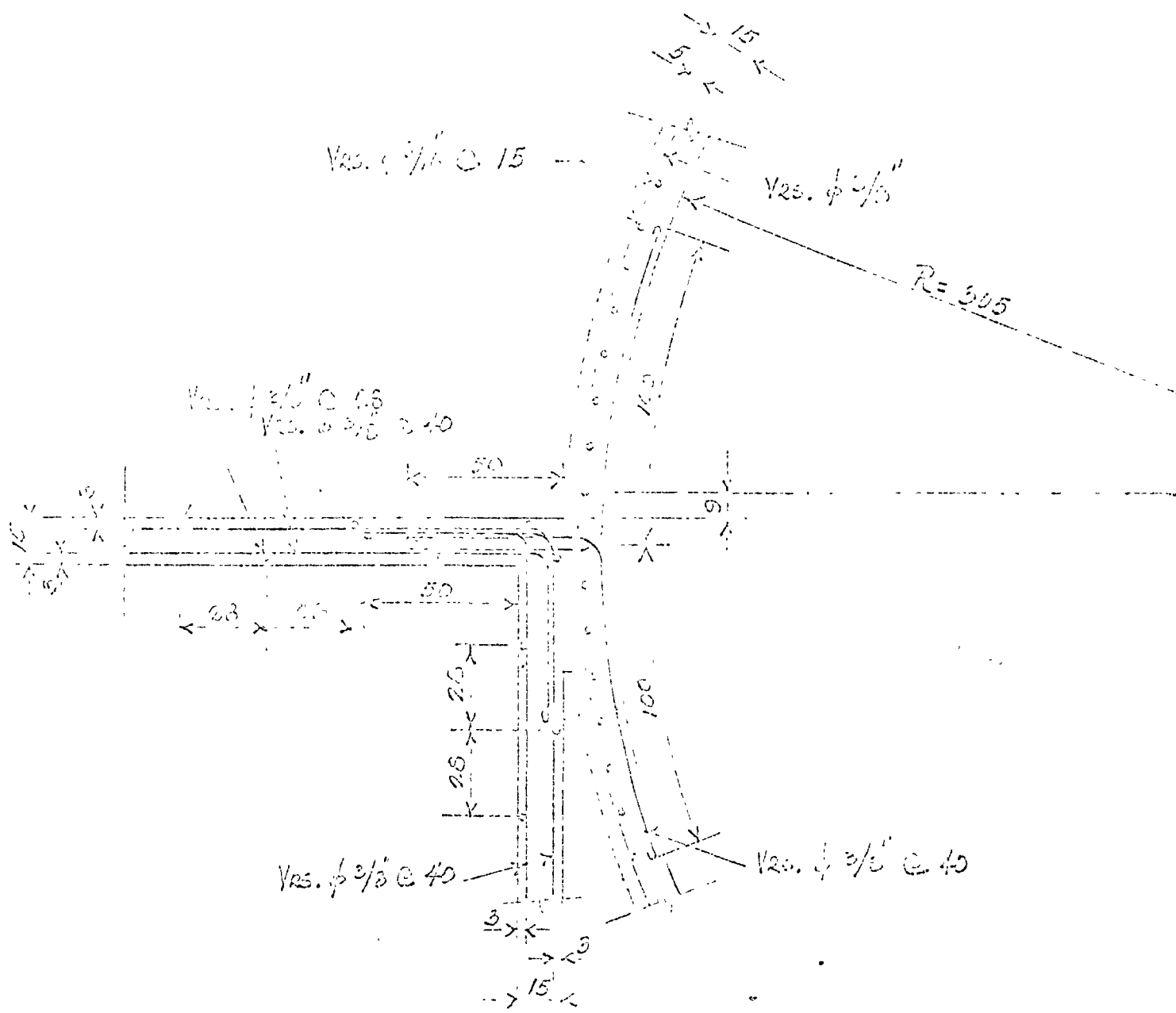
Vrs. $\phi \frac{1}{2}$ "

Vrs. $\phi \frac{5}{16}$ @ 15'

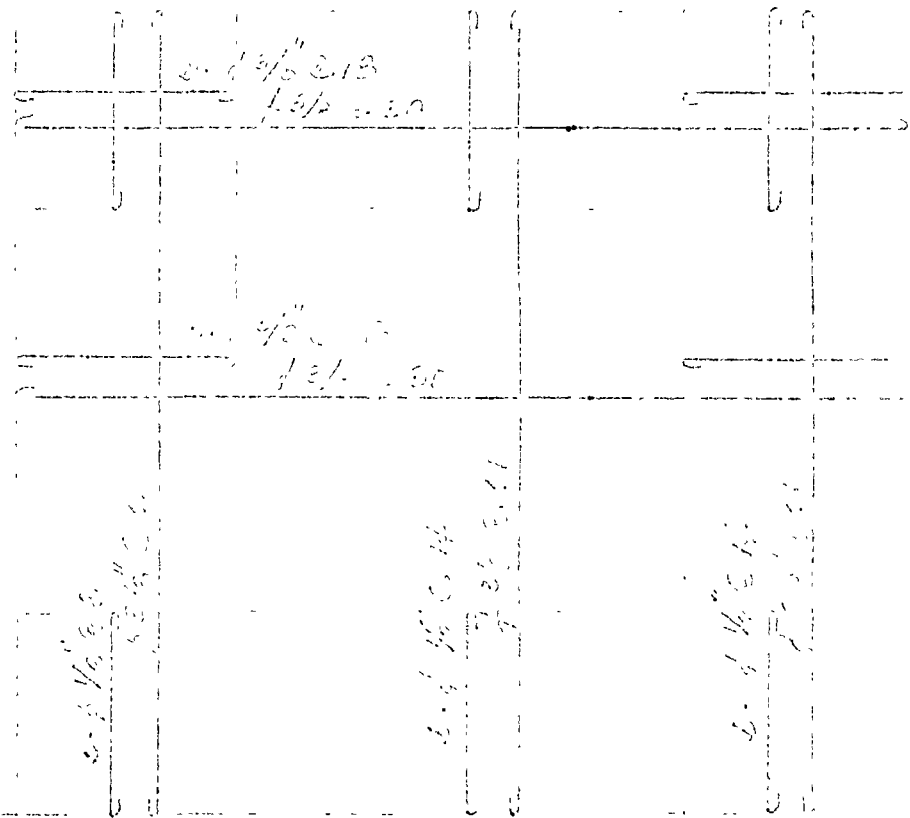
15'

15'

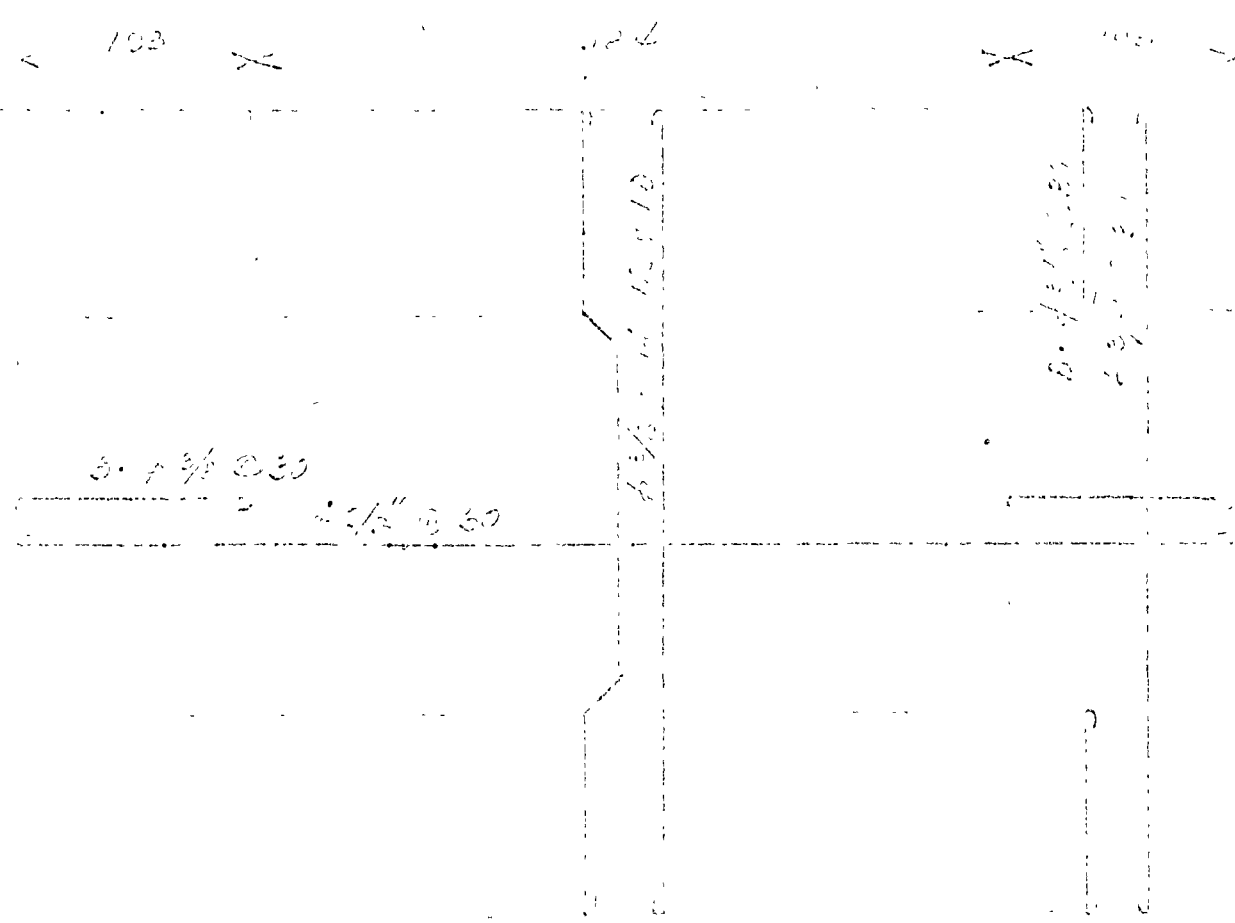




DETALLE DE UNION ENTRE TORRE E
INTERSILO LATERAL



REFUERZO EN LOSA DE ENTRENADO



CONDICIONES DE DISEÑO DEL TERMINO :

CONDICIONES DE DISEÑO DEL TERMINO :

DEBE SER TAL QUE EL INDICE DE REPTACIONES SE MANTENGA
DE 15" ADELANTE DEL PUNTO QUE $\phi > 25^\circ$ PARA EL

TERMINO DE DISEÑO :

$$N_1 \geq 25$$

$$N_2 \geq 15$$

$$N_3 \geq 10$$

$$N_4 \geq 5$$

$$N_5 \geq 10$$

$$N_6 \geq 3$$

$$\Delta = 1500 \text{ lb/in}^2$$

$$c = 2 \text{ Kg/in}^2$$

El valor de flexión unitaria :

$$400 \text{ lb/in}^2 \leq \text{Acumulada} \leq 1000 \text{ lb/in}^2$$

$$800 \text{ lb/in}^2 \leq \text{Acumulada} \leq 1000 \text{ lb/in}^2$$

El valor de flexión unitaria de diseño :

$$f_d = 800 \text{ lb/in}^2 = 0.875 \text{ Kg/in}^2$$

Condición de diseño de diseño :

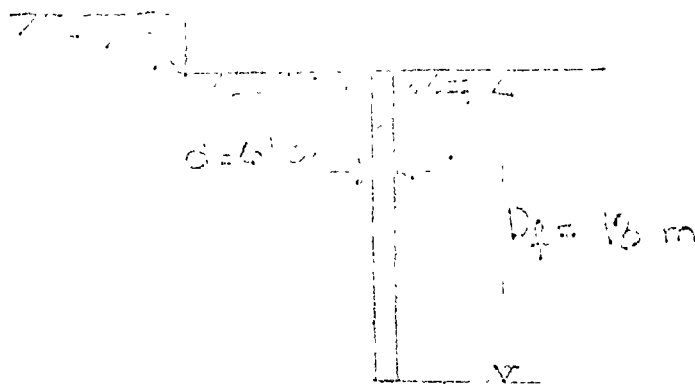
$$O_p = \pi r^2 (2.5 c H c + (3.0 \phi) + 0.5 \phi H y) -$$

Capacidade de carga por flexão:

$$Q_f = W d \frac{D}{I} D_f \quad \text{--- (2)}$$

Se considerarmos como nível de referência o eixo neutro da viga, $W = 1600 \text{ mm}$ para o caso de $D_f = 1600 - 600 = 1000 \text{ mm}$.

$$I = 1,01 \times 10^8$$



$$Q_f = \pi \times 0,305^2 \left(20 \times 20 \times 10 \times 10^4 + 1600 \times 1000 \times 1000 + 0,6 \times 1000 \times 0,305 \times 10 \right)$$

$$Q_f = 0,0905 \pi (400,000 + 1,6 \times 10^9 + 195,0)$$

$$= 0,292 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$Q_f = 0,60,000 \text{ kgf}$$

$$Q_f = 11 \times 61 \times 0.2705 \times 1300$$

$$= 97,205 \text{ Kgs.}$$

$$Q_d = Q_f + Q_s$$

$$= 432,000 + 97,205 = 529,205$$

$$Q_{w.} = \frac{Q_d}{2} = \frac{529,205}{2} = 264,602.5 \text{ Kgs.}$$

Capacidad de carga de terreno
que deberá tener el pilote según la
distribución vertical.

$$Q_w = 500,000 \text{ Kgs.}$$

$$500,000 > 264,602.5 \quad \text{falla}$$

1/2 de fondeo

Donde Q_w es la capacidad de carga del pilote
en el fondo del agua. $Q_w = 4' (1000)$

$$Q_p = \pi \times 0.610^2 [659,000 + 244,000 + 2750 \left(\frac{0.610}{0.303} \right)]$$

$$= \pi \times 0.610^2 [659,000 + 244,000 + 5,500]$$

$$= \pi \times 0.61^2 (899,500)$$

$$= 1.183 (899,500) = 1,059,000 \text{ kg}$$

$$Q_d = 1,059,000 + 97,200 = 1,147,200 \text{ kg}$$

$$F_{wl} = \frac{1,147,200}{3} = 382,000 \text{ kg} < 602,000$$

Falla

3- σ tension

AUMENTANDO EL DIAMETRO DE LA CARGA DE

A 5' (1.65m) SE TIENE:

$$Q_p = \pi \times 0.825^2 [659,000 + 244,000 + 2750 \left(\frac{0.825}{0.303} \right)]$$

$$= \pi \times 0.825^2 [659,000 + 244,000 + 7,440]$$

$$= \pi \times 0.825^2 [901,440] = 2.14 [901,440]$$

$$Q_p = 1,908,200 \text{ kg}$$

$$Q_d = 1'929,002 + 97,200 = 2'026,202 \text{ Kgs}$$

$$Q_{VI} = \frac{Q_d}{2} = \frac{2'026,202}{2} = 1'013,101 \text{ Kgs} > 500,000.$$

COMPROBACION DE UN CHANALLO VENTANA DE
CÁRTER DEL PIAR DE CONCRETO COMO COLUMNA
CUL. A 1

(Sin Acero de refuerzo)

$$\begin{aligned} P_o &= 0.85 f'_c A_g \\ &= 0.85 \times 200 \times \pi \times 20.5^2 \\ &= 497,000 \text{ Kgs.} \approx 500,000 \text{ Kgs} \end{aligned}$$

$F_{colum} \approx 1$ MUY POCO SE DESPL. Y DEFORM.

AUMENTANDO EL DIAMETRO DE LA FLECHA.

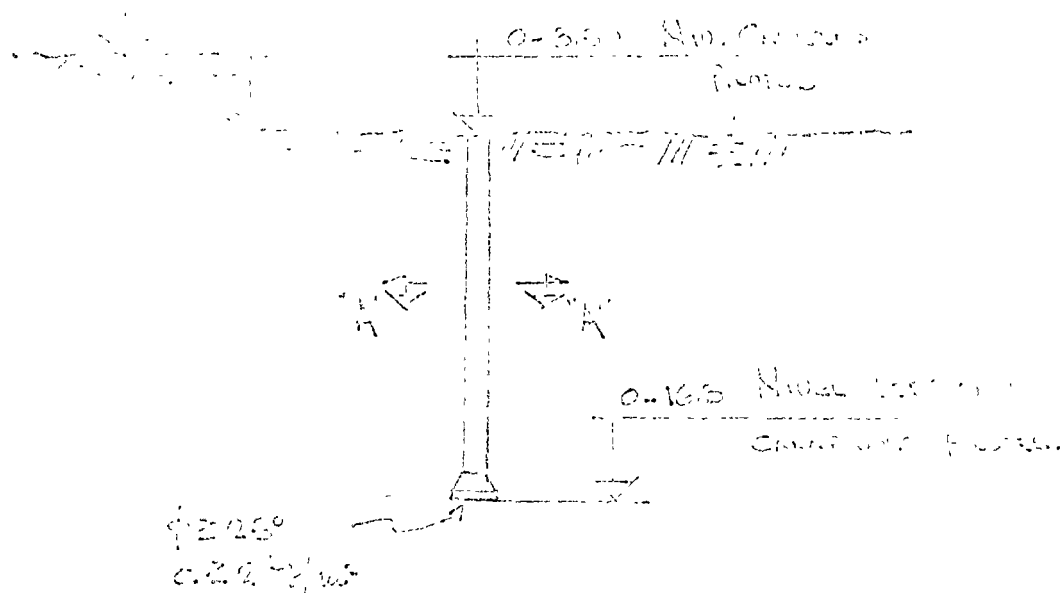
$$\phi = 36" \text{ (92 cms.)}$$

$$\begin{aligned} P_o &= 0.85 \times 200 \times \pi \times 46^2 \\ &= 1,130,000 \text{ Kgs.} \end{aligned}$$

$$F_{\text{tension}} = \frac{A_{\text{tension}} \cdot \sigma_{\text{tension}}}{1000,000} = 0.26 \text{ V}$$

III - O valor da tensão de tração deve ser menor do que a tensão máxima admissível de tração.

Logo, não há problema.



Logo, a tensão de tração é menor do que a tensão máxima admissível de tração.



6 Vts. $\phi 1/4"$
Espiral $\phi 9/16"$ com passo de 10 mm

Gravado "A"

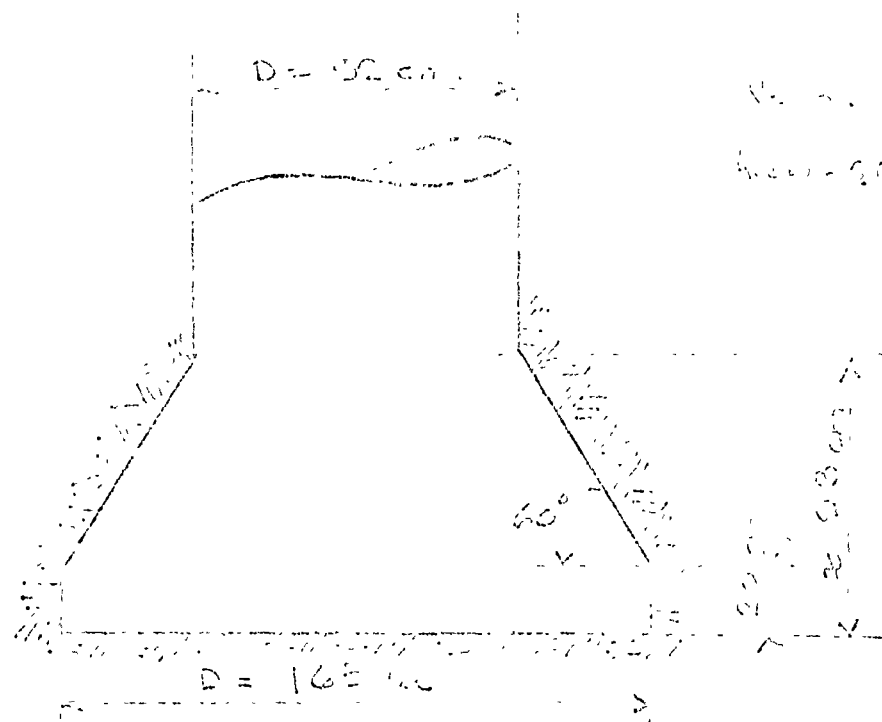


Diagrama de la estructura inferior.

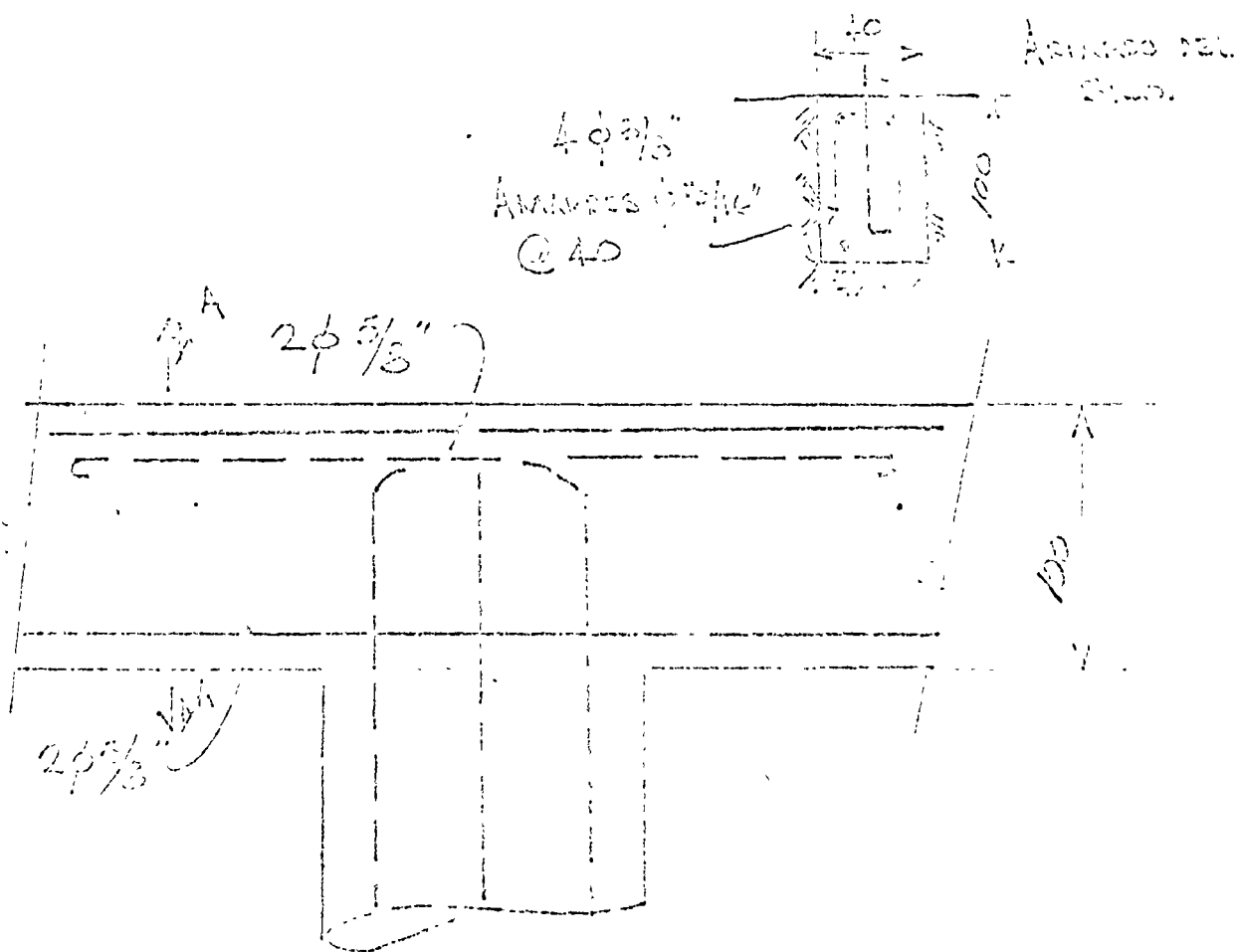
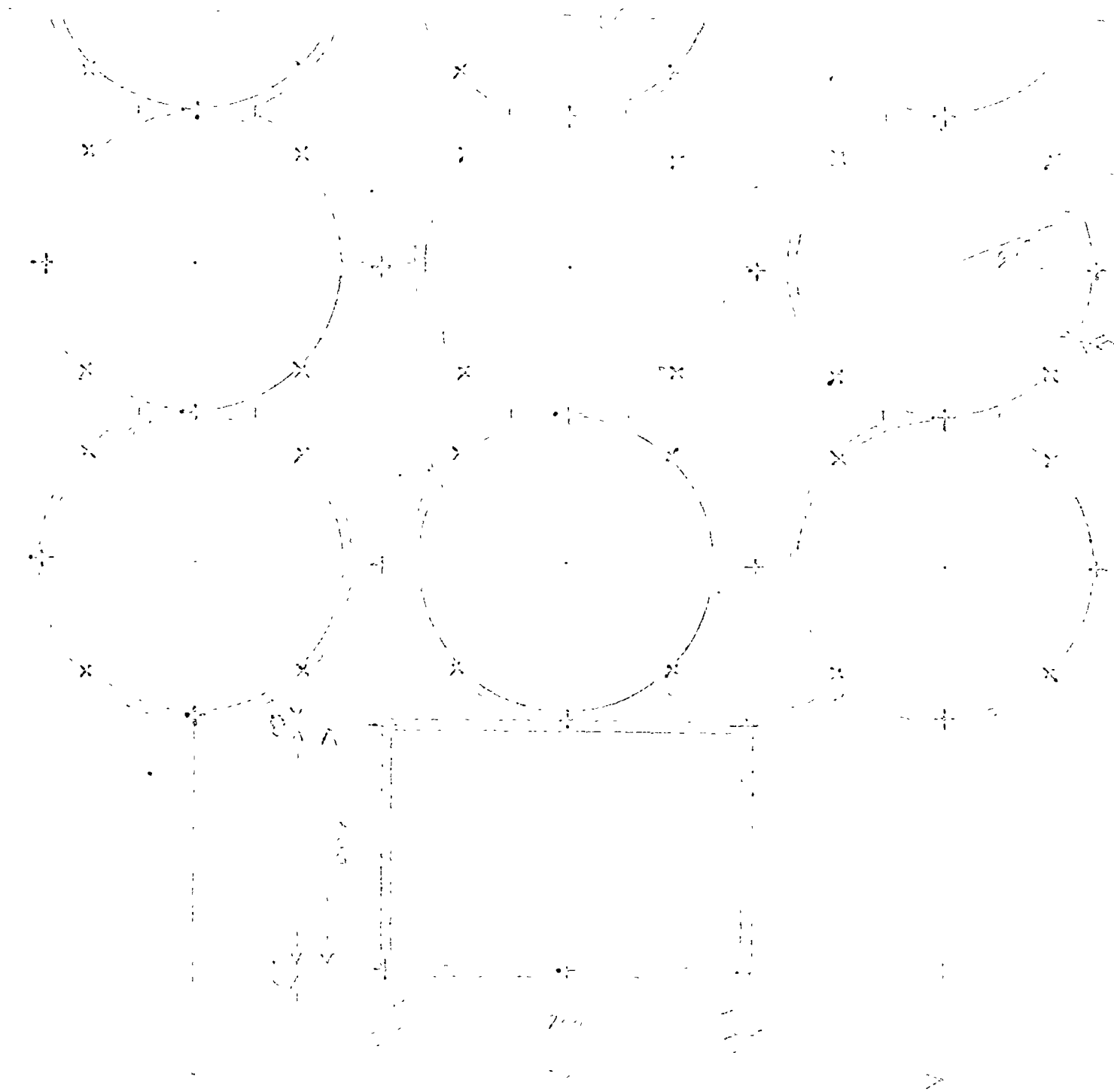


Diagrama de la estructura superior.

10/11/1977
10/11/1977



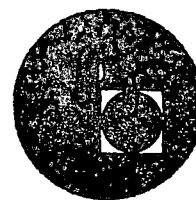


9

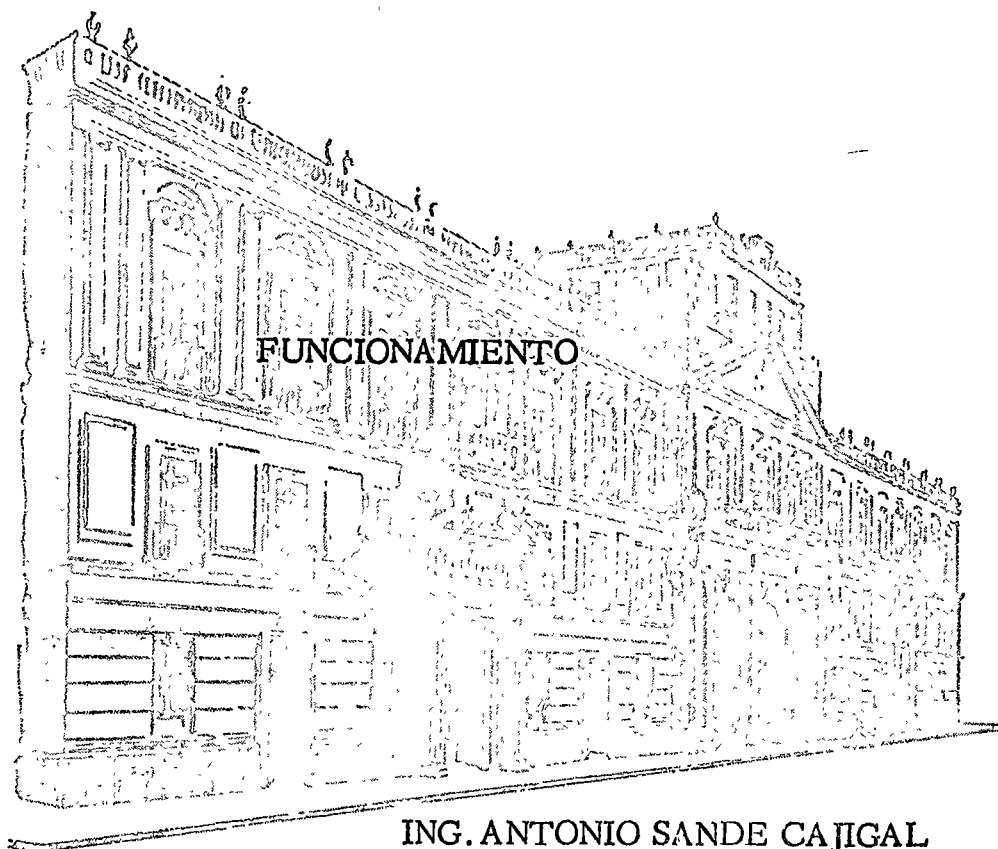
7



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES



ING. ANTONIO SANDE CAJIGAL
ING. BRUNO LIECHTI
ING. WALTER WAESPI
ING. PETER PAUL PETERSEN SCHICK

NOVIEMBRE DE 1976.

PLANNING OF ROAD

1400 DE NEW YORK AND NEW YORK POLICE
 1400 NEW YORK AND NEW YORK
 1400 NEW YORK AND NEW YORK
 1400 NEW YORK AND NEW YORK

2000

$$T^{\frac{1}{2}} \left(\frac{1}{\sqrt{2} \pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{d\omega}{\omega} \right) = T^{\frac{1}{2}} \left(\frac{1}{\sqrt{2} \pi} \ln \left| \frac{\omega_+}{\omega_-} \right| \right)$$

DEPT. OF DEFENSE
OFFICE OF THE SECRETARY
CENTRO DE EDUCACION COMUNITARIA

I N T R O D U C C I O N

Debido a que el presente curso de capacitación se dirige fundamentalmente a Ingenieros Civiles en lo que a su especialidad de diseño de tanques silos y bodegas para el almacenamiento se refiere, lo tocante a la parte electromecánica es bastante superficial y solamente tiene como objeto el que en el diseño de una instalación para almacenamiento se tomen en cuenta los requisitos indispensables por lo que se refiere a maquinaria y equipo, coordinación del proyecto entre obra civil y parte electromecánica, así como una breve descripción de los principales equipos que intervienen.

1.- Generalidades

1.1. Desarrollo del proyecto

Por lo general el desarrollo del proyecto se concreta a la coordinación entre la obra civil y la obra electromecánica. En algunos casos existen ingenieros consultores en cuyo caso se coordina la totalidad del proyecto a través de la consultoría, pero por lo general esto solo sucede en instalaciones de gran envergadura.

1.1.1. Información básica de obra civil

Una vez que la obra civil a fijado de acuerdo con sus estudios básicos las dimensiones más características del silo se procede a efectuar en base a ellas un plano proyecto preliminar para la mecanización.

Díámetro interior de las celdas

Altura del cilindro de las celdas

Tipo y formato del cono de salida

Túnel o pasillo de recolección

Linternilla para repartición

Arreglo del silo (2, 3 o más filas de celdas)

Disposición de torre de máquinas

Disposición preliminar del silo en el terreno

Elementos conexos (tolva de recepción, disposición de vías,
disposición de calles, etc. etc.).

1.1.2. Plano proyecto de mecnización

En base a los datos proporcionados por la obra civil la parte electromecánica presenta un plano proyecto de mecanización el cual se fundamenta en el equipo de transporte necesario, equipo de limpieza, etc. etc., en base a las características y necesidades básicas del cliente.

1.1.3. Plano proyecto básico aprobado

En base a ambos planos proyectos y la discusión correspondiente se elabora conjuntamente un plano proyecto básico en base del cual se efectúan paralelamente los desarrollos de la obra civil y de la mecanización.

La parte electromecánica presenta planos detallados de obra para ser incorporados en el desarrollo de la obra civil y - paralelamente la obra civil da a revisión sus planos por lo que a la parte de mecanización toca. Una vez concluida esta etapa la parte electromecánica prepara planos definitivos - con detalles para la obra civil y los planos de montaje - - electromecánicos.

2.- Formato capacidades y selección

2.1. Tanques aislados

Por lo general en este tipo de instalaciones los requerimientos de obra electromecánica son mínimos y generalmente diversos fabricantes presentan formatos normalizados en los cuales puede incluirse directamente el equipo de mecanización. En casos especiales se hace necesario un estudio especial de mecanización el cual en la generalidad de los casos es bastante simple.

2.2. Silos de almacenamiento

Para este tipo de unidades se establecen dos variantes principales: Silos de campo y Silos de producción o proceso y ligado a cada uno de ellos el que se encuentre directamente en -- campaña o en ciudades o puertos.

Tanto para silos de campo como de proceso las condiciones de mecanización pueden ser las mismas o muy similares estableciéndose las diferencias básicas en lo que a torre de máquinas se refiere ya que es bastante usual que se tengan parte o la totalidad del equipo de limpieza en la torre de máquinas en el caso de silos de proceso.

Aún cuando es posible tener diferentes formatos para las celdas. Los tipos clásicos se presentan con celdas circulares y celdas rectangulares.

2.3.Celdas circulares

Este tipo de silo generalmente se proyecta para altas capacidades, contando con diámetros de $\varnothing$ 6 m o más y alturas de cilindro de 40 o más metros; dependiendo de la capacidad del silo y de su disposición en el terreno con 2, 3 o más filas de celdas.

2.4.Celdas rectangulares

En este tipo de silo las capacidades difícilmente superan las 2,000 t., de almacenamiento y más que ser su propósito el de almacenamiento en sí, es el de llenar ciertos requisitos de una planta de proceso. Como casos típicos se pueden citar tolvas para trigo sucio y reposo en molinos de trigo silos para almacenamientos de harinas, celdas de componentes en fábricas de alimentos balanceados, celdas a proceso en.

malterías etc., etc.

3.- Contenido y capacidades

Por lo que respecta al contenido total de almacenamiento en el silo poco o nada puede influenciar la intervención de la obra civil o electromecánica, pues generalmente es un dato básico establecido por el cliente en base a sus necesidades de almacenamiento fundadas por lo general en la afluencia de granos, -- periodicidad de las cosechas y requerimientos de la instalación de proceso. Lo que sí es importante y ameritará un estudio detallado es lo referente al número de celdas e intersilos de la instalación así como la disposición por lo que al número de las celdas se refiere. Tanto en este caso como en cualquier otro estudio especial la obra civil es la que fundamenta el -- proyecto puesto que los costos son muy superiores a los de la mecanización y generalmente esta última puede adaptarse a las necesidades establecidas por la obra civil. Sin embargo es necesario no perder de vista que el propósito final del silo es el almacenamiento y manejo de grano y que este está totalmente ligado con la mecanización.

Por lo que al número de celdas se refiere es de suma importancia el considerar el tipo o tipos de granos por almacenar, -- las épocas de cosecha, las rotaciones anuales posibles en el silo y las características fundamentales del proceso que se -- vá a alimentar o bien las necesidades de embarque y trasbordo en el caso de tenerse un silo de campo considerando las ca--

racterísticas típicas de los transportes por ferrocarril y camión.

3.1. Capacidad de recepción

La capacidad de recepción de un silo de campo se fundamenta principalmente en la afluencia de grano durante la época de cosecha y de las características y viabilidad de los transportes para embarque.

Por lo que se refiere a un silo a proceso la capacidad de recepción está condicionada a la afluencia y periodicidad de los transportes para la alimentación del silo.

Por necesidades que posteriormente se indicarán, la capacidad de volteo en el silo se proyecta por lo general con las mismas características que la capacidad de recepción a fin de normalizar equipo y aprovechar al máximo la capacidad de transporte del equipo instalado.

La capacidad de transporte a proceso está fijada por las características de este último, aún cuando la tendencia general es el de tener la misma capacidad que en la recepción y el volteo aunque para ello se haga necesario el contar con celdas intermedias que trabajen como pulmón amortiguador ya que las diferencias de capacidad entre silo y el proceso son por lo general bastante grandes.

4.- Ubicación, elementos conexos y disposiciones típicas.

4.1. Ubicación

Es de suma importancia y fundamental la ubicación del silo en el terreno sobre todo por lo que se refiere a silos que forman parte de un completo industrial más importante. Debe tomarse en cuenta con bastante detalle la ubicación y - disposición de las espuelas de ferrocarril sobre todo por lo que se refiere a la capacidad de almacenamiento y manio- bra de carros de ferrocarril. Es también importante el es- tablecer un estudio tan detallado como posible de la dispo- sición de calles y caminos interiores a fin de establecer- uno o más circuitos de circulación que permitan el libre - acceso y flujo de los camiones. Estos puntos tienden por - lo general a minimarse y ello dá como resultado el que ins- talaciones de este tipo durante épocas de cosecha se vean- filas de camiones que puede alcanzar kilómetros de largo - esperando a ser descargados; entorpecimiento en las manio- bras de carro de ferrocarril y como consecuencia costos su- plementarios por fletes, esperas y demoras que pueden lle- gar a ser sumamente importantes.

4.2. Elementos conexos

Es necesario, aunque de importancia menor la localización- y ubicación de diversos elementos conexos tanto en silos - de campo como en silos de proceso. Los principales son los siguientes:

Por lo que se refiere a la instalación eléctrica la localización de la subestación en función de las necesidades propias y del ataque de la alimentación de la CFE. Suplementariamente la disposición y colocación de tableros de comando y operación.

Localización de edificios apropiados para sanitarios, oficinas, laboratorio y talleres.

En el caso específico de silos para campo el proyecto deberá incluir el estudio del despacho de subproductos y por lo que se refiere a silos de proceso además del despacho de subproductos el posible transporte para utilización de los mismos.

4.3. Disposiciones típicas

Es necesario discutir con cierto detalle lo referente a los conos de salida, los cuales pueden ser colgantes o apoyados con inclinaciones y pendientes que varían en función del tipo de producto por almacenarse así como casos especiales con salidas múltiples o salidas apropiadas para la colocación de aparatos extractores. El formato y disposición de los conos de salida es importante dado que un diseño inapropiado puede traer como consecuencia una desmezcla importante en el producto por extraerse y con más frecuencia de la esperada, bloqueos y problemas graves en la extracción.

Es conveniente estudiar también con cierto detalle el monitor o linternilla para la repartición, cuidadosamente y con todo detalle la torre de máquinas y por lo general aunque pocas veces se toma en cuenta la posibilidad de efectuar -- ampliaciones del silo congruentes con la obra civil realizada y la mecanización instalada así como la continuidad de -- operaciones en el caso de tener que efectuarlas.

5.- Maquinaria típica en silo

Antes de indicar someramente la maquinaria principal que interviene en un silo tocaremos aunque muy brevemente lo referente -- al control de calidad del producto por almacenar. Generalmente -- cada camión o furgón de transporte se toma un muestreo representativo del producto por almacenarse; con dichas muestras se realizan o pueden realizarse una gran cantidad de pruebas típicas -- del laboratorio cuyo detalle no indicaremos, refiriéndonos exclusivamente a las más importantes, estas son: Medición del contenido de humedad de los granos la cual está íntimamente relacionada -- con el período de tiempo que puede almacenarse el grano sin peligro; prueba de granulometría para conocer las características principales de los granos por almacenar, conjuntamente con la -- determinación del peso específico promedio de los cereales, determinación del peso específico promedio de los cereales; determinación del contenido de impurezas y estado físico químico y -- biológico del grano.

Una gran variedad de otras pruebas de laboratorio pueden establecerse y de hecho se llevan a cabo pero están fundamentalmente relacionadas con el tipo de proceso final a que se destina el producto.

5.1. Elementos auxiliares y control de peso

5.1.1. Básculas

Por lo general instalaciones como las descritas cuentan con básculas de ferrocarril y camión a fin de llevar el control de peso tanto de recepción como de embarque. Estos elementos están bastante normalizados y por lo que se refiere a la obra civil son relativamente simples -- los requerimientos que se piden.

5.1.2. Volcadores

Para la descarga de vehículos existen volcadores tanto de furgones como de camiones los primeros prácticamente prohibitivos por su costo de inversión inicial en instalaciones normales aún cuando son muy importantes en instalaciones con grandes contenidos de almacenamiento y -- capacidades altas de transporte, casos típicos de silos portuarios para exportación. Referente a volcadores de -- camiones estos son sumamente populares y se tienen desde el tipo muy simple llamada de hamaca hasta los grandes volcadores hidráulicos para trailers; la normaliza-

ción es menor pero en uno u otro caso los requerimientos de obra civil para su instalación son relativamente sencillos. Con relativa frecuencia en lugar de emplear olcadores para camiones se utilizan tanto para ellos cuanto para furgones palas mecánicas de arrastre o roscas portátiles del tipo bázookas.

5.1.3. Tolvas de recepción

Por lo que se refiere a la recepción del grano el elemento más importante en lo que a la planeación respecta, es relacionado con las tolvas de recepción. Por lo general no se le dá la importancia debida y ello trae como consecuencias problemas graves de demoras y retrasos. En México el elemento normal de transporte por lo que a furgones se refiere es el carro caja existiendo muy pocos y generalmente especializados para diferentes empresas carros tolva. Por lo que se refiere a los carros caja la tolva de recepción debe tener un contenido mínimo entre 15 y 20 toneladas que es lo que puede descargar el carro al momento de abrir las puertas, remover los tablones laterales o romper las puertas de cartón que se colocan durante el llenado del carro. Referente a los camiones deben ser capaces de contener la carga completa del camión sin que estas sobresalgan de la rejilla en la tolva de recepción con objeto de no entorpecer el paso libre de los vehículos, máxime en el caso de operar conjuntamente

con volcadores a fin de que el tiempo que dura la manio-
bra de fijación del camión al volcador permita el total-
desalojamiento de la tolva de recepción por el equipo de
transporte.

Por lo que a obra civil se refiere las tolvas de recep-
ción necesitan mayores requerimientos, deben permitir el
paso sobre ellas de los vehículos cargados y la descar-
ga se debe adaptar con bastante precisión a los elemen-
tos de transporte en la recepción.

5.2. Maquinaria en torre de máquinas

La cantidad de equipo, tipos, característicos y función va-
ria totalmente de proyecto a proyecto pudiendo no existir -
en absoluto hasta el equipo más sofisticado en cierto tipo-
de silos para proceso. En instalaciones decampo destinadas -
exclusivamente a trasbordo el equipo utilizado está sumamen-
te restringido o puede carecer totalmente de él, debido a que
la instalación de dicho equipo trae como consecuencia la se-
paración de impurezas o deshechos lo cual representa mermas-
en la operación, mermas que en este tipo de instalaciones no
son deseadas. El caso contrario lo representa por ejemplo la
torre de máquinas de un silo destinado a la industria cerve-
cera con almacenamiento y manejo de cebada y malta en el - -
cual la torre de máquinas cuenta con equipo muy sofisticado-
y en gran cantidad.

Para silos normales de campo o proceso el equipo más común que puede encontrarse es el siguiente:

5.2.1. Aparato magnético

Esta máquina se destina a la separación de pedacería metálica ferrosa y su propósito es el de evitar que estos elementos continuen con el flujo del grano y puedan llegar a dañar los elementos de transporte, otras máquinas de limpia y provocar fallas y roturas no deseadas en el equipo. Existen dos tipos fundamentales, el primero de ellos que consta de un imán permanente en el que periódicamente se hace necesario remover a mano la pedacería colectada y el tipo de tambor rotatorio en el cual la separación es automática colocándose la pedacería en una caja de recolección de restos. El tipo de imán permanente se utiliza en instalaciones de bajas capacidades normalmente no más altas del orden de 20-30 t/h, en tanto que el tambor magnético se aplica generalmente en instalaciones con altas capacidades de transporte. Para este último, el grupo de mando correspondiente oscila entre 0.5 y 2.0 HP de acuerdo con la capacidad a manejar, espesor de la cortina, tipo de grano y efecto de separación deseada. Se anexa un folleto típico que muestra ambos tipos de máquinas.

5.2.2. Criba de antelimpia

Existen muy diferentes versiones de este tipo de máquinas según los diferentes fabricantes, fundamentalmente consiste en un tambor giratorio entelado cuyo propósito es el de separar única y exclusivamente impurezas gruesas, como pueden ser: elotes, piedras, paja, trapos, maderas, etc., etc. Su propósito fundamental es el de evitar que estas impurezas continúen con el flujo del grano, puedan perjudicar al equipo y en casos frecuentes taponear ductos y tuberías de caída, así como entorpecer y dificultar la operación de raseras, compuertas, válvulas, etc. Los consumos varían grandemente en base a los diversos diseños y a las capacidades horarias a manejar como rango puede decirse que van de 2 - a 10 HP, en máquinas que no tienen su propio sistema de aspiración.

Se adjunta un folleto típico de este tipo de máquina.

5.2.3. Separador

Este tipo de máquinas efectúa una función similar a la criba de antelimpia pero el grado de separación de impurezas es bastante superior ya que además de las descritas remueve arena y tierra e el caso de máquinas sin canal de aspiración. Cuando la máquina cuenta con tarara efectúa tam- bien la separación de impurezas ligeras, granos dañados, - ligeros, y productos similares. La máquina consiste fundamentalmente en una caja de tamices (generalmente 2) en el-

cual se procede en el primero a separar impurezas mayores que el grano y en el segundo a impurezas menores -- que estos; generalmente el movimiento de los tamices es una combinación de movimiento de avance y retroceso con movimientos circular proporcionado por poleas contrapesadas. Los consumos para este tipo de máquinas varían grandemente, en máquinas modernas bien diseñadas oscila entre 2 y 5 HP para máquinas sin tarara, y por lo que -- respecta con canal de aspiración los consumos dependen de otra serie de factores y no es posible establecer -- una gama precisa de consumos, por lo general la tendencia en máquinas modernas es el no tener los elementos -- de aspiración incorporados directamente a la máquina. -- Se anexa folleto típico de este tipo de equipo.

5.2.4. Báscula de tandas

En muchos casos se tiende a suprimir esta máquina del diagrama llevándose el control de peso en las básculas de piso para furgones y camiones, sin embargo en un si lo moderno por lo general siempre se involucra en el -- diagrama debido a que la precisión es superior a la -- de las básculas de piso, puede llevar el control de -- existencias y de embarques así como el control de la -- alimentación a proceso.

Estos equipos se encuentran sumamente normalizados, son de alta precisión y salvo en casos especiales de fluidez difícil son automáticas no requiriendo de potencia para su operación. Se anexa folleto típico representativo.

5.2.5. Otros equipos

Dependiendo del diagrama correspondiente y de las finalidades que se persigan la torre de máquinas puede alojar equipos tales como despiedradoras, clasificadores volumétricos, clasificadores gravimétricos, etc., etc., un caso típico al que se pueden hacer mención es el de las plantas de campo en las cuales se efectúa selección de semillas para la siembra.

5.2.6. Secadoras

Es sumamente frecuente el que en silos de campo se tengan secadoras para disminuir el contenido de humedad de los granos por almacenarse. En instalaciones de proceso pueden tenerse así mismo secadores para disminuir humedad y en algunos casos acondicionadoras o aparatos recuperadores para aumentarla. No entraremos en detalles respecto a este tipo de equipos, existe una gran variedad en el mercado y están relativamente poco normalizados. Es conveniente sin embargo decir que la capacidad de estos equipos en la mayor parte de los casos es bastante infe-

inferior a la capacidad del equipo de transporte por lo cual en la planeación deberá tomarse en cuenta esta condición alimentando a las secadoras de tolvas o silos intermedios y descargando a celdas del tipo pulmón con objeto de no tener desaprovechada la alta capacidad de transporte de recepción, sino únicamente al completarse un cargamento predeterminado de producto que se ha secado.

5.2.7. Equipos complementarios

Existen diversos equipos complementarios en un silo típico como son medidores de temperatura, equipo de aereación, equipo de aspiración, etc., de alguno de los cuales posteriormente daremos cierto tipo de detalles.

5.3. Arreglo del diagrama

El arreglo del diagrama es sumamente elástico y por lo general el tipo final seleccionado depende de muy diversos factores permitiéndonos dar a continuación las premisas principales para cada uno de ellos.

El aparato magnético debería de incorporarse directamente debajo de la tolva de recepción, pero teniéndose tolva con salidas múltiples en recolección lo normal es situarlo a la salida del transportador de recepción. En algunos casos para no aumentar la profundidad de los fosos que alojan a los pies de los transportadores se coloca direc-

tamente a la salida del elevador para limpia. En los dos últimos casos y a fin de proteger al equipo de transporte la transmisión desde el grupo de mando se efectúa por medio de pernos de seguridad calibrados que deguellan en el caso que se presente una sobrecarga superior a la máxima permitida.

La criba de antelimpia y el separador se colocan en esta secuencia y a continuación la báscula de tandas teniendo en este arreglo la posibilidad de efectuar un control del peso de las impurezas separadas comparando lecturas de básculas de piso y básculas de tandas. Es bastante común encontrar también la báscula de tandas inmediatamente a la salida del elevador de limpia con objeto de llevar un control más preciso de la alimentación al silo. Por lo que se refiere al volteo el diagrama debe dar la flexibilidad de volver a pasar por las máquinas de limpia y báscula o no hacerlo, trasladando al grano únicamente de una celda a otra con los elementos de transporte. La misma posibilidad deberá existir para el embarque o la alimentación a proceso.

6.- Equipo de mecanización

Existe una gran diversidad de equipo de mecanización para el transporte y manejo de productos a granel, en forma general puede dividirse en equipos mecánicos y equipos neumáticos. Por lo que se refiere a los primeros los más importantes son:

Transportadores de banda

Roscas o gusanos

Transportadores de cadena

Elevadores de cangilones

Respecto a los sistemas de transporte neumático se subdividen en sistemas a succión y sistemas a presión; para estos últimos se tienen también los sistemas de transporte con coeficientes de mezcla muy elevados bien sean continuos o intermitentes. En esta sección nos concretaremos a hacer una descripción somera de cada uno de los tipos principales dando sus características más importantes.

6.1. Equipo de transporte mecánico

6.1.1. El transportador de banda es un elemento que esta constituido por la estación de cabeza, la estación cola, -- los bastidores de transporte intermedio, la banda de -- transporte en sí y el dispositivo tensor. La estación de cabeza está constituida por lo general por el tambor o polea motriz apoyado en cojinetes y que cuenta además con limpiador para banda y poleas deflectoras. La estación de cola contiene el tambor o polea de retorno montado en cojinetes y con bastante frecuencia incorpora el dispositivo tensor bien sea de tornillo, de contrapezo y variantes o combinaciones de ellos.

Los bastidores intermedios soportan los rodillos de transporte y los rodillos de retorno y con bastante frecuencia las cubiertas correspondientes.

En caso de que el dispositivo tensor no este incorporado a la estación de cola generalmente se tiene entonces del tipo tensor por gravedad colocando junto a la estación de cabeza o en algún punto intermedio a lo largo del transportador de banda.

Como elementos conexos se tienen tolvas compuertas y raseras para entrada y carros descargadores denominados comunmente por la palabra InglesoTripper.

El transportador de banda tiene como grandes ventajas el que su rango de capacidades es el más amplio de todos los equipos de transporte pudiendo tenerse desde muy pequeñas unidades hasta equipos para manejo de 1000 o más toneladas hora.

Comparativamente con otro tipo de transportadores el consumo específico (HP/T/H) es el más reducido cuando se habla de distancias superiores a aproximadamente 75 m. Es un equipo confiable, sumamente normalizado de instalación relativamente simple y de pocas dificultades.

En el campo específico de mecanización de silos este tipo de transporte tiene las siguientes desventajas: Es un transportador que no puede hacerse estanco con los consiguientes peligros de producción de polvo y explosiones; su mantenimiento es relativamente importante dada la cantidad de piezas en movimiento, comparativamente con otro tipo de transportes es el que ocupa mayores espacio y requiere pasarelas de servicio al menos a un lado del transportador; en aplicaciones específicas de silo en las cuales se tienen muchas salidas intermedias (caso típico del transportador repartidor), la utilización casi forzosa de trippers complica la operación del transportador. Por lo que se refiere a la obra civil, deberá estudiarse con bastante detalle su localización y requisitos primordiales así como en el caso de transporte repartidor el desplazamiento de una carga móvil a todo lo largo del silo dada por el tripper. Este tipo de transporte se utiliza con mucha frecuencia tanto en transporte repartidor como recolector, pero generalmente para un silo no es el más apropiado. Los transportadores de banda se encuentran sumamente normalizados tanto por lo que se refiere al $\emptyset$ de rodillos, acanalamiento de los mismos y al tamaño correspondiente, cuya designación se hace en base al ancho -

Esta última se encuentra también sumamente estandarizada y se puede seleccionar entre una gran gama de calidades, formatos, tipos, número de capas, cubiertas especiales, etc., etc.,

Dada la brevedad de esta descripción y de la facilidad de encontrar en manuales las fórmulas específicas de cálculo nos abstenemos de indicárlas aquí.

6.1.2. Roscas o gusanos de transporte

Este tipo de equipo está constituido por dos variantes, el gusano normal ampliamente conocido con tapa y la llamada rosca de tubo. El primero de ellos consiste en una artesa la cual lleva en sus extremos - cabezales con cojinetes uno de los cuales es motriz. En el interior de la artesa se aloja la espiral del transporte la cual dependiendo del largo se encuentra suspendida por chumaceras intermedias. La espiral de transporte puede ser continua del tipo corona, o dotada de paletas para avance. Este conjunto-espiral artesa se encuentra cubierto por una tapa a todo lo largo del transportador. Por lo que se refiere a los gusanos del tipo tubo la diferencia como su nombre lo indica es que la artesa de transporte está constituida por un tubo.

Este tipo de transportador es posiblemente el mas popular de todos y posiblemente debido a ello en muchas ocasiones se abusa de su utilización sobre todo por lo que respecta a la capacidad de transporte incrementando la velocidad pero dando como resultado un trato gentil al grano. Es un transportador que puede hacerse totalmente estanco, muy confiable y de mantenimiento y operación bastante simples.

Como desventaja principal tiene la de que su coeficiente de llenado ($\text{area útil Vs area de transporte}$) es bastante baja y de que aún en los mejores casos y diseños existe la posibilidad de maltratar al grano debido al claro entre artesa y espiga; la potencia consumida es comparativamente mayor a la del transportador de banda y a la del transportador de cadena.

Este tipo de transporte permite solucionar muy simplemente el tener entradas y salidas múltiples aún cuando en elementos de transportes repartidor y recolector se puede presentar un cierto tipo de contaminación al permanecer estos entre carcasa y espiga.

Existe diversos tipos y formatos que por lo general están sumamente normalizados y sus aplicaciones principales pueden considerarse para instalaciones de capacidades relativamente bajas y largos de transporte relativamente cortos.

A continuación damos a Uds. las fórmulas principales de cálculo para este tipo de equipos.

1.- Capacidad (verificación de dimensiones)

$$Q_t = \frac{\pi D^2 \times P \times \alpha \times n \times 60 \rho}{4}$$
$$= \frac{\quad}{4} = \quad T/H$$

Q_t = Capacidad tonelada

P = Paso de la rosca

α = Coeficiente de llenado

n = Revoluciones por minuto

ρ = Peso específico

2.- Potencia efectiva

$$N \text{ HP} = \frac{Q_t \times L^m \times f}{270}$$
$$= \frac{\quad}{270} = \quad$$

f = factor de resistencia

6.1.3. Transportadores de cadena

Un transportador de cadena está constituido primordialmente por la estación de mando que lleva la rueda para transporte, la estación terminal, las cajas intermedias de transporte y la cadena de transporte. Dependiendo del formato de los travesaños el transportador de cadena puede operar entre 0° (horizontal) y 90° (vertical), condición que lo hace muy versátil comparativamente a transportadores de banda (cuya pendiente está restringida) y a los transportadores de rosca, aún cuando los del tipo tubo también pueden operar entre 0 y 90° .

Para instalaciones de silo es posiblemente el equipo de transporte más adecuado dada la simplicidad para su alimentación y descarga por raseras intermedias y compuertas en operaciones de repartición y recolección; puede hacerse totalmente estanco y para la misma capacidad es el equipo que menor volumen ocupa.

Como desventaja principal tiene el que su consumo específico de potencia es superior al del transportador de banda, aunque inferior al del transportador de gusano y su costo de inversión inicial es superior al de transportadores de banda y rosca.

Por lo general se encuentra poco normalizado y las medidas características y especificaciones pueden va

En silos de almacenamiento como los tratados es posiblemente la máquina más usual y aplicable. Por lo general las fórmulas de cálculo varían sobre todo por lo que a los coeficientes de experimentación se refiere y a continuación nos permitimos indicar a Uds. las fórmulas más usuales empleadas.

$$V = \frac{Q}{3600 \times \rho \times F \times \eta_v}$$

$$N = \frac{Q \times L \times A \cdot g \cdot L \cdot V}{540}$$

V = Velocidad m/seg.

Q = Capacidad t. h

ρ = Peso específico t/m³

F = Area de transporte m²

η_v = Coeficiente llenado (Base 0.95)

N = Potencia efectiva HP

A = Coeficiente experimental (7 a 10)

g = Peso cadena por metro lineal

L = Largo total

6.1.4. Elevador de cangilones

Esta máquina está constituida por cabeza la cual lleva la polea motriz montada sobre cojinetes, el pie del -- elevador con polea de retorno y generalmente el dispositivo tensor, las cajas para piernas (individuales o no), la banda de transporte y los cangilones para elevación de grano.

Por lo que respecta a máquina para elevación es prácticamente la única existente para capacidades intermedias y grandes, se puede hacer totalmente estanca, su eficiencia es relativamente buena, su confiabilidad -- también lo es y su operación y mantenimiento relativamente simples.

Es un equipo que no se encuentra totalmente normalizado sobre todo en comparación entre fabricantes americanos y europeos por lo cual no es fácil el establecer -- la formulación de cálculo ya que depende de muy diversos factores, sobre todo por lo que corresponde al tipo de cangilones por metro lineal de banda. Como base-específica puede considerarse que la velocidad lineal para granos oscila entre 2.8 y 3.2 m/seg. y que la aproximación para el cálculo de la potencia está dada por la fórmula:

$$N = \frac{Q \times H}{B}$$

H = Altura

B = Factor experimental : 160-250

6.2. Equipo de transporte neumático

Por lo general para instalaciones de silos de capacidades medianas y altas es poco usado, excepto específicamente en instalaciones portuarias en equipos para descarga de barcos. Lo anterior se fundamenta primordialmente en el consumo de potencia del transporte neumático comparado con el transporte mecánico.

6.2.1. Transporte a succión

El transporte a succión está constituido por una boquilla o alimentador dosificable para entrada de producto, la toma de aire falso, la tubería de transporte, el elemento separador (ciclones o filtros) y el elemento productor del vacío (ventiladores, soplantes, etc.).

Generalmente este equipo de transporte es muy utilizado en aquellos casos en los que se tienen diversos puntos de alimentación y un solo punto de descarga. Dada su poca aplicación en silos. No daremos mayores detalles al respecto.

6.2.2. Transporte a presión

Los elementos constitutivos son prácticamente los mismos pero el ventilador o soplante se encuentra al inicio, a continuación el elemento dosificador del producto (por lo general esclusas rotatorias) y al final el elemento separador filtro o ciclón. Este tipo de transporte es sumamente utilizado en los casos de tener un solo punto de alimentación y diversos puntos de descarga.

En épocas recientes se han desarrollado equipos de transporte a presión en los cuales el coeficiente de mezcla es sumamente elevado, empleándose altas presiones para el transporte con poco gasto de aire, a velocidades reducidas y con desgastes en tuberías menores lo cual lo hace muy apropiado para productos abrasivos. Se han desarrollado así mismo sistemas de transporte del tipo llamado "paquetes" cuya finalidad es similar a la de los anteriores. Como una variante de bastante aplicación en plantas químicas (cemento, cal, etc.), se tienen el transporte de fluidificación el cual como su nombre lo indica permite mantener al producto en suspensión inyectando corriente de aire a todo lo largo del transporte efectuándose éste en suspensión.

7.- Sistema de aspiración

El sistema de aspiración en un silo tiene como objeto fundamental el permitir recolectar polvo en todos aquellos puntos en el que se requiere la aspiración de las máquinas de limpieza. El objeto primordial de dicha recolección es el de evitar concentraciones de polvo en el aire que hagan preligroso la operación y provoquen como muy a menudo sucede explosiones de muy graves consecuencias.

Por lo general deben aspirarse todas las máquinas de la limpieza, inclusive báscula y tambor magnético; todas las cabezas de elevadores puntos de alimentación y descarga a transportadores, así como todos aquellos puntos en los cuales existe la posibilidad de producción de polvo.

La cantidad de aire aspirado en las máquinas de limpieza en sí es un dato generalmente dado por el fabricante correspondiente y por lo que respecta a los elementos de transporte existen diversos criterios para fijar el gasto de aire por aspirar, la mayor parte de ellos relacionados con la capacidad de transporte, sin embargo es necesario ser generoso en lo que respecta al gasto pues por lo general el contenido de polvo e impurezas ligeras puede variar dentro de rangos sumamente amplios.

Por lo que respecta a las resistencias a vencer los sistemas de aspiración difícilmente requieren más de 150 mm CA cuando se utilizan ciclones para recolección y del orden de 250 mm CA en la utilización de filtros. Los ventiladores usados son los comunmente conocidos de baja presión del tipo radial.

Los elementos de recolección de polvo más populares son los ciclones aun cuando por aspectos de contaminación la tendencia moderna es cada vez más dirigida a la utilización de filtros. Como elementos descargadores tanto para filtros como para ciclones es el empleo de esclusas rotatorias.

Por lo que respecta a la obra civil es necesario que la mecanización fije con precisión huecos y aberturas necesarios para los ductos de aspiración y las máquinas correspondientes.

8.- Sistema de medición de temperatura

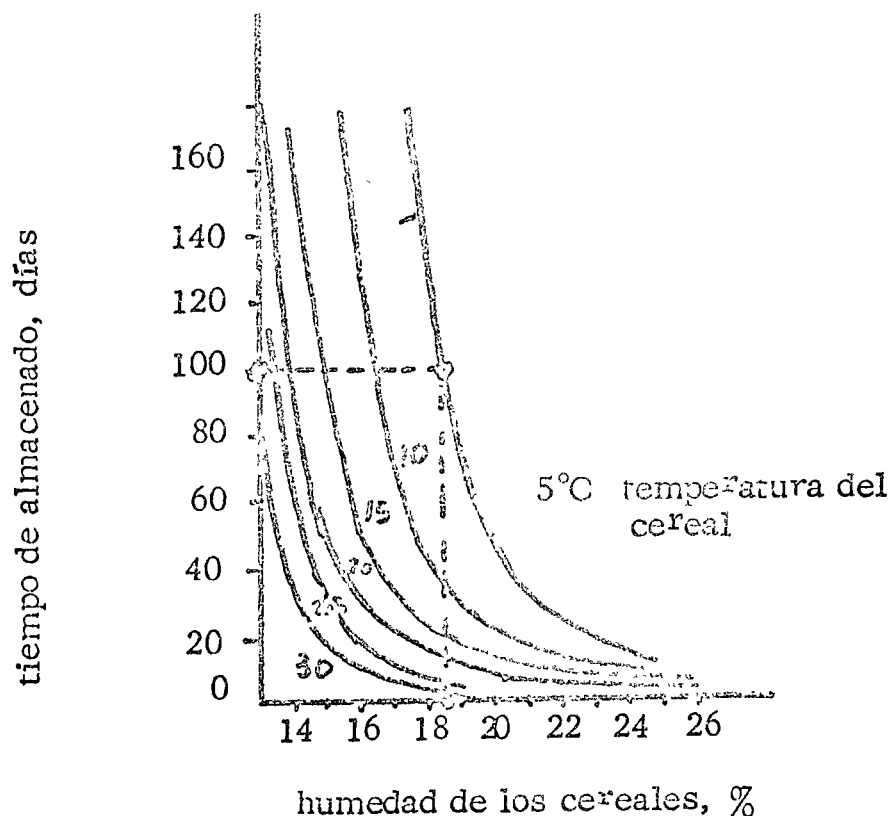
El objeto de la utilización de este tipo de equipos es el detectar dentro de la celda y a diferentes niveles de la misma la temperatura del almacenamiento del grano y su posible aumento con los riesgos inherentes al almacenamiento.

Consiste fundamentalmente de termopares que cuelgan en la celda del silo y que se colocan espaciados en base al diametro de la celda, un cabezal de sustentación y un aparato registrador que permite la lectura directa de cada celda en cada uno de los termopares.

9.- Aereación

El objeto de la aereación es el de disminuir la temperatura del grano almacenado por lo general consiste en la simple utilización de ventiladores para inyección de aire en las celdas a través de crucetas que permitan una distribución uniforme en toda el area de la celda. En fechas recientes se tiende también a la utilización de equipos enfriadores ya que el período de almacenamiento se alarga considerablemente en base a la temperatura del grano almacenado.

Nos permitimos incluir una tabla que muestra el tiempo de almacenamiento en función de la temperatura del cereal y de la humedad del mismo.



10.- Fumigación

El objeto de la fumigación es el de eliminar los insectos y plagas que puedan desarrollarse en el grano hasta provocar su destrucción. Usualmente se utilizan gases tóxicos para el exterminio de plagas, pero a últimas fechas la tendencia es el de introducir pastillas a la corriente del grano las cuales después de un cierto tiempo en contacto con el aire generan los gases fumigantes. Por lo que respecta específicamente a la obra civil se debe considerar que una o varias celdas del silo sean totalmente estancas, para lo que se requiere así mismo que las puertas de inspección, accesos, conexión de alimentación y conexiones de descarga se pueden hacer totalmente herméticos.

11.- Instalación eléctrica

Por lo que a la obra civil se refiere las únicas consideraciones que se deben de tomar es el de dejar provistos los pasos necesarios en los diferentes pisos para los ductos y cables correspondientes. Generalmente la instalación eléctrica es del tipo aparente por lo que se refiere a fuerza y control y es muy aconsejable y en muchos países se exige por reglamento el que sea a prueba de explosión, aún cuando los criterios y equipos difieren entre los usados en América y en Europa. Especialmente en México la mayor parte de estas instalaciones son del tipo totalmente cerrado a prue-

Por lo que respecta a la complejidad del equipo esta va desde arrancadores y equipo de protección colocado directamente junto a cada motor hasta la automatización total a control remoto desde un tablero central. Lo más usual y utilizado como termino medio es el de contar con un tablero central a control remoto para el arranque en secuencia de los motores según el diagrama y páro automático en caso de falla en secuencia inversa a la del transporte, es decir en cascada, lo cual representa que del punto donde se presenta la falla hacia adelante el equipo continúa operando para desalojar y limpiar las líneas, en tanto que hacía atrás se establece el paro para evitar atascamientos.

INSTALACION ELECTRICA EN SILOS

Rara vez se puede concluir un proyecto total de un Silo con su mecanización, es decir, incluyendo lo referente a las instalaciones eléctricas de fuerza y control, por lo consiguiente no se dejan espacios en las losas para poder hacer la instalación eléctrica.

Entre más grandes son los Silos o más automatizada sea su operación, se requieren aperturas relativamente grandes en las losas para poder colocar las tuberías para la instalación eléctrica.

De no preverse un espacio adecuado, es necesario perforar las losas, lo cual puede dar lugar a problemas en el diseño estructural.

Es imposible, sin embargo, dar una regla general acerca de las dimensiones de los registros en las losas necesarias para la instalación eléctrica si no es que ya existe el proyecto completo para la instalación.

Como para el diseño estructural es necesario conocer la maquinaria, el fabricante de la misma puede dar valores preliminares de la potencia de los diferentes motores y cantidad de los mismos, con lo que se puede estimar en una forma aproximada el tamaño de los registros en las losas conociendo previamente si la tensión de servicio va a ser de 220 ó 440 V.

En 440 V. se recomienda considerar un espacio de 30 cm² por motor y 8 cm² por aparato de señalización o control.

En 220 V. se deberá considerar 45 cm² por motor y por aparato de señalización o control también 8 cm².

El registro deberá ser rectangular y con un fondo de aproximadamente 13 cm. para los casos generales o 20 cm. ya tratándose de Silos muy grandes. Esta dimensión del fondo se debe al uso de ductos cuadrados con dimensiones standard de 6.5 x 6.5 cm. ó de 10 x 10 cm.

La ubicación de los registros en las losas deberá de fijarse con el proveedor de la maquinaria para evitar interferencias con la maquinaria.

1.- TIPOS DE INSTALACION ELECTRICA

La instalación convencional en la cual se agrupan los arrancadores de los motores en los pisos correspondientes.

Este tipo de instalación es por regla general el más económico y requiere de más espacio en cada piso para poder colocar los arrancadores e interruptores.

En este caso, una alimentación principal abastece los arrancadores en cada piso, debiéndose tener en cuenta la Fracción 28-30 del Reglamento de Instalaciones y Obras Eléctricas, el cual exige que las derivaciones a los arrancadores en cada piso no deben ser más delgadas en sección que los alimentadores, o bien, si la longitud de las derivaciones es menor de 10 m., la sección de cable puede ser reducida, pero sin ser menor de un tercio de capacidad de conducción de corriente a la de los alimentadores. Como en general la mayor potencia queda instalada en la parte alta de los Silos, al aplicar la Fracción del Reglamento se incrementa el costo de la instalación.

Desde el punto de vista de operación, este tipo de instalaciones requieren de un mayor número de personal, el cual continuamente debe de recorrer las instalaciones para percatarse a tiempo de eventuales fallas de equipo que traerían como consecuencia el derramamiento de producto.

2.- CONTROL CENTRALIZADO.

En este caso todos los arrancadores e interruptores de los motores se ubican en un nivel, del cual son alimentados los motores.

Esto requiere de un mayor número de conductores pero con menor sección, por lo que también se apega a la estimación de las dimensiones de los registros, dadas al principio.

Aprovechando esta centralización, es usual señalar cada uno de los equipos, con lo que el personal, sin tener que recorrer la instalación, se percate del funcionamiento de cada uno de los equipos. En caso de falla, también se considera generalmente una señal acústica para alertar al personal a tiempo y para que éste pueda tomar medidas preventivas de inmediato.

Frecuentemente, se utilizan en estos casos, tableros con diagrama mímico que facilite la localización inmediata de la forma de operar del Silo, o falla de equipos.

Con el fin de evitar empachos o derrames, se colocan medios de protección con señalamiento y se deja trabajar el equipo en secuencia, con lo cual se logra que en caso de falla, se pare de inmediato todos los elementos de transporte que lleven el -

producto hasta el punto de falla, mientras que el resto del equipo sigue operando para llevar el producto hasta el destino previsto.

En relación al equipo de control y señalización por instalarse, se deben de seguir las exigencias del cliente y requerimientos del fabricante del equipo para conocer la cantidad de válvulas de desvío, raseras, indicadores de lleno y vacío, medidores de temperatura de grano, medidores de nivel en Silos, etc., que serán instalados con el fin de poder considerar en los registros de losas, el espacio correspondiente.

Ya en los diferentes pisos, no hay mayores requerimientos para la instalación eléctrica, ya que se hace siempre en forma aparente con lo cual se puede evitar cualquier tipo de interferencias con maquinaria.

3.- TIPOS DE INSTALACION.

Generalmente, y en Silos con buena aspiración, se efectúan las instalaciones eléctricas con equipo a prueba de polvo, es decir, con motores completamente cerrados con ventilación exterior y utilizando para la instalación eléctrica, tubería de pared gruesa con condulets, que llegan a los equipos con tubería flexible que, de preferencia, deben ser del tipo Liguatide con su conector apropiado.

En los casos de que la aspiración no sea efectiva, o bien que se utilicen transportadores de banda, se recomienda considerar la instalación de equipo a prueba de explosión, mismo que en algunos casos, también es requisito impuesto por las compañías de seguros.

Para una instalación con equipo a prueba de explosión, se recomienda utilizar un control centralizado en un lugar no sujeto a las reglamentaciones de equipo a prueba de explosión y que permite utilizar equipo convencional y ejecutar ya, lo que se refiere a la alimentación en construcción a prueba de explosión.

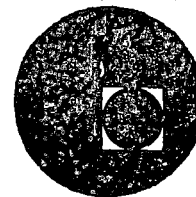
Esta solución es más económica en comparación a tener que utilizar arrancadores y equipo de protección a prueba de explosión en cada nivel.

Como los Silos en la mayoría de los casos son parte de una instalación industrial que cuenta con subestación propia, normalmente, sólo se considera la instalación eléctrica en baja tensión, aunque puede darse el caso de que sea necesario conside-

de una subestación. En este caso, se deberá definir en obra civil la ubicación de la subestación, ya que en la mayoría de los casos, la tensión en que será suministrada la energía en alta tensión, es conocida por la zona en que se instalará el equipo.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES

TANQUE CILINDRICO PARA AGUA DE CONCRETO REFORZADO



DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

NOVIEMBRE DE 1976.

Further reference to other
sources to make a better
understanding of the situation.

[illegible]

TANQUE CILINDRICO PARA AGUA DE CONCRETO REFORZADO

Enero/1968

DATOS

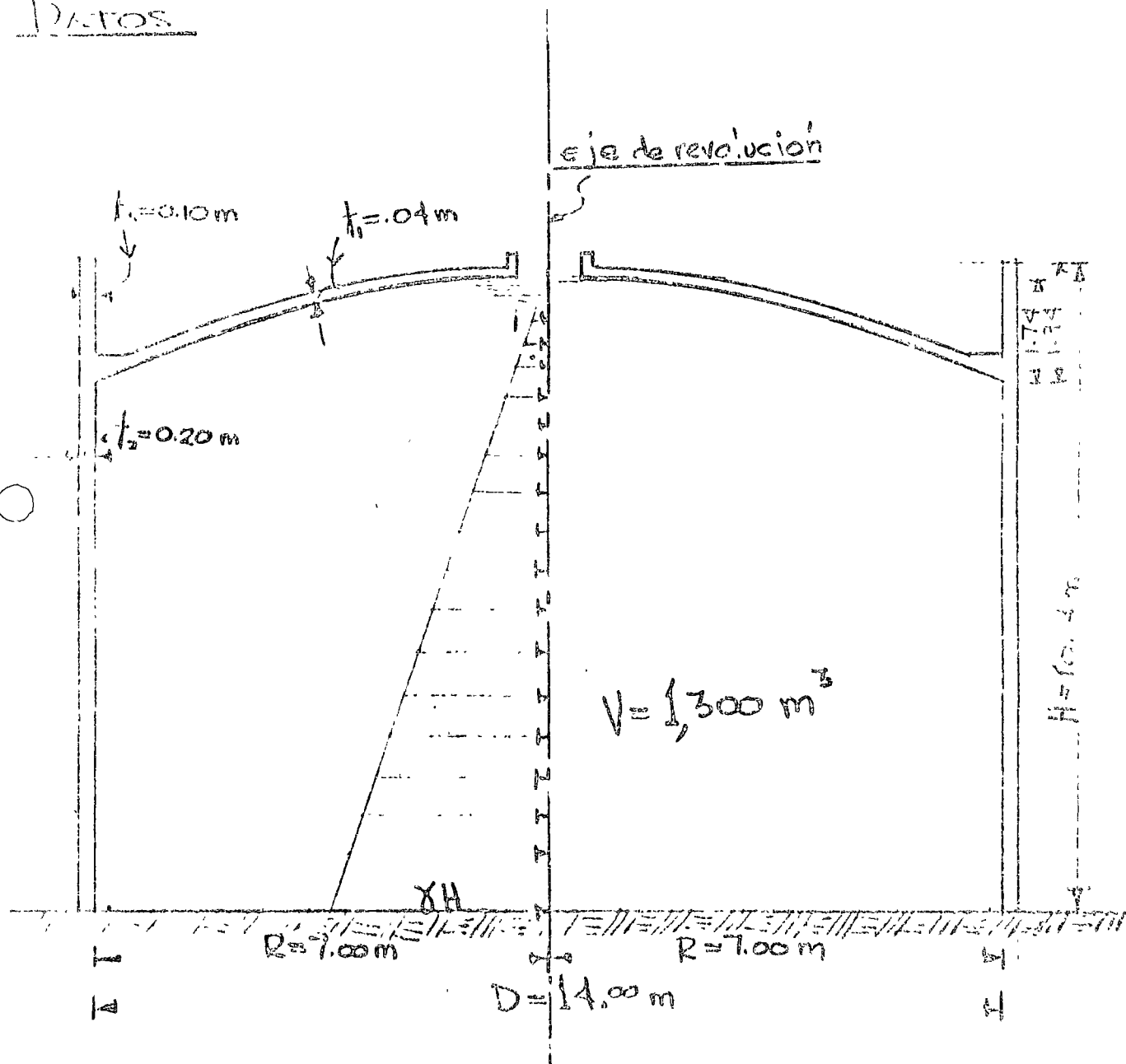


Fig. 1. Dimensiones generales

Flügge "Stresses in Shells", Springer-Verlag 1960,
pp. 271-283

CÁLCULO DE LA CUPULA ESFERICA

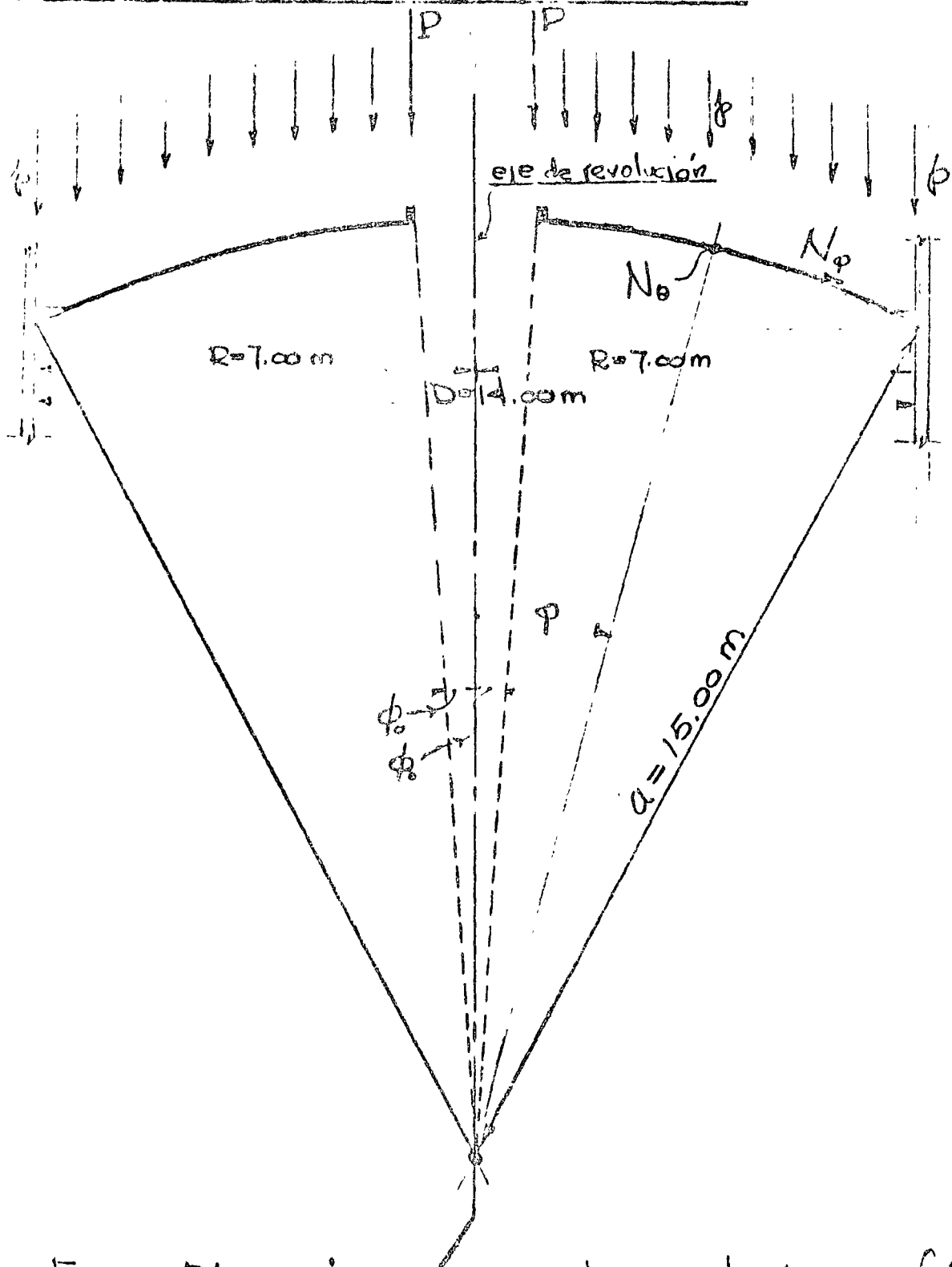


Fig 2 Dimensiones generales de la Tapa esférica

Radio de curvatura de la Tapa esférica

$$a = \frac{f^2 + R^2}{2f} \quad (1)$$

$$f = 1.74 \text{ m.}$$

$$R = 7 \text{ m.}$$

(2)

Substituyendo (2) en (1) se tiene:

$$a = \frac{1.74^2 + 7^2}{2 \times 1.74} = 15 \text{ m.}$$

Los esfuerzos membranales para una carga

p por unidad de superficie de cascarón vienen expresados por:

$$N_\phi = -pa \frac{\cos \phi_0 - \cos \phi}{\sin^2 \phi} - P \frac{\sin \phi_0}{\sin^2 \phi} \quad (3)$$

$$N_\theta = pa \left(\frac{\cos \phi_0 - \cos \phi}{\sin^2 \phi} - \cos \phi \right) + P \frac{\sin \phi_0}{\sin^2 \phi} \quad (4)$$

Donde:

N_ϕ = Esfuerzo de sección tangente al meridiado

N_θ = " " " " " paralelo

p = Carga por unidad de area de cascarón

a = radio de la superficie esférica

ϕ = Angulo entre el radio de curvatura y el eje de revolución

ϕ_0 - Angulo de Abertura de la linterna. P. Balastero
 P - Carga de la linterna por unidad de longitud

Datos Numericos:

$$p = 0.04 \times 2500 + 100 = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$P = \frac{\pi \times 1.0^2 \times 200}{\pi \times 2} = 100 \text{ kg/m}$$

(6)

$$\sin \phi_0 = 0.0333$$

$$\cos \phi_0 = 0.999$$

$$u = 15.00 \text{ m}$$

Substituyendo los valores numericos (6) en (3) y (4)
 y determinando los esfuerzos de seccion N_ϕ y N_θ
 para:

Punto	N_ϕ	N_θ
a	-3000	+1
b	-2332	-658
c	-1255	-1620
d	-1373	-1577
e	-1437	-1413
f	-1440	-1370
g	-1551	-1199
h	-1605	-1045

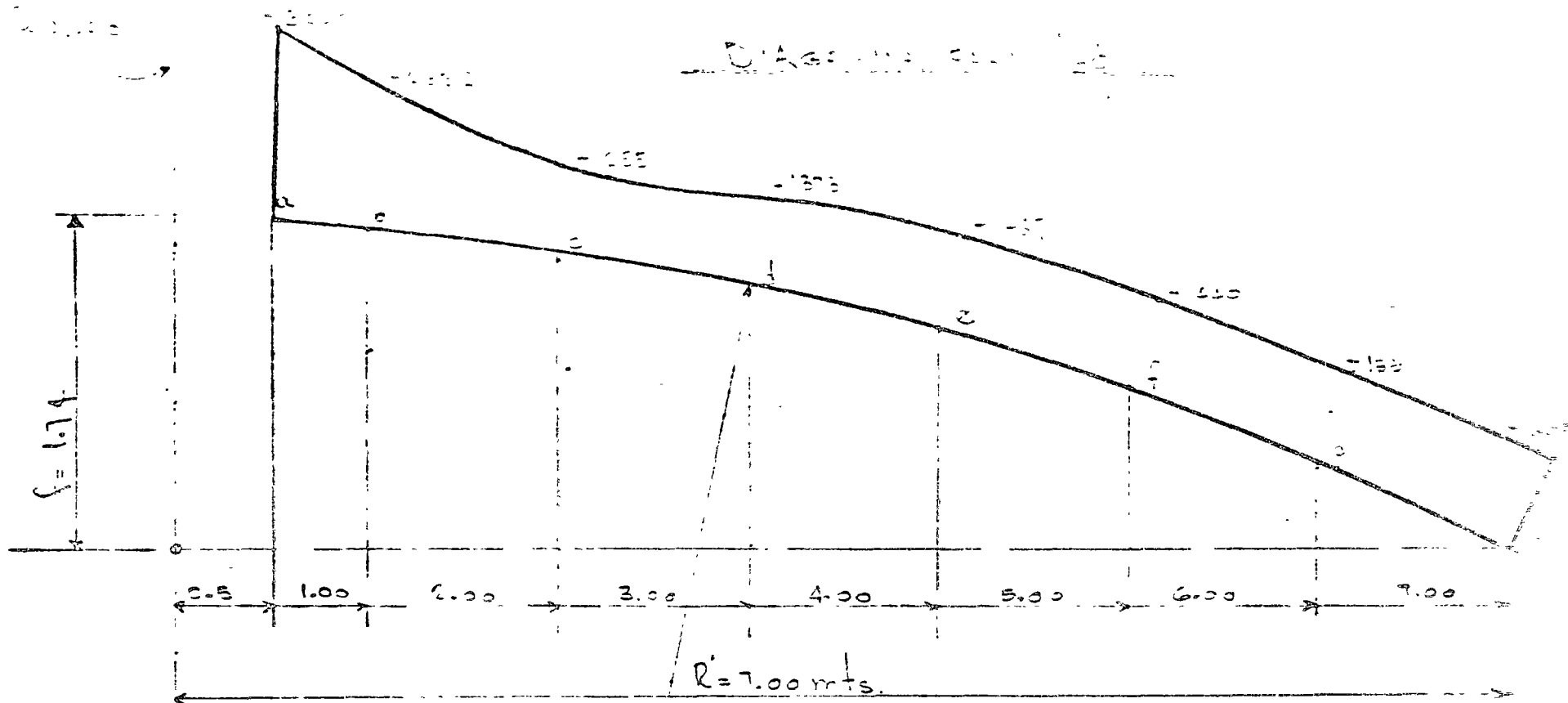
Registro de Cálculos de $N_p - N_s$												
Punto	$\text{Sen } \phi$	$\text{Cos } \phi$	$\text{Sen}^2 \phi$	$\text{Cos } \phi_2 - \text{Cos } \phi$	$\frac{\text{Cos } \phi_2 - \text{Cos } \phi}{\text{Sen}^2 \phi}$	$\frac{\text{Sen } \phi_2}{\text{Sen}^2 \phi}$	$\frac{\text{Cos } \phi_2 - \text{Cos } \phi}{\text{Sen}^2 \phi} - \text{Cos } \phi$	(1) (3000)	(2) (100)	(3) (3000)	N_p	N_s
a	0.0333	0.999	—	0	0	30	-0.999	0	3000	-2999	-3000	+1
b	0.0667	0.997	0.004	0.002	0.50	8.32	-0.497	-1500	832	-1499	-2332	-653
c	0.1335	0.992	0.018	0.007	0.39	1.85	-0.602	-1170	185	-1325	-1255	-1620
d	0.200	0.982	0.040	0.017	0.43	0.83	-0.552	-1290	83	-1660	-1373	-1577
e	0.267	0.965	0.071	0.034	0.43	0.47	-0.485	-1440	47	-1460	-1437	-1413
f	0.333	0.937	0.111	0.052	0.47	0.30	-0.467	-1410	30	-1400	-1440	-1370
g	0.400	0.917	0.160	0.032	0.51	0.21	-0.407	-1530	21	-1220	-1551	-1129
h	0.467	0.883	0.218	0.116	0.53	0.15	-0.353	-1590	15	-1060	-1605	-1245

$$(1) = \left(-p a \frac{\cos \phi_2 - \cos \phi}{\text{Sen}^2 \phi} \right)$$

$$(2) = \left(p \frac{\text{Sen } \phi_2}{\text{Sen}^2 \phi} \right)$$

$$(3) = \left[p a \left(\frac{\cos \phi_2 - \cos \phi}{\text{Sen}^2 \phi} - \cos \phi \right) \right]$$

Diagram of a ...



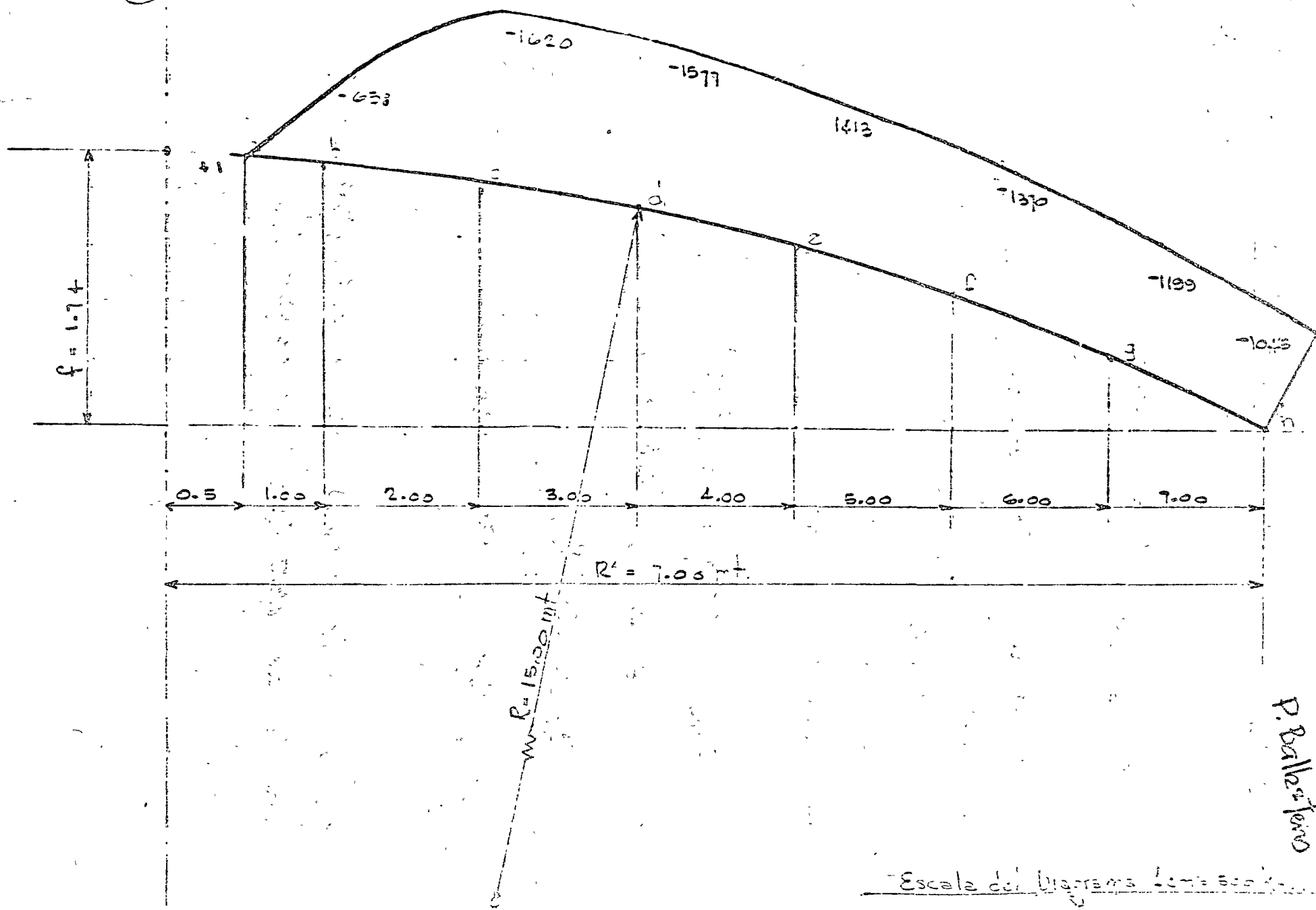
2.15.00 mt

12. Pallas Jeros

... ..

37 de 100

DIAGRAMA F-H



Escala del Diagrama 1 cm = 1 m

CARGA DE PANDEO DE LA CUPULA ESFERICA:

P. Ballesforno

$$q_{CR} = CE \left(\frac{t}{R} \right)^2 *$$

1_{CR} = Carga critica de pandeo.

$$C = 0.05$$

$$t = 0.04 \text{ mts.}$$

$$R = 15 \text{ mts.}$$

$$E = 1000 f'_c = 210,000$$

$$q_{CR} = 0.05 \times 210,000 \left(\frac{0.04}{15} \right)^2$$

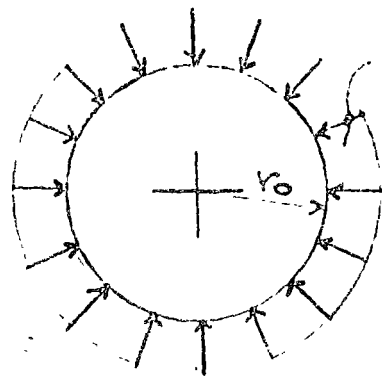
$$= 0.0735 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{CR} = 735 \text{ Kg/m}^2$$

$$F.S. = \frac{q_{CR}}{q} = \frac{735}{200} = 3.68$$

En la cupula debera usarse concreto con un f'_c de 250 Kg/cm^2 o mayor.

Despreciando su liga con el cascaron. P. Balkstern

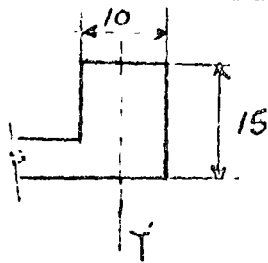


$$q_0 = (N \phi \cos \phi)$$

$$q_{t0} = -3000 (0.999) = 2997 \text{ Kg/m.}$$

$$q_{cr} = \frac{3 E I}{r_0^3} \quad (\text{Carga Critica de pandeo.})$$

Proposición de Sección:



$$I_Y = \frac{1}{12} (15)(10)^3$$

$$= 1250 \text{ cm}^4$$

$$q_{cr} = \frac{3 (210,000) (1250)}{(50)^3} = 63000 \text{ Kg/cm.}$$

$$q_{cr} = 6'300,000 \text{ Kg/m.}$$

$$F.S. = \frac{6'300,000}{2997} = 2,115.$$

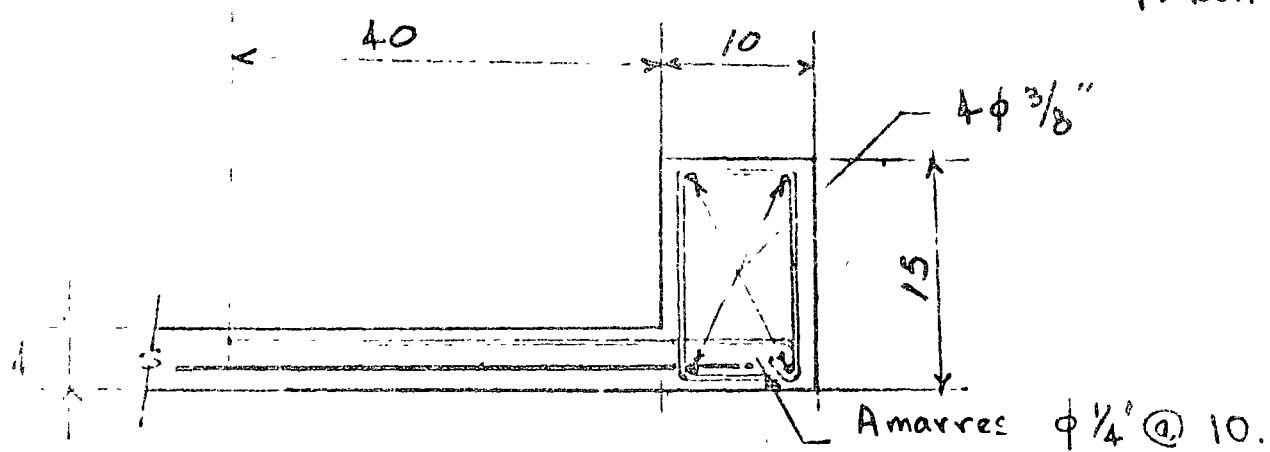
Revisión del esfuerzo de Compresión:

$$T \phi_0 = N \phi \cos \phi r_0 = -3000 (0.999) (0.5) = 1490 \text{ Kgs}$$

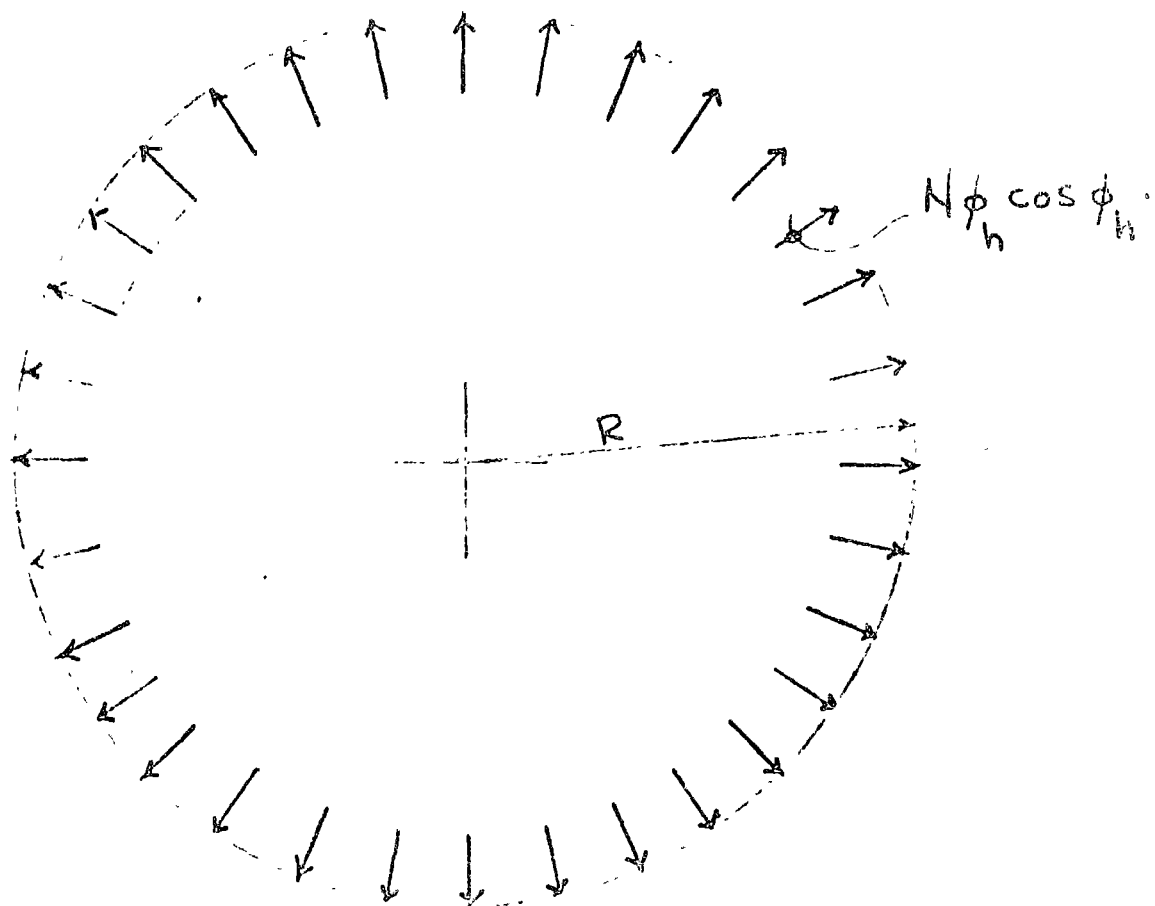
$$\bar{\sigma}_c = \frac{1490}{154.7} = 9.95 \text{ Kg/cm}^2 \quad \checkmark \checkmark$$

Sección final del anillo de Compresión:

P. Balles ferns ○



DISEÑO DEL ANILLO DE TENSION:



$$t_{\phi_h} = N \phi_h \cos \phi_h R.$$

$$T_p = 1,605 \times 0.283 \times 7.00$$

$$= 9,940 \text{ kgs.}$$

P. Ballestero

$$A_s = \frac{T_p}{f_s} = \frac{9940}{1300} = 7.62 \text{ cm}^2 \quad (6\phi 1/2")$$

Deformaciones en el anillo de tension:

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E}$$

$$\sigma_s = \frac{9940}{7.62} = 1300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_s = \frac{1300}{2,100,000} = 0.000618$$

$$\delta = \epsilon_s \times \pi \times 2R$$

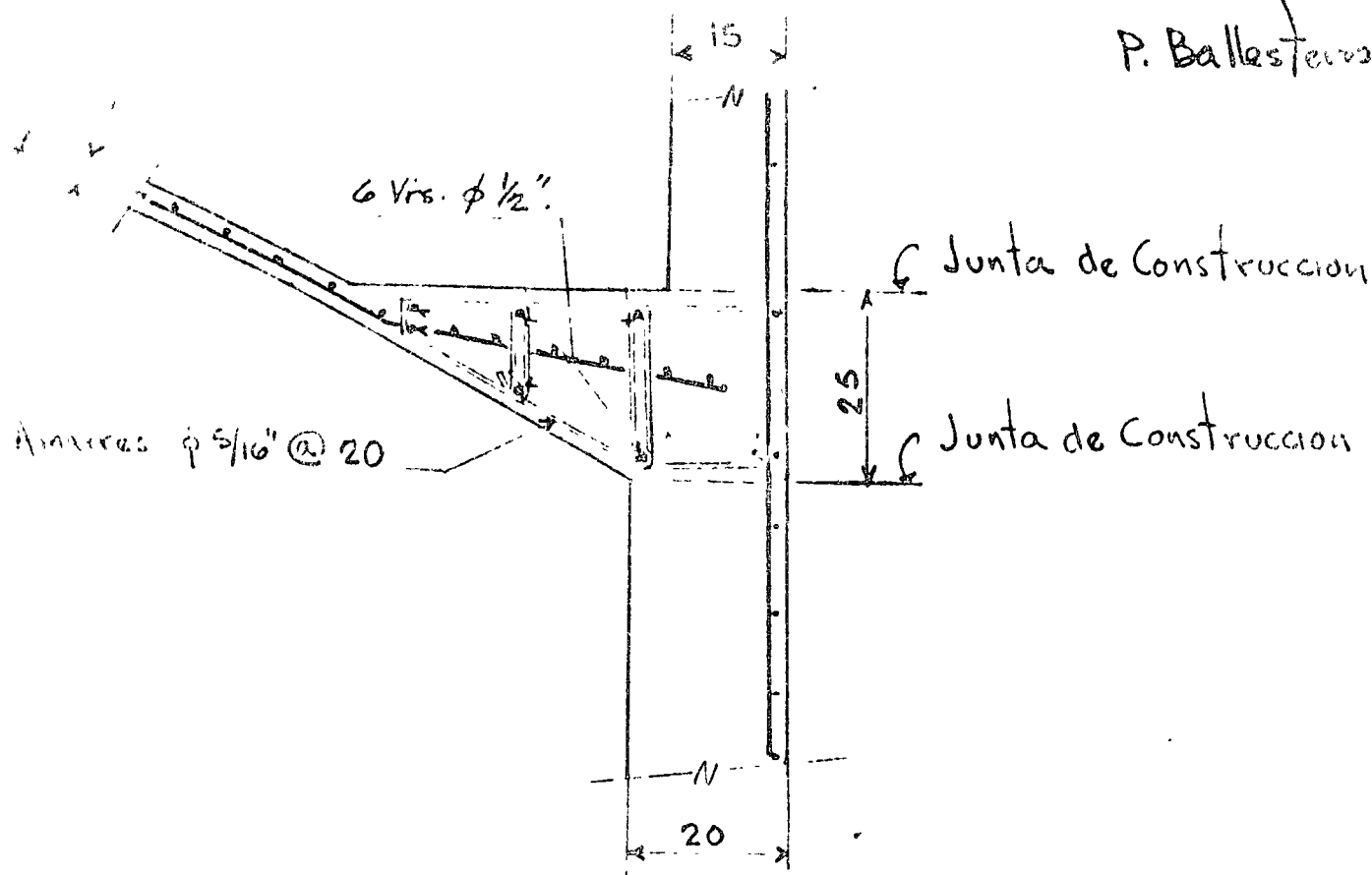
$$= 0.000618 \times 3.1416 \times 2 \times 700$$

$$= 2.7 \text{ cms.}$$

Como esta deformacion fue obtenida con la carga total se considera como buena pues solamente debe satisfacer la condicion de peso propio ademas de que se desprecia la ayuda que proporciona el refuerzo del cascaron.

Sección final del arillo de tensión:

P. Ballesteros



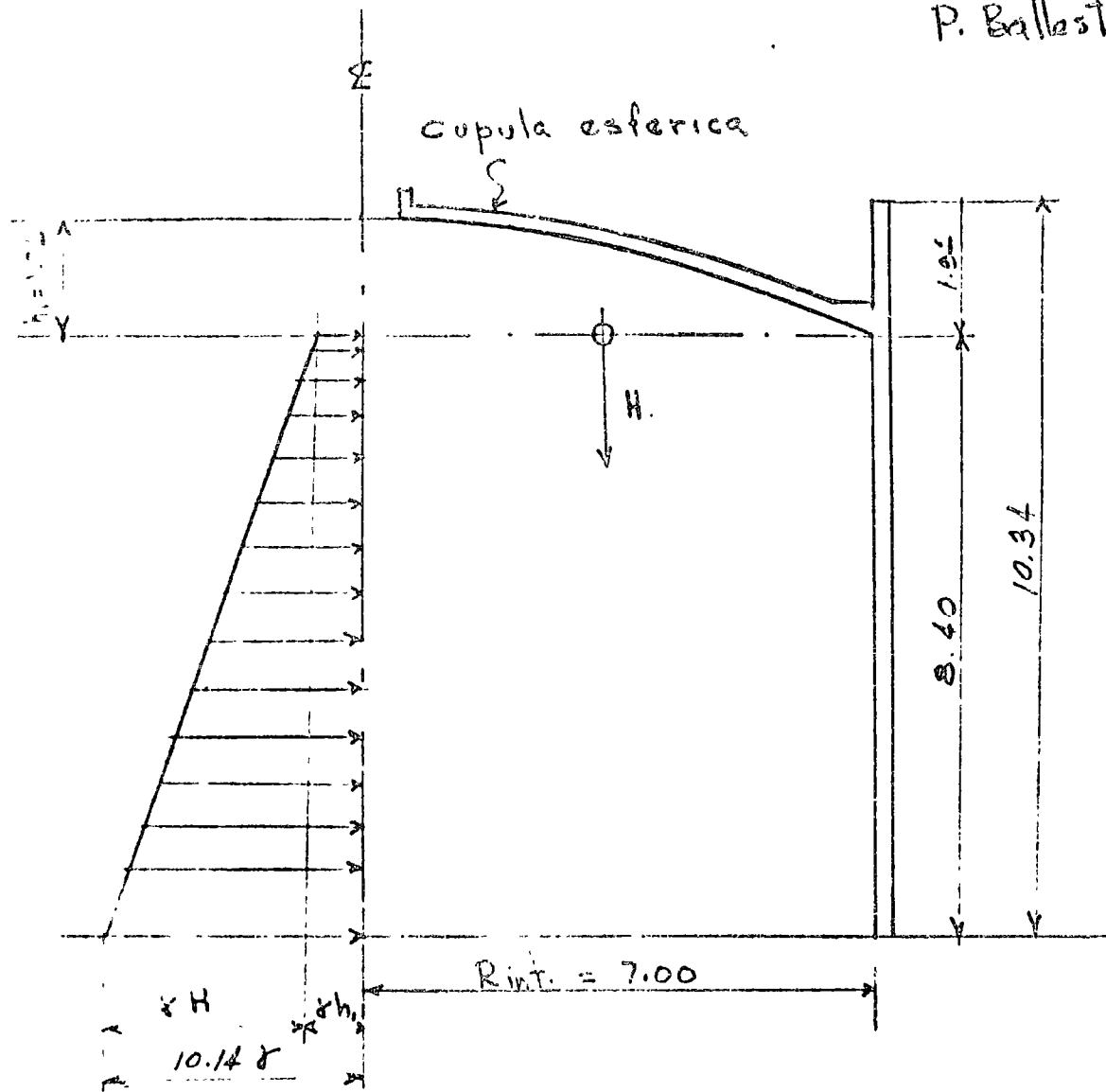
Acero de Refuerzo en el cascaron:

$$A_s = 0.003 \times 100 \times 4 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Alambros de $\frac{1}{4}" \phi @ 25$ en @ dirección

CALCULO DE LOS MUROS.

P. Ballastero

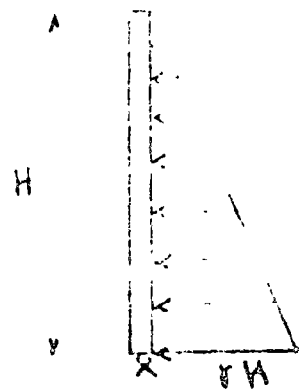


Datos y diagrama de Presiones.

Para el calculo de las paredes se consideraran diversas condiciones de -
apoyo en la base de la pared y se -
reforzara para la envolvente de ellas.

CONDICIONES DE LOS DATOS.

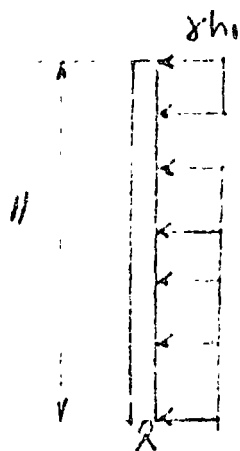
a).- Tension Horizontal.



$$T_{\phi_1} = C \gamma H R$$

Punto	C	T_{ϕ_1}
0.0H	0.002	118
0.1H	0.100	5880
0.2H	0.199	11720
0.3H	0.300	17650
0.4H	0.400	23550
0.5H	0.520	30600
0.6H	0.650	38200
0.7H	0.764	45000
0.8H	0.776	45600
0.9H	0.545	31900

T_{ϕ_1} = tension horizontal debido a γH .



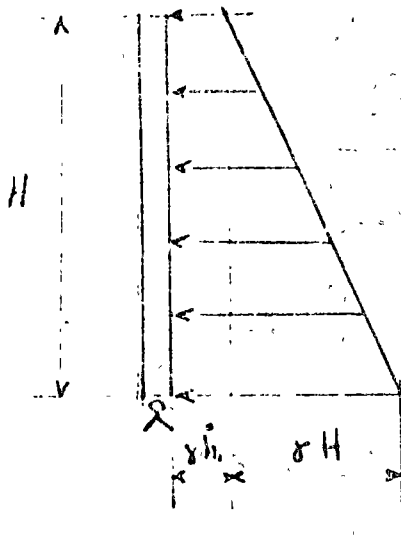
$$T_{\phi_2} = C \gamma h_1 R$$

Punto	C	T_{ϕ_2}
0.0H	1.002	12190
0.1H	1.000	12180
0.2H	0.999	12175
0.3H	0.999	12175
0.4H	1.003	12195
0.5H	1.021	12420
0.6H	1.050	12780
0.7H	1.064	12970
0.8H	0.976	11890
0.9H	0.693	8430

T_{ϕ_2} = tension horizontal debido a γh_1 .

$$\frac{H^2}{Dl} = \frac{8.4^{-2}}{14 \times 0.2} = 25.2$$

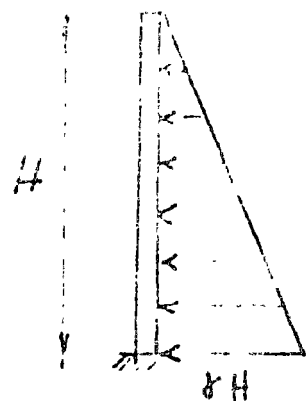
P. Ballasteros

b). - Momento longitudinal M_x .

$$M_x = C (\gamma H^3 + \gamma h_1 H^2)$$

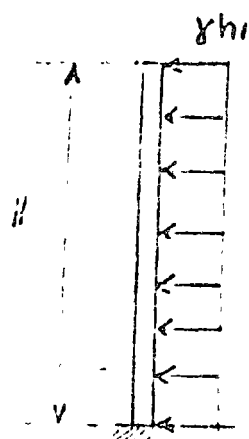
Ponto	C	M_x
0.1 H	0	0
0.2 H	0	0
0.3 H	0	0
0.4 H	-0.0001	71.5
0.5 H	-0.0002	143
0.6 H	-0.0004	286
0.7 H	-0.0008	572
0.8 H	-0.0022	1572
0.9 H	-0.0029	2075
1.0 H	0	0

a) Tension horizontal.



$$T_{\phi_1} = C x H R$$

Punto	C	T_{ϕ_1}
0.0 H	0.000	0
0.1 H	0.033	5,830
0.2 H	0.133	11,720
0.3 H	0.304	17,900
0.4 H	0.412	24,300
0.5 H	0.531	31,300
0.6 H	0.641	37,800
0.7 H	0.687	40,500
0.8 H	0.582	34,300
0.9 H	0.265	15,600

 T_{ϕ_1} = tension horizontal debida a xH


$$T_{\phi_2} = C x h_1 R$$

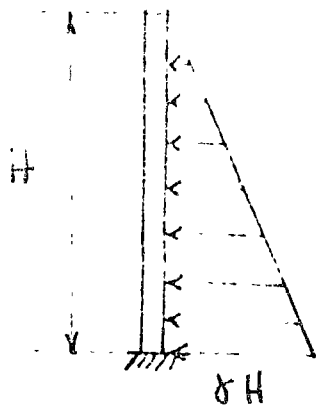
Punto	C	T_{ϕ_2}
0.0 H	1.000	12,130
0.1 H	0.998	12,130
0.2 H	0.993	12,130
0.3 H	1.003	12,130
0.4 H	1.015	12,350
0.5 H	1.032	12,560
0.6 H	1.040	12,650
0.7 H	0.975	11,850
0.8 H	0.750	9,120
0.9 H	0.321	3,810

 T_{ϕ_2} = tension horizontal debida a xh_1

b).-- Momento Longitudinal M_x .

17

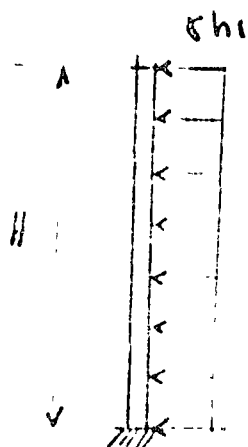
P. Balzstero



Punto	C	M_{x_1}
0.1 H	0.00	0
0.2 H	0.00	0
0.3 H	-0.0001	- 53.2
0.4 H	-0.0002	- 118.4
0.5 H	-0.0001	- 53.2
0.6 H	+0.0004	+ 236.8
0.7 H	+0.0013	+ 770.0
0.8 H	+0.0019	+ 1126.0
0.9 H	+0.0001	+ 53.2
1.0 H	-0.0079	- 4680.0

$$M_{x_1} = C \delta H^3$$

M_{x_1} = Momento longitudinal debido a δH



Punto	C	M_{x_2}
0.1 H	0	0
0.2 H	0	0
0.3 H	0	0
0.4 H	-0.0001	- 12.3
0.5 H	+0.0001	+ 12.3
0.6 H	+0.0006	+ 73.8
0.7 H	+0.0012	+ 147.6
0.8 H	+0.0020	+ 246.0
0.9 H	-0.0005	- 61.5
1.0 H	-0.0091	- 1120.0

$$M_{x_2} = C \delta h_1 H^2$$

M_{x_2} = Momento longitudinal debido a δh_1

* la teoria sobre la cual se basa el calculo de los coeficientes anteriores se encuentra en el libro

Stresses in Shells por W. Flugge

Springer-Verlag , 1960, pp. 271 - 293.

3.- Tension máxima de membrana.

P. Ballesteros

$$T_{\phi m} = \gamma (h_1 + H) R$$

$$= 1000 (1.74 + 8.40) (7.00)$$

$$= 71,000 \text{ Kgs/m.}$$

Refuerzo horizontal:

$$A_s = \frac{T_{\phi}}{f_s}$$

$$f_s = 2,000 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A_{s1} = \frac{71,000}{2,000} = 35.5 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{Vs. } 7/8" \phi @ 10 \text{ cm.}^{\checkmark}$$

$$A_{s2} = \frac{64,000}{2,000} = 32 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{Vs. } 7/8" \phi @ 12 \text{ cm.}$$

$$A_{s3} = \frac{58,500}{2,000} = 29.3 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{Vs. } 7/8" \phi @ 13 \text{ cm.}$$

$$A_{s4} = \frac{55,000}{2,000} = 27.5 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{Vs. } 7/8" \phi @ 14 \text{ cm.}$$

$$A_{s5} = \frac{46,000}{2,000} = 23 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{Vs. } 7/8" \phi @ 16 \text{ cm.}$$

$$A_{s6} = \frac{31,000}{2,000} = 15.5 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{Vs. } 3/4" \phi @ 15 \text{ cms.}$$

$$A_{s7} = \frac{29,000}{2,000} = 14.5 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{Vs. } 2/4" \phi @ 15 \text{ cms.}^{\checkmark}$$

$$A_{s8} = \frac{22,000}{2,000} = 11 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{Vs. } 5/8" \phi @ 18 \text{ cms.}^{\checkmark}$$

$$A_{s9} = \frac{16,000}{2,000} = 8 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

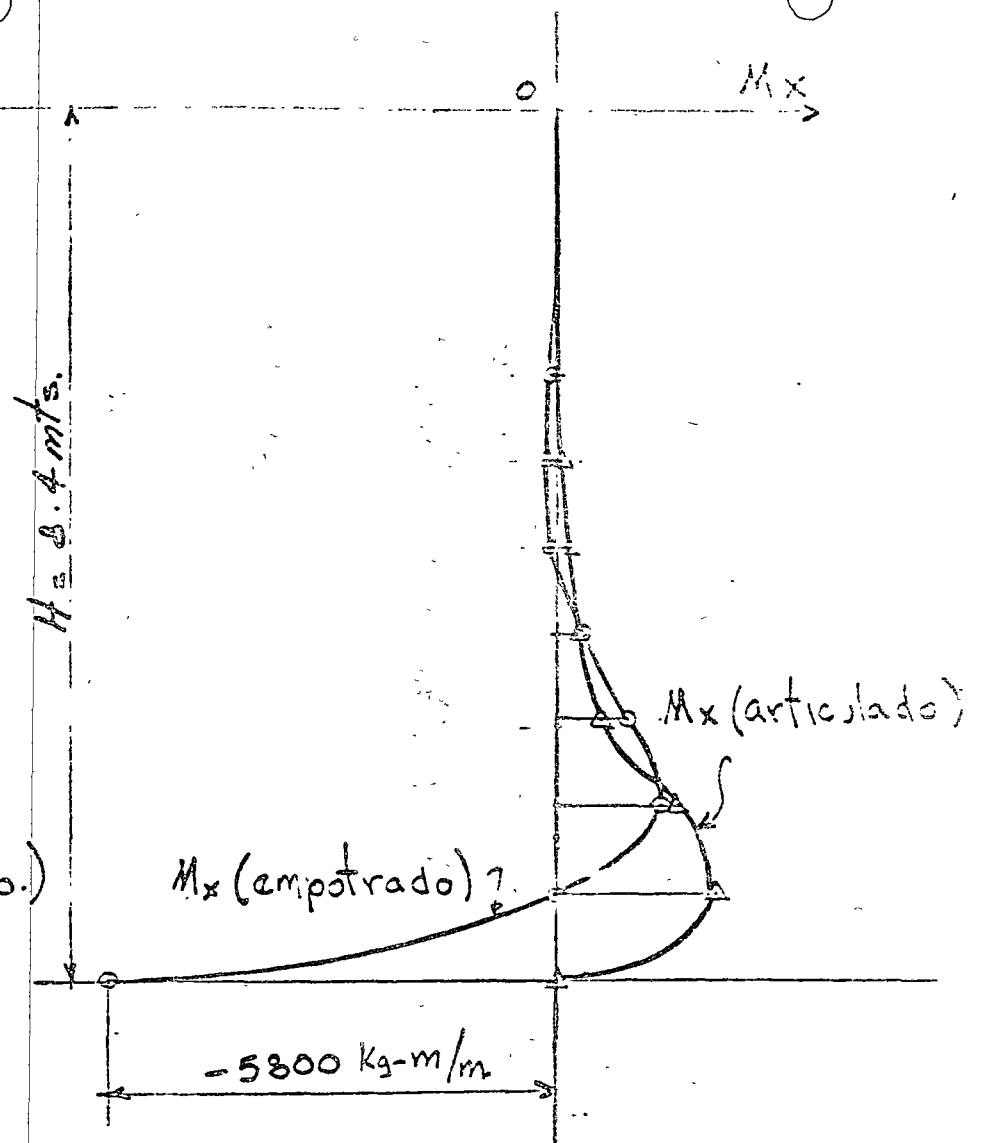
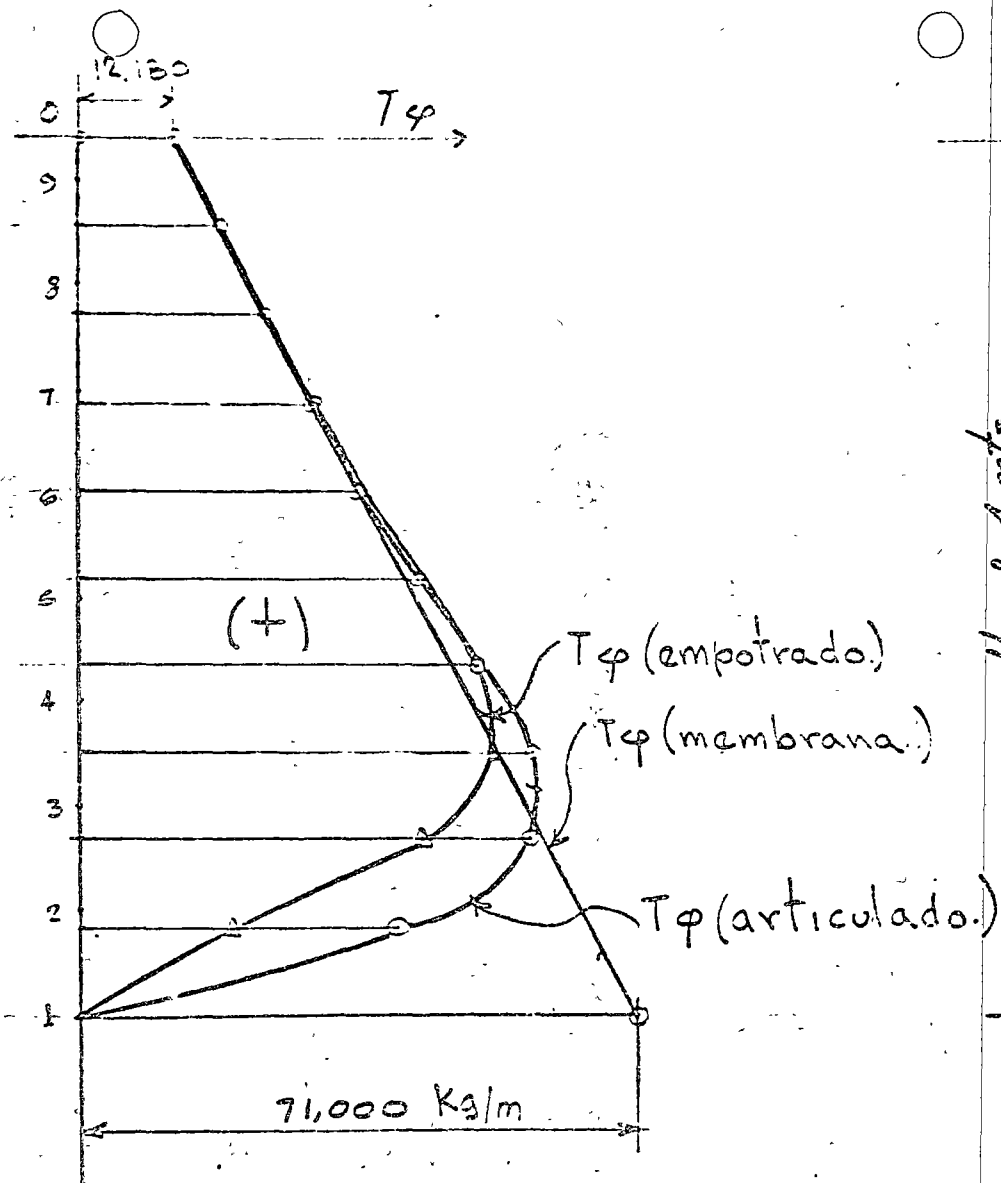
$$\text{Vs. } 1/2" \phi @ 16 \text{ cms.}^{\checkmark}$$

Refuerzo Vertical:

$$A_s = \frac{M_x}{f_s J d}$$

$$A_{s1} = \frac{580000}{(-) 2000 \times 0.85 \times 17} = 20.8 \text{ cm}^2/\text{m.}; \text{ Vs. } \phi 5/8" @ 9 \text{ cms.}$$

$$A_{s2} = \frac{20000}{(+1) 2000 \times 0.85 \times 17} = 6.93 \text{ cm}^2/\text{m.}; \text{ Vs. } \phi 1/2" @ 18 \text{ cms.}$$



P. Ballesteros

ESFUERZO DE TENSION EN EL CONCRETO:

$$f_{c_t} = \frac{C E_s A_s + N \phi}{A_c + n A_s}$$

donde: f_{c_t} = esfuerzo de tension en el concreto

$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, Modulo de elasticidad del acero.

C = Coeficiente de contracción del concreto
 $= 0.0003$

$A_s = 22 \text{ cm}^2/\text{m}$, Seccion maxima de Acero de refuerzo

$A_c = 20 \times 100 = 2000 \text{ cm}^2$ Area de Concreto.

n = relacion de modulos $= \frac{E_s}{E_c} = 9$

$N \phi$ = tension horizontal $= 45000 \text{ kgs/m}$.

$$f_{c_t} = \frac{(0.0003)(2.1 \times 10^6)(22) + 45000}{2000 + 9(22)} = \frac{56,860}{2198}$$

$$= 25.9 \text{ kg/cm}^2$$

tension permisible en tanques de Concreto.

$$f_{c_t} = 0.1 f'_c = 0.1 (250) = 25 \text{ kg/cm}^2$$

Es importante que $f'_c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$

P. Ballesteros

Revisión de esfuerzos en el fondo:

$$\begin{aligned} \text{Vol. de agua} &= \frac{\pi D^2}{4} \times 8.20 = \frac{\pi 14^2}{4} \times 8.2 \\ &= 1,264 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$W_{\text{agua}} = 1,264 \times 1000 = 1,264,000 \text{ Kgs.}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{pp firme}} &= 0.08 \times \frac{\pi D^2}{4} \times 2400 = \frac{0.08 \times 2400}{4} \times \pi \times 14^2 \\ &= 29,600 \text{ Kgs.} \end{aligned}$$

$$W_{\text{total}} = 1,264,000 + 29,600 = 1,293,600 \text{ Kgs.}$$

$$\begin{aligned} \text{Area del fondo} &= \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (14)^2}{4} \\ &= 154 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Esfuerzo en el terreno del fondo.

$$\sigma_T = \frac{W_{\text{total}}}{A_{\text{total}}} = \frac{1,293,600}{154 \times 10000}$$

$$\sigma_T = 0.840 \text{ Kg/cm}^2$$

Firme de 10 cms. $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

$$A_s \text{ temperatura} = 0.02 \times 100 \times 10 = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Refuerzo} = \frac{100 A_T}{A_s} = \frac{49}{2} = 24.5 \text{ cms.}$$

usar varillas $\phi 5/16" @ 25 \text{ cms.}$

Diseño de la cimentación

P. Ballesteros

$$\text{Área de la bóveda} = 494 \text{ m}^2$$

$$W_{pp, \text{ bóveda}} = 494 \times 0.04 \times 2500 = 49,400 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Área de muro} = \pi \times 14.2 \times 8.70 = 388 \text{ m}^2$$

$$W_{pp, \text{ muro}} = 388 \times 0.20 \times 2500 = 194,000 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Área pretil} = \pi \times 14.2 \times 1.74 = 775 \text{ m}^2$$

$$W_{pp, \text{ pretil}} = 77.6 \times 0.2 \times 1800 = 27,900 \text{ Kgs.}$$

$$W_{\text{total}} = 49,400 + 194,000 + 27,200 = 270,600 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Perímetro} = \pi \times D = \pi \times 14.2 = 44.6 \text{ m.}$$

$$W/m = \frac{270,600}{44.6} = 6,070 \text{ Kgs/m.}$$

Suponiendo una viga de cimentación de:

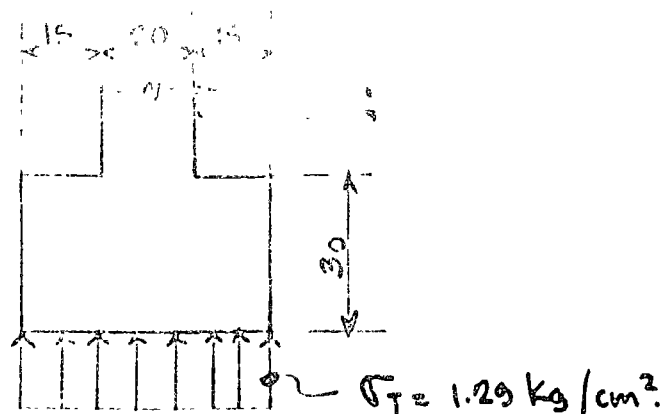
$$0.5 \times 0.3$$

$$W_{pp} = 0.5 \times 0.3 \times 1.0 \times 2400 = 360 \text{ Kgs/m}$$

$$W_T = 6,070 + 360 = 6,430 \text{ Kg/m.}$$

$$\sigma_T = \frac{6,430}{0.5 \times 1} = 1.29 \text{ Kg/cm}^2$$

P. Ballestero



Sección propuesta.

$$M = \frac{w l^2}{2} = \frac{12,900 \times 0.15^2}{2} = 145 \text{ kg-m.}$$

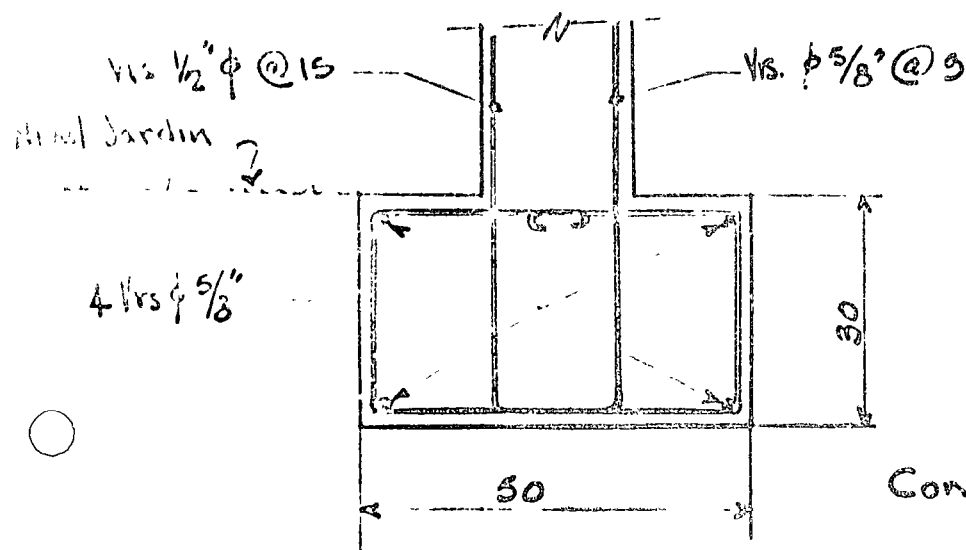
$$A_s = \frac{14500}{2000 \times 0.85 \times 20} = 4.27 \text{ cm}^2.$$

con solo anclar bien el refuerzo vertical del muro tiene para refuerzo transversal.

Refuerzo longitudinal:

$$A_{s \text{ temp}} = 0.03 \times 50 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Ref. - 4 Vrs. $\phi 5/8$.



Concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Sección final.

No. CONCEPTO CANTIDAD UNIDAD

1 177 m³

2 6.7 m³

3 15.4 m³

4 6.7 m³

5 15.4 m³

6 77.2 m³

7 19.8 m³

8 1.85 m³

9 0.4 m³

10 77

11 7

PRESENTE DE LA COMISIÓN DE LICITACIÓN

FEDERAL DE LA

No.	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
12	Acero de refuerzo en la curvatura $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $\phi 5/8"$	280	Kgs.		
13	Acero de refuerzo en firme $f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$ $\phi 5/8"$	473	Kgs.		
14	Acero de refuerzo en muros $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $\phi 5/8"$	68	Kgs.		
	$\phi 3/4"$	1322	Kgs.		
	$\phi 7/8"$	6040	Kgs.		
	$\phi 5/8"$	2693	Kgs.		
	$\phi 1/2"$	2203	Kgs.		
15	Acero de refuerzo en capota Alambres $\phi 1/4"$	983	Kgs.		
16	Acero de refuerzo en orillo de compresión $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $\phi 3/8"$	2	Kgs.		
	$\phi 1/4"$		Kgs.		
17	Acero de refuerzo en orillo de tensión $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $\phi 1/2"$	253	Kgs.		
	$\phi 5/8"$	157	Kgs.		

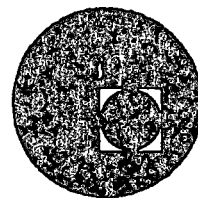
PRESUPUESTO DE OBRA PARA LA CONSTRUCCION DE LA PLANTA DE LA CASA DE LA FAMILIA

No.	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
18	Muro de block de 20 cms. zarpeado y afinado	67	m ²		
19	Cimbra para la cupola	494	m ²		
20	Cimbra para paredes por @ cara	369	m ²		
21	Tapa para entrada de hombre	1	pza.		
22	Vertedor de demasias tubo de 10" ø	0.35	m.		
23	Ventila	1	pza.		
24	Escalera	10.34	m.		
25	Impermeabilización sobre el terreno con A.C.-VICHOLITE Nº 550	171	m ²		
26	Juntas de construcciones en el piso con PASTISCONT.	45	m.		
27	Impermeabilización en paredes con mortero impermeable SACRETE	369	m ²		

Notas: Todas las cantidades son netas, no se
incluyen los muros de los balcones y
los techos.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES

SOLUCIÓN ESTRUCTURAL SOLICITADA POR GALLETERA MEXICANA,
S. A. PARA APOYO DEL FONDO DE SILOS E ENTERSILOS DE UNA
BATERÍA DE SILOS CILÍNDRICOS QUE SE CONSTRUYEN ACTUAL-
MENTE EN CIUDAD OBREGÓN, SONORA.



GALLETEROS, S.A.

NOVIEMBRE DE 1976.

RECEIVED
JAN 10 1964
U.S. DEPT. OF AGRICULTURE
WASHINGTON, D.C.

100-100000
100-100000

SALLESTEROS, S. A.

EDIFICIO SANTOS DESPACHO 640
APARTADO 2607 TELEFONO 46-51-62
MONTERREY, N. L. MEXICO.

SOLUCION ESTRUCTURAL SOLICITADA POR GALIETTERA MEXICANA,
S. A. PARA APOYO DEL FONDO DE SILOS E INTERRSILOS DE UNA
BATERIA DE SILOS CILINDRICOS QUE SE CONSTRUYEN ACTUAL -
MENTE EN CIUDAD ORREGON, SONORA.

Monterrey, N. L. a 12 de Abril de 1971.

BALLESTEROS, S. A.

EDIFICIO SAN JUAN DE LOS RIOS, DESPACHO 640

APARTADO 2607 TELÉFONO 46-51-07

MONTERREY, N. L., MEXICO.

1.- RECOMENDACIONES.

En el peritaje presentado por BALLESTEROS, S. A., el pasado 31 de Marzo de 1971 referente al apoyo de las Tolvas Cónicas de los Silos Cilíndricos que actualmente se construyen en Ciudad Obregón, Sonora para GALLETERA MEXICANA, S. A., se mostró que:

- a) El refuerzo de apoyo perimetral de las tolvas cónicas sobre silos NO FUE OTORGADO DURANTE EL COLADO.
- b) Las tolvas cónicas apoyadas en las aberturas improvisadas NO PRESENTAN UNA SEGURIDAD ADECUADA DEL APOYO PERIMETRAL.
- c) El refuerzo horizontal y vertical de 1/2" fue cortado pretendiéndose apoyar en ellos las tolvas cónicas.
- d) EN LAS ABERTURAS IMPROVISADAS SE OBSERVO DEFICIENCIA EN EL REFUERZO HORIZONTAL DE 1/2".
- e) Lo anterior originó DUDA RESPECTO A LA COLOCACION CORRECTA DEL ACERO DE REFUERZO EN EL RESTO DE LA ESTRUCTURA.

Por lo tanto, GALLETERA MEXICANA, S. A., representada por su gerente de Ingeniería, Sr. Ing. Jaime García solicita a BALLESTEROS, S. A., representada por el Dr. Ing. Porfirio Ra...

Ballesteros, presentar SOLUCION ESTRUCTURAL AL PROBLEMA SUMINISTRANDO LOS CONECTORES PRESENTADOS EN EL PERITAJE APOYANDO LAS TOLVAS EN UNA VIGA circular sobre cuatro columnas, por no tener de inmediato equipo para hacer las perforaciones de los conectores.

II.- TRABAJOS DE GABINETE.

- a) Determinación de presiones en fondo del silo cilíndrico y en Intersilo central y lateral (ANEXO I).
- b) Análisis estructural de viga circular apoyada en cuatro puntos, y su diseño por flexión, torsión y cortante (ANEXO II).
- c) Diseño de Columnas, y conexión con estructura existente (ANEXO III).
- d) Diseño del Fondo Cónico en silo y fondo prismático en Intersilo central y lateral apoyado en vigas y columnas (ANEXO IV).
- e) Planos Estructurales (ANEXO V)

III.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- a) Es importante que los ángulos del fondo cónico de silos, e inclinación de losas de intersilos indicados en Planos estructurales (ANEXO V) se verifiquen en obra.

- 3 -

- b) El esfuerzo de fluencia f_y en los estribos y espirales de torsión debe ser de 2,200 Kg/cm², y en el resto de los elementos estructurales de 4,200 Kg/cm².
- c) ES ABSOLUTAMENTE NECESARIO UNA INVESTIGACION RIGOROSA, RESPECTO A, SI SE COLOCA CORRECTAMENTE O NO, EL ACERO DE REFUERZO EN EL MOLTO DE LA ESTRUCTURA.
- d) Al efectuarse las aberturas indicadas en planos estructurales (ANEXO V), se deberán eliminar las vibraciones en la estructura, apunzalando adecuadamente, la cara opuesta a la zona en que se inicia la perforación.
- e) Deberán saturarse con agua las zonas de contacto entre concreto ya fraguado y concreto nuevo.
- f) El refuerzo horizontal y vertical de 1/2" que fué cortado pretendiéndose apoyar en ellos las tolvas cónicas, deberá enderezarse, traslapar un segmento vertical del mismo diámetro, y soldarse.
- g. Durante la demolición de las tolvas ya coladas, apoyadas incorrectamente, DEBERAN ELIMINARSE VIBRACIONES DE LA ESTRUCTURA.

Monterrey, N. L. a 12 de Abril de 1971.

Atentamente.

BALLESTEROS, S. A.
EDIFICIO SANTOS DESPACHO 640
APARTADO 267 TELEFONO 46 51-02
MONTERREY, N. L., MEXICO.

ANEXO I

DETERMINACION DE PRESIONES EN FONDO DEL SILO CILINDRICO
Y EN INTERSILO CENTRAL Y LATERAL.

DATOS DEL MATERIAL POR ALMACENAR.

TRIGO.

$$\rho = 300 \text{ Kg/m}^3$$

Ángulo de fricción interna $27^\circ \leq \phi \leq 30^\circ$

$$\mu = \tan \phi = 0.521$$

ángulo de fricción grano con celda

$$22^\circ \leq \phi' \leq 55^\circ$$

$$\mu' = \tan \phi' = 0.423$$

$$k = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - 0.454}{1 + 0.454} = \frac{0.546}{1.454} = 0.375$$

PRESIONES DEL GRANO SOBRE CELDAS.

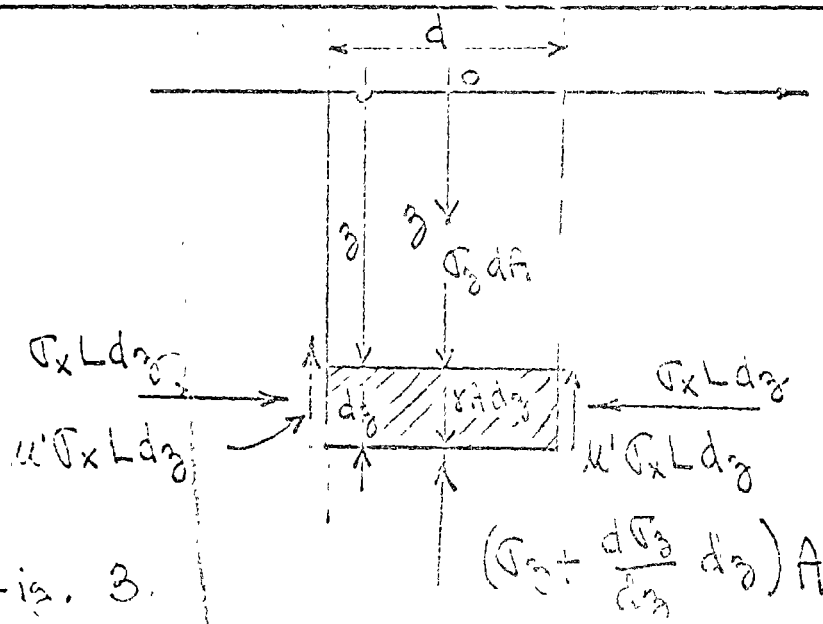


Fig. 3.

Nótese acerca de la Fig. 3.

σ_z = PRESIÓN VERTICAL DEL GRANO A LA PROFUNDIDAD z

σ_x = " HORIZONTAL " " " " "

A = SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA CELDA

L = PERÍMETRO DE LA CELDA.

$R = \frac{A}{L}$ = RADIO HIDRAULICO DE LA CELDA.

ϕ = ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL GRANO ($\mu = \tan \phi$)

ϕ' = ÁNGULO DE FRICCIÓN ENTRE GRANO Y CELDA ($\mu' = \tan \phi'$)

γ = PESO VOLUMETRICO DEL GRANO.

FORMULA PARA LA VARIACIÓN DE PRESIONES.

ACEPTANDO LA TEORÍA DE RUPTURA DE RANKINE
PARA MATERIALES GRANULARES SE TIENE:

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = k \quad \text{--- (1)}$$

DE $\sum F_z = 0$ SE OBTIENE

$$\gamma - \frac{d\sigma_z}{dz} - \frac{\mu' L k}{A} \sigma_z = 0 \quad \text{--- (2)}$$

RESOLVIENDO LA ECUACIÓN DIFERENCIAL (2) E
IMPONIENDO LA CONDICIÓN $(\sigma_z)_{z=0} = 0$ SE TIENE:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{R \gamma}{\mu' R} \left(1 - e^{-\frac{\mu' R}{R} z} \right) \\ \sigma_x &= \frac{R \gamma}{\mu'} \left(1 - e^{-\frac{\mu' R}{R} z} \right) \end{aligned} \quad (3)$$

∴ PRESIONES MAXIMAS TIENDEN A :

$$\begin{aligned} \sigma_{zm} &= \frac{R \gamma}{\mu' R} \\ \sigma_{xm} &= \frac{R \gamma}{\mu'} \end{aligned} \quad (4)$$

DATOS NUMERICOS EN ESTE CASO :

$$d = 6.10 \text{ m.}$$

$$h = 41.50 \text{ m.}$$

$$R = \frac{d}{L} = \frac{d}{4} = \frac{6.10}{4} = 1.525 \text{ m.}$$

$$\mu' = 0.423$$

$$\mu = 0.521$$

$$R = 0.375$$

VARIACION DE PRESIONES DE RANKINE:

$$\begin{aligned} p_x &= \gamma z \tan^2(45^\circ - \phi/2) = 300 \gamma \tan^2[45 - 13.5^\circ] \\ &= 300 \gamma \tan^2(31.5^\circ) = 300 \gamma (0.6128) \end{aligned}$$

$$p_x = 300 \gamma \quad (5)$$

TENSION HORIZONTAL MAXIMA :

SUSTITUYENDO VALORES EN (4) SE TIENE :

$$\sigma_{xm} = \frac{1.525 \times 800}{0.423} = 2,880 \text{ Kg/m}^2 \text{ — (6)}$$

DETERMINACION DE LA INTERSECCION DE PRESIONES DE RANKINE CON LA ASINTOTA σ_{xm} .

SUSTITUTENDO (6) EN (5) SE TIENE

$$z_A = \frac{\sigma_{xm}}{300} = \frac{2880}{300} = 7.6 \text{ m. — (7)}$$

TENSION HORIZONTAL A $z_A = 7.6 \text{ m}$

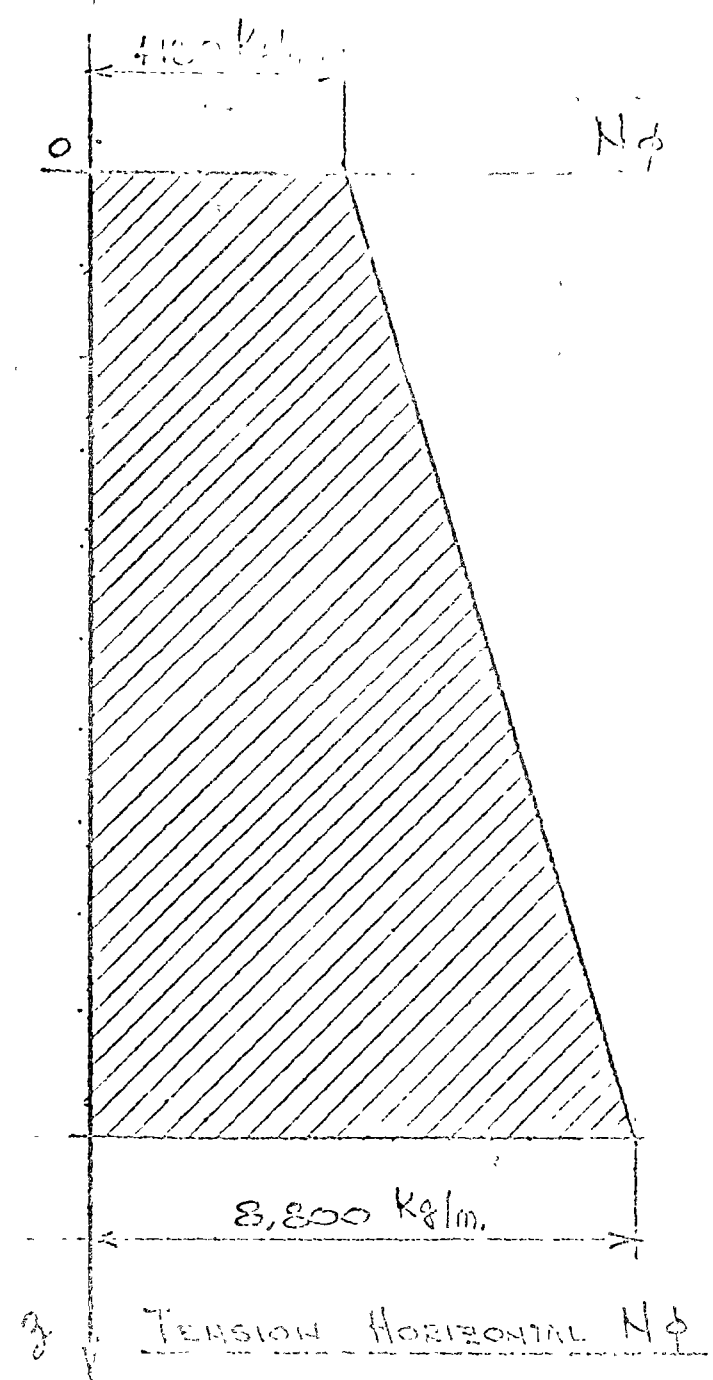
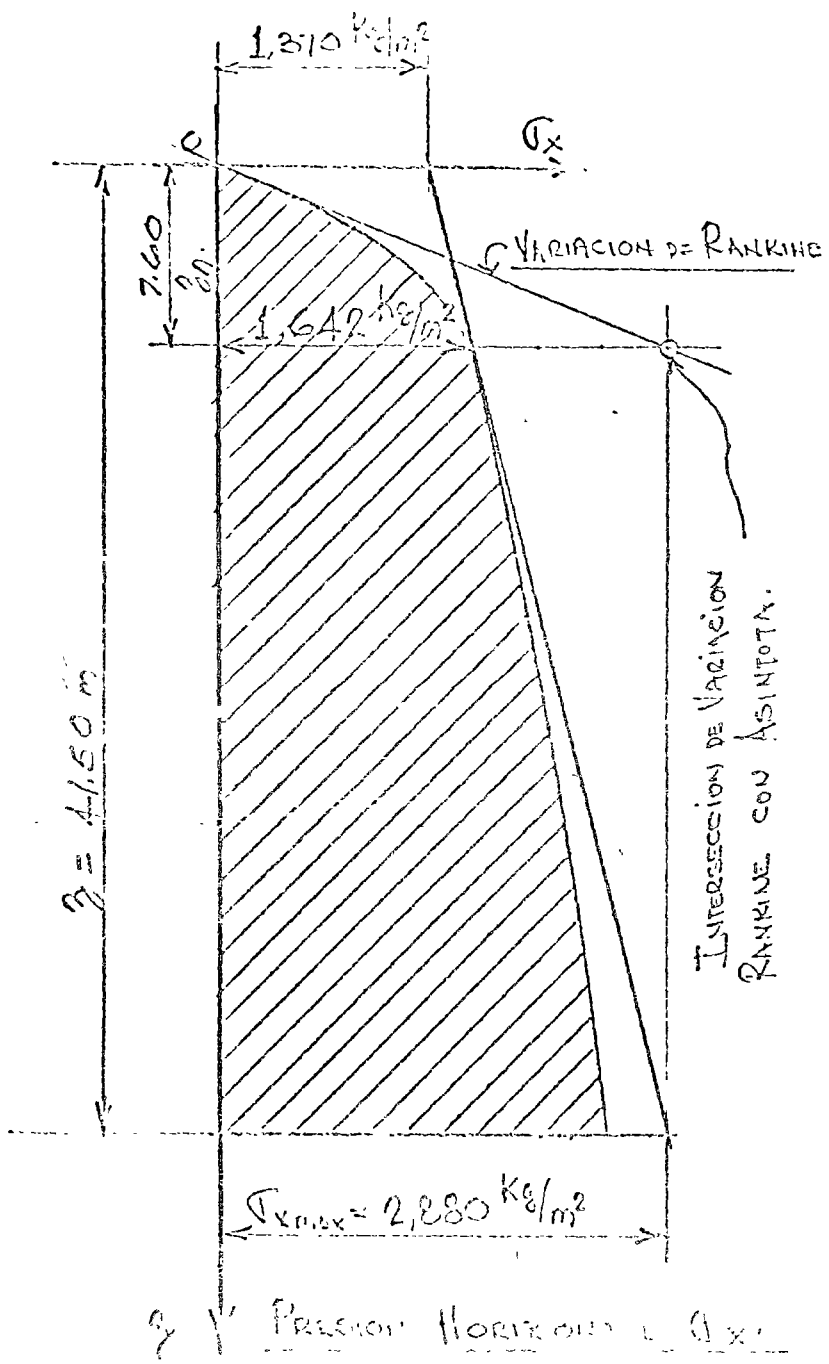
$$\begin{aligned} (\sigma_x)_{z=7.6} &= \frac{1.525 \times 800}{0.423} \left(1 - e^{-\frac{0.423 \times 0.375 \times 7.6}{1.525}} \right) \\ &= 2,880 (1 - e^{-0.792}) = 2,880 (1 - 0.43) \\ &= 1,642 \text{ Kg/m}^2. \end{aligned}$$

TENSION HORIZONTAL :

$$N\phi = \gamma \sigma_x \text{ ————— (8)}$$

$$\left. \begin{aligned} (N\phi)_{z=0} &= 3.05 \times 1370 = 4,180 \text{ Kg (Minima)} \\ (N\phi)_{z=41.5} &= 3.05 \times 2,880 = 8,800 \text{ Kg (Maxima)} \end{aligned} \right\} \text{ (9)}$$

DIRECCIONES DE PRESION Y TENSION HORIZONTAL



DE (4) LA PRESION VERTICAL MAXIMA EN EL FONDO DEL SILO ES:

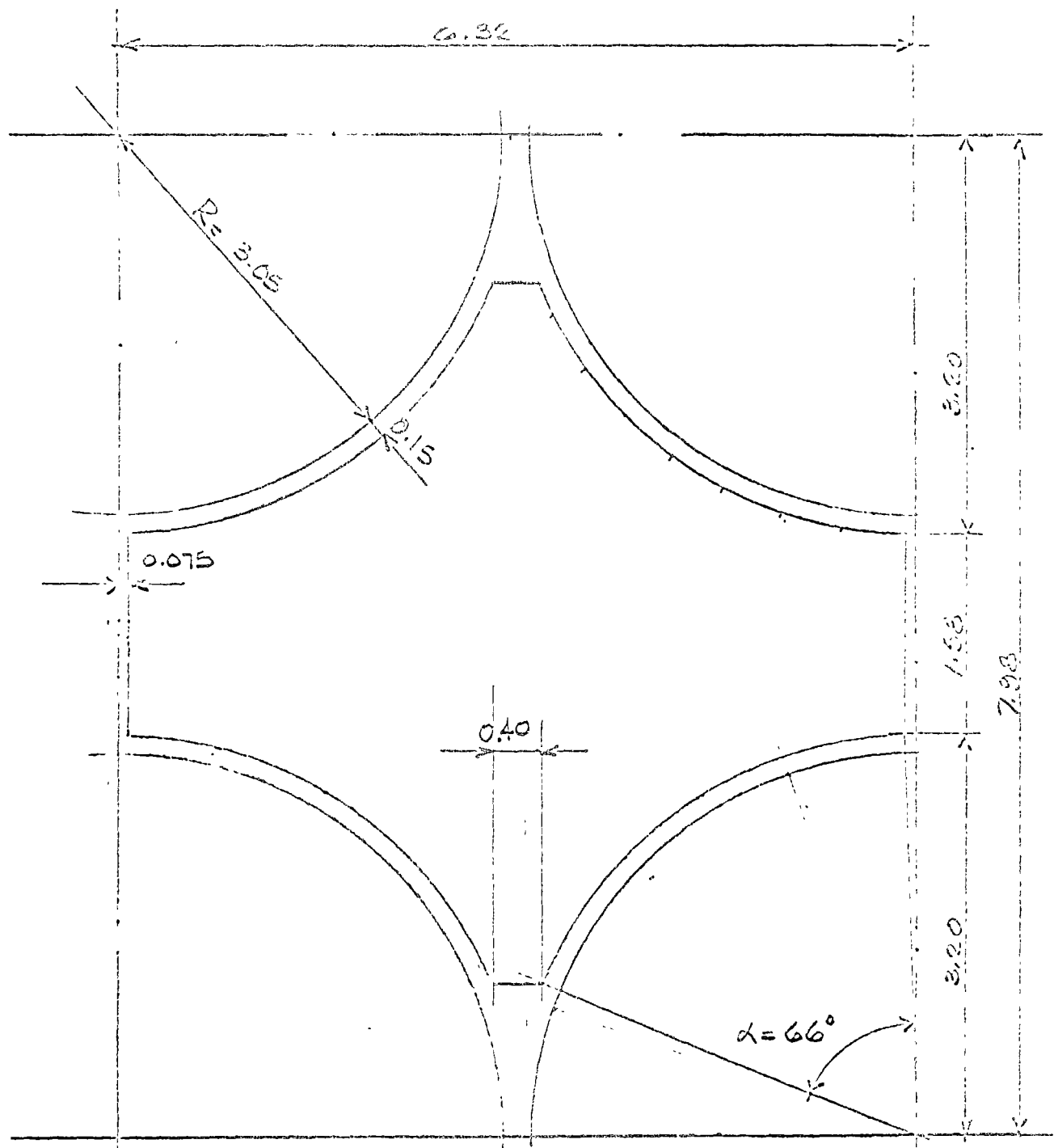
$$\sigma_{zm} = \frac{R \gamma}{u'k} + w_{pp_{\text{toluena}}}$$

$$\sigma_{zm} = \frac{1.525 (800)}{0.423 \times 0.375} + 300$$

$$\sigma_{zm} = 7,680 + 300 = 7,980 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = 7.98 \text{ ton/m}^2$$

CALCULO DE PRESIONES EN INTERSILO CENTRAL.



SECCION T.P.C.

DATOS NUMERICOS:

$$h = 36.70 \text{ m.}$$

Area de la seccion :

$$A_{\text{rectangulo}} = 6.32 \times 7.98 = 50.44 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{int. silos}} = \pi \times 3.05^2 = 29.22 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{conc. silos}} = \pi \times 6.10 \times 0.15 = 2.87 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{conc. intersilos}} = 1.58 \times 0.075 + \frac{0.40 \times 0.65}{2} \times 2 = 0.38 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{de la seccion}} = 17.97 \text{ m}^2$$

PERIMETRO DE LA SECCION:

$$P = 2 \times 0.40 + 2 \times 1.58 + 4 \times \pi \times 2 \times 3.2 \times \frac{66}{360}$$

$$= 0.80 + 3.16 + 14.75 = 18.71$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{17.97}{18.71} = 0.96 \text{ m.}$$

VARIACION DE PRESIONES DE RANKINE.

$$P_x = 300 \gamma \text{ ————— (5)}$$

Presión Horizontal Máxima

SUSTITUYENDO VALORES EN (4) SE TIENE

$$\tau_{xm} = \frac{0.96 \times 800}{0.423} = 1,815 \text{ kg/m}^2 \quad (10)$$

DETERMINACION DE LA INTERSECCION DE PRESIONES DE RANKINE CON LA ASINTOTA, τ_{xm} .

SUSTITUYENDO (10) EN (5) SE TIENE:

$$z_A = \frac{\tau_{xm}}{300} = \frac{1,815}{300} = 6.05 \text{ m} \quad (11)$$

PRESION HORIZONTAL A $z_A = 6.05 \text{ m}$

$$\begin{aligned} (\tau_x)_{z=6.05} &= \frac{0.960 \times 800}{0.423} \left(1 - e^{\frac{-0.423 \times 0.375 \times 6.05}{0.960}} \right) \\ &= 1,815 (1 - e^{-1}) = 1,815 (1 - 0.369) \\ &= 1,815 (0.631) = 1,146 \text{ Kgs} \end{aligned}$$

ACERO DE REFUERZO POR TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Vrs. $\phi \ 3/8''$ @ 26 cms.

Vrs. $\phi \ 5/16''$ @ 18 cms.

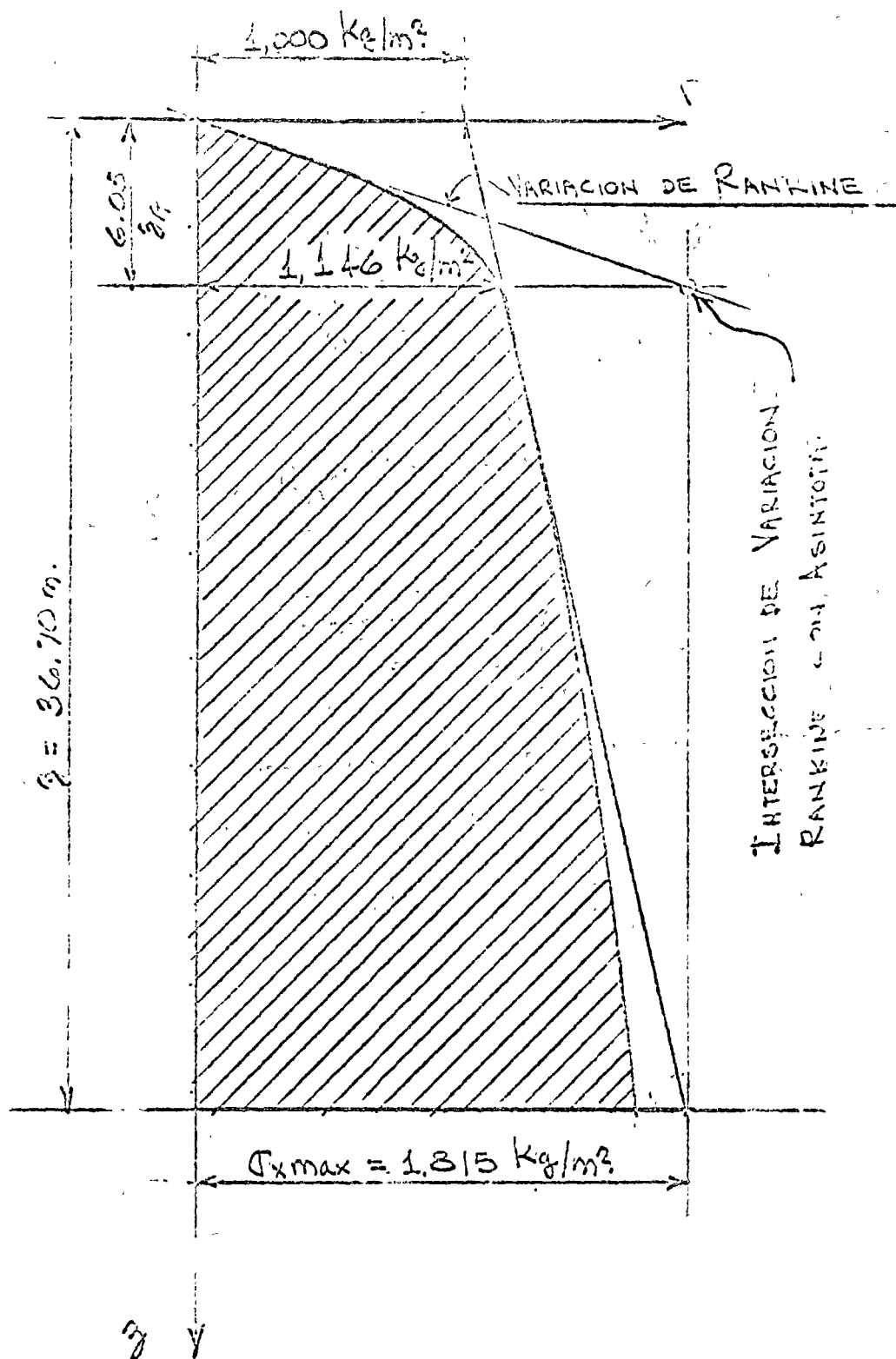


DIAGRAMA DE PRESION HORIZONTAL. σ_x

PRESION EN EL FONDO DE INTORSILO CENTRAL.

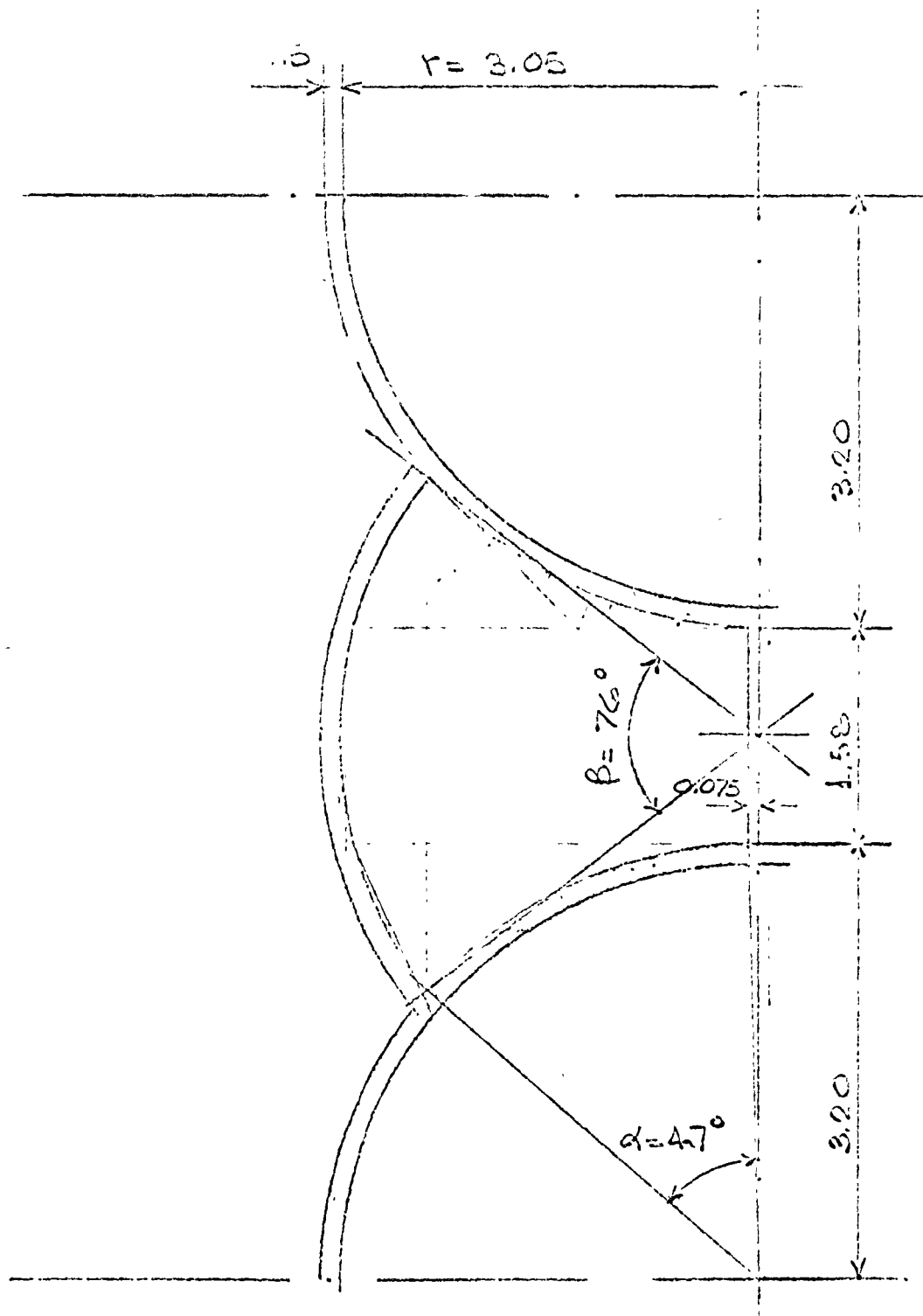
$$\bar{\sigma}_{gm} = \frac{R \gamma}{\mu' k} + w_{pp}$$

$$= \frac{0.96 (800)}{(0.423) 0.375} + 250$$

$$= 4,840 + 250 = 5,090 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{gm} = 5.09 \text{ ton/m}^2.$$

CÁLCULO DE PRESIONES EN INTERVALO LATERAL.



DATOS NUMERICOS.

$$h = 36.70 \text{ m}$$

ÁREA DE LA SECCIÓN:

$$A = 1.58 \times 2.95 + 2 \left(\frac{0.55 \times 1.45}{2} \right) + 2 \left(\frac{1.10 \times 1.10}{2} \right) + 4 \left(\frac{1.10 \times 0.30}{2} \right)$$

$$A = 4.66 + 1.70 + 1.21 + 0.66$$

$$\text{ÁREA DE LA SECCIÓN} = 8.23 \text{ m}^2$$

PERÍMETRO DE LA SECCIÓN:

$$P = 1.58 + 2\pi \times 3.05 \times \frac{7\%}{360} + 2 \left(2\pi \times 3.2 \times \frac{47}{360} \right)$$

$$= 1.58 + 3.62 + 5.25$$

$$P = 10.45 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = 0.788 \text{ m.}$$

VARIACION DE PRESIONES DE KÖNNIG

$$b_x = 300 \text{ g} \quad \text{-----} \quad (5)$$

PRESION HORIZONTAL MAXIMA

SUBSTITUYENDO VALORES EN (4) SE TIENE:

$$\sigma_{xm} = \frac{0.788 \times 300}{0.423} = 1,490 \text{ Kg/m}^2 \quad (12)$$

DETERMINACION DE LA INTERSECCION DE PRESIONES DE RANKINE CON LA ASINTOTA σ_{xm} .

SUBSTITUYENDO (12) EN (5) SE TIENE:

$$z_A = \frac{\sigma_{xm}}{300} = \frac{1,490}{300} = 4.97 \text{ m} \quad (13)$$

PRESION HORIZONTAL A $z_A = 4.97 \text{ m}$

$$(\sigma_x)_{z=4.97} = \frac{0.788 \times 300}{.423} \left(1 - e^{\frac{-0.423 \times 0.375 \times 4.97}{0.788}} \right)$$

$$= 1,490 (1 - e^{-1}) = 1,490 (1 - 0.369)$$

$$= 1,490 (0.631) = 940 \text{ Kgs.}$$

ACERO DE REFUERZO POR TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vrs. $\phi \frac{3}{8}$ @ 26 cms.

3 Vrs. $\phi \frac{5}{16}$ @ 18 cms.

Presión en el fondo del intersilo lateral.

$$\sigma_{z_{max}} = \frac{R' \gamma}{\mu' k} + w_{pp}$$

$$= \frac{0.788 (800)}{0.423 \times 0.375} + 250$$

$$\sigma_{zm} = 3.970 + 250 = 4,220 \text{ kg/m}^2.$$

$$\sigma_{zm} = 4.22 \text{ ton/m}^2.$$

SANTOS, S. A.
EDIFICIO SANTOS DESPACHO 640
APARTADO 2507 TELEFONO 46 51-02
MONTERREY, N. L., MEXICO.

ANEXO II

ANALISIS ESTRUCTURAL DE VIGA CIRCULAR APOYADA EN CUATRO
PUNTOS, Y SU DISEÑO POR FLEXION, TORSION Y CORTANTE.

DISEÑO DE VIGA:

SE DISEÑARÁ UNA VIGA CIRCULAR APOYADA EN CUATRO COLUMNAS PARA SOPORTAR LA CARGA CONICA.

CARGA EN FONDO DE SILO $q = 7.98 \text{ ton/m}^2$

DIÁMETRO INTERIOR DEL SILO $D = 6.10 \text{ m.}$

$$\text{ÁREA INTERIOR} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (6.10^2)}{4} = 29.2 \text{ m}^2$$

CARGA TOTAL EN EL FONDO DEL SILO

$$Q = q A = 7.98 (29.2) = 233 \text{ ton.}$$

CORTANTE TOTAL MÁXIMO

$$V_m = \frac{Q}{8} = \frac{233}{8} = 29.1 \text{ ton.}$$

RADIO AL EJE DE LA VIGA

$$R = \frac{6.10}{2} - 0.20 = 2.85 \text{ m.}$$

(SUPONIÉNDOLE UN ANCHO DE 40 CMS. A LA VIGA.)

CARGA POR METRO LINEAL DE VIGA

$$p = \frac{Q}{2\pi R} = \frac{233}{2(\pi)(2.85)} = 12.8 \text{ ton/m.}$$

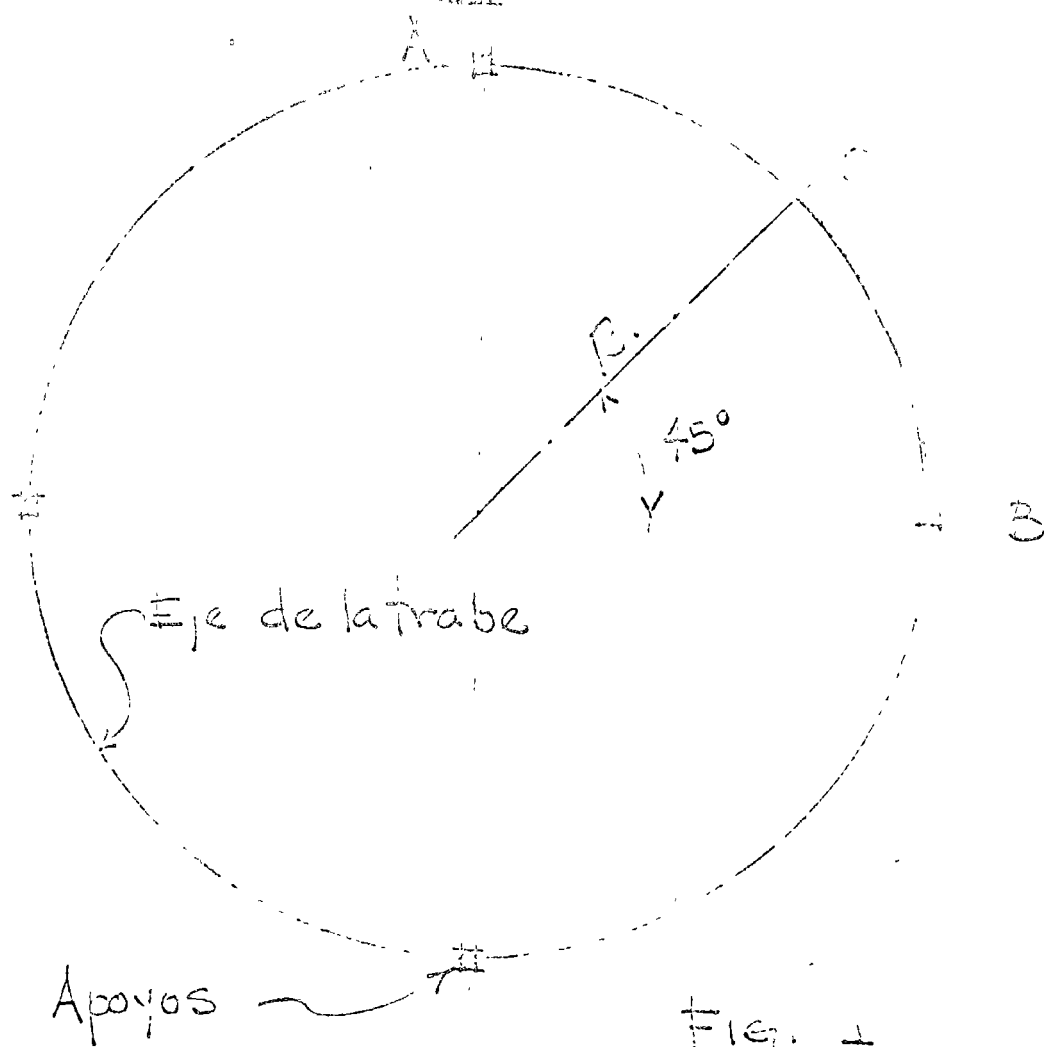


Fig. 1

PLANTA DE LA TRAPE COMPLETA.

TOMANDO EL SEGMENTO "CB" TENEMOS QUE SOBRE EL ACTUARN.

M_{F_c} = MOMENTO FLEXIONANTE EN C

$$M_{FB} = \text{MOMENTO FLEXIONANTE EN B} = M_{FL}$$

$M_{F\theta}$ = MOMENTO FLEXIONANTE EN θ

$M_{T\theta}$ = MOMENTO TORSIONANTE EN θ .

$p =$ CARGA POR METRO LINEAL DE LA TRABE $= 12 \text{ ETP/m}$

$R =$ RADIO DE LA TRABE $= 2.85 \text{ m.}$

$V_\theta =$ CORTANTE EN θ

$\theta =$ ÁNGULO MEDIDO DE "C" A "B".

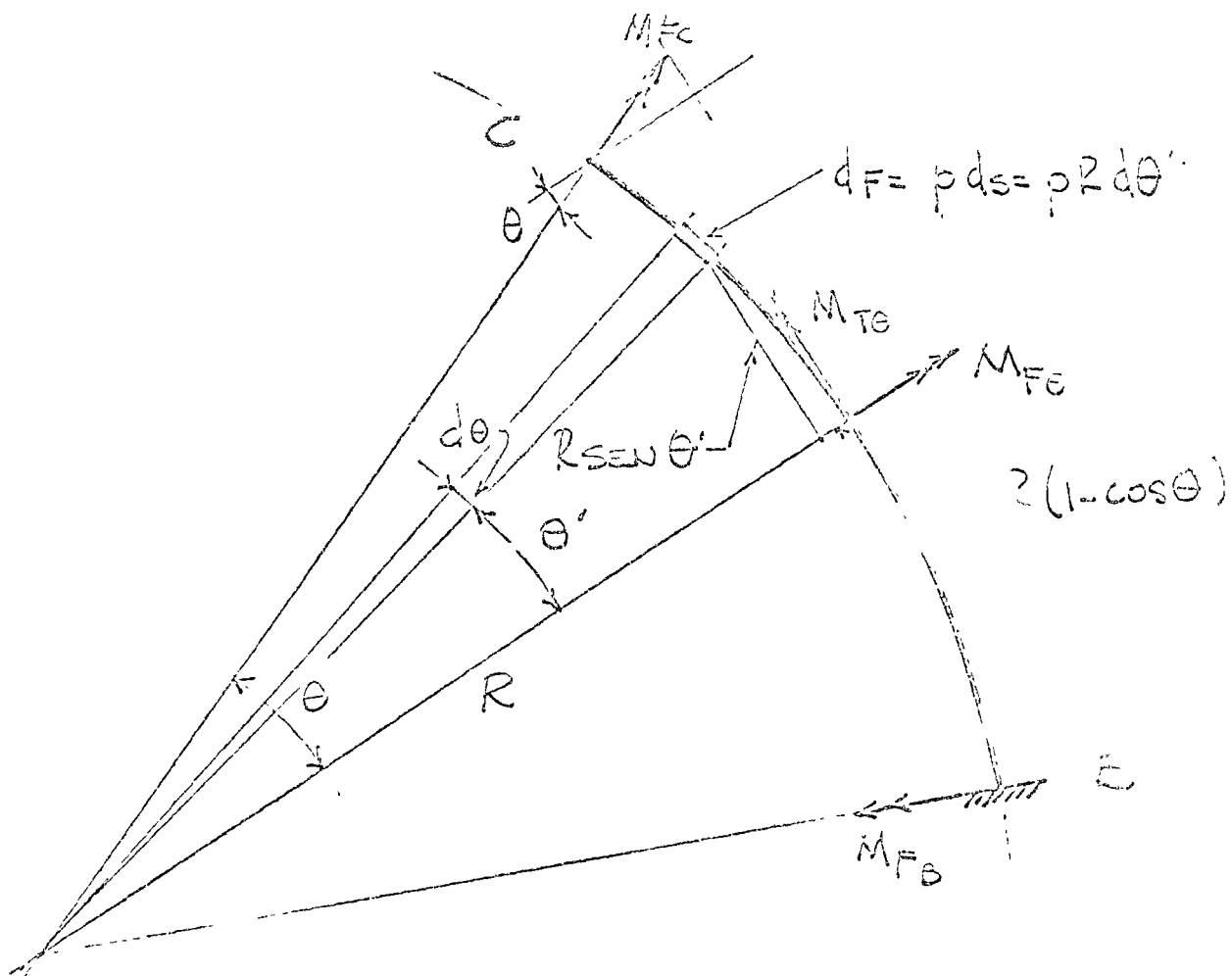


FIG. 2 SEGMENTO "CB".

$$dM_{T\theta} = (p R d\theta) R (1 - \cos \theta) \quad (1)$$

$$dM_{F\theta} = (p R d\theta) (R \sin \theta) = p R^2 \int_0^\theta \sin \theta' d\theta' \quad (2)$$

INTEGRANDO Y SIMPLIFICANDO (1) Y (2) TENEMOS:

$$M_{T\theta} = M_{Fc} \sin \theta - p R^2 \int_0^\theta (1 - \cos \theta) d\theta$$

$$M_{T\theta} = M_{Fc} \sin \theta - p R^2 (\theta - \sin \theta) \quad (3)$$

$$M_{F\theta} = M_{Fc} \cos \theta - p R^2 \int_0^\theta \sin \theta' d\theta'$$

$$M_{F\theta} = M_{Fc} \cos \theta + p R^2 (\cos \theta - 1) \quad (4)$$

$$V_\theta = p R \int_0^\theta d\theta$$

$$V_\theta = p R \theta \quad (5)$$

LA EXPRESION DE ENERGIA DE DEFORMACION
CONSIDERANDO EL TRABAJO DE FLEXION Y
TORSION ES

$$U = \int \frac{M_F^2 ds}{2EI} + \int \frac{M_T^2 ds}{2G I_p} \quad (6)$$

DEL TEOREMA DE CASTIGLIANO TENEMOS QUE:

$$\left(\frac{\partial U}{\partial M_F} \right)_{\theta=0} = 0 \quad (7)$$

SUBSTITUYENDO (3) y (4) EN (6) y (7) UTILIZANDO COORDENADAS POLARES SE OBTIENE:

$$M_{Fc} = 0.03415 QR.$$
$$= 0.03415 (233)(2.85).$$

$$M_{Fc} = 22.9 \text{ ton-m}$$

CON ESTE VALOR Y LAS DEMAS CONSTANTES QUE YA CONOCEMOS ANALIZAREMOS LAS SOLICITACIONES EN DIVERSOS PUNTOS UTILIZANDO EL VALOR DE θ UNIFORME.

$$M_{Fc} = 22.9 \text{ ton-m}$$

$$p = 12.8 \text{ ton/m.}$$

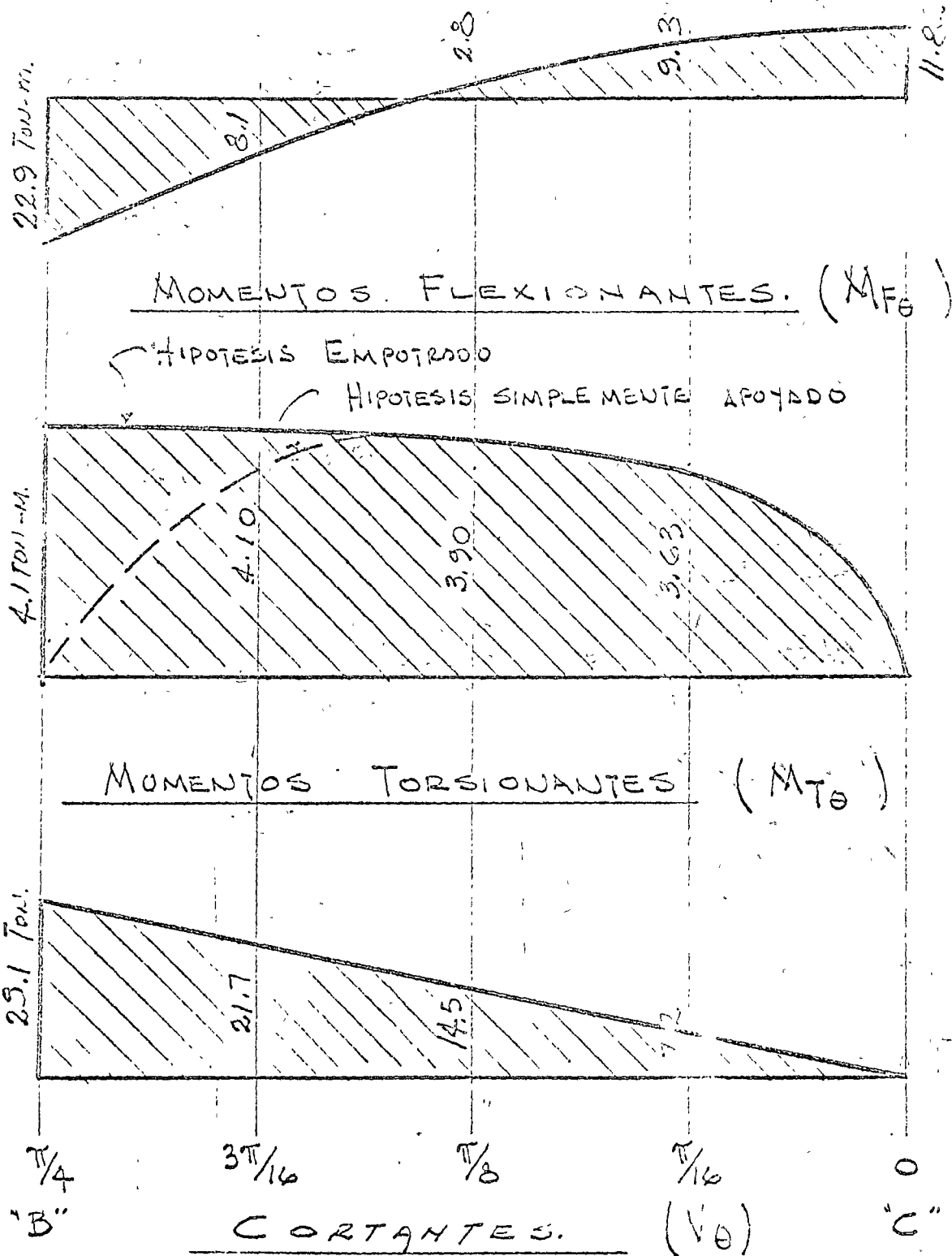
$$R = 2.85 \text{ m.}$$

$$pR = 12.8(2.85) = 36.4 \text{ ton.}$$

$$pR^2 = 12.8(2.85)^2 = 106 \text{ ton-m.}$$

TABLA DE MOMENTOS Y CORTANTES.									
θ	$\text{Sen } \theta$	$\text{Cos } \theta$	$M_{fc} \text{ Sen } \theta$	$M_{fc} \text{ Cos } \theta$	$pR^2(\theta - \text{Sen } \theta)$	$pR^2(\text{Cos } \theta - 1)$	$M_{f\theta}$	$M_{T\theta}$	V_{θ}
0	0	1	0	11.42	0	0	11.82	0	0
$\pi/16$ 0.186	0.193	0.9802	2.26	11.20	-1.24	-2.2	9.3	3.63	7.2
$\pi/8$ 0.392	0.383	0.9239	4.38	10.55	1.03	-7.85	2.8	3.47	14.5
$3\pi/16$ 0.578	0.555	0.8315	6.36	9.50	2.37	-17.33	-8.1	4.13	21.7
$\pi/4$ 0.785	0.7071	0.7071	8.10	8.07	8.05	-30.20	-22.9	0.05	29.1

ESTOS DATOS LOS GRAFICAMOS EN LA SIGUIENTE HOJA.



DIAGRAMAS EN EL SEGMENTO "CB" DESARROLLADO.

DISEÑO A FLEXION: (Prop. en el $\pm 0.70 \text{ m}$)

$$\dot{A}_s = \frac{M}{f_s d} = \frac{2290000}{2100 \times 0.85 \times 65} = 19.7 \text{ cm}^2$$

USAREMOS 7 VRS. $\phi \frac{3}{4}$ $A_s = 7(2.81) = 20.09 \text{ cm}^2$

$$\dot{A}_{s(-)} = \frac{1182000}{2100 \times 0.85 \times 65} = 11.9 \text{ cm}^2$$

USAREMOS 4 VRS. $\phi \frac{3}{4}$ $A_s = 4(2.81) = 11.43 \text{ cm}^2$

CORTANTE:

$$v = \frac{V}{b d} = \frac{29100}{40 \times 0.85 \times 65} = 13.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.02 f'_c = 0.02 \times 200 = 4 \text{ kg/cm}^2$$

NECESITA REFUERZO POR CORTE.

$$A_c = 4 \times 40 \times 65 = 10400 \text{ kg}.$$

TIRAS CENTRALES QUE NO NEC. REFUERZO

$$\frac{4.52}{x} = \frac{29.1}{29.1 - 10.4} \Rightarrow x = 2.84$$

$$L = 2(4.52 - 2.84) = 2(1.66) = \underline{\underline{3.36 \text{ m}}}$$

$$V'_1 = 29.1 - 10.4 = 18.7 \text{ tons.}$$

$$S = \frac{4(0.71)(0.75)(1500)(75)}{18,700} = 18 \text{ cm}$$

USAR EST. DOBLES ϕ $3/8"$ @ 18 cm 1^{er} tramo.

$$V'_2 = 21.7 - 10.4 = 11.3 \text{ tons.}$$

$$S = \frac{2(0.71)(0.75)(1500)(75)}{11,300} = 15$$

USAR EST. SENCILLOS ϕ $3/8"$ @ 15 2^o tramo.

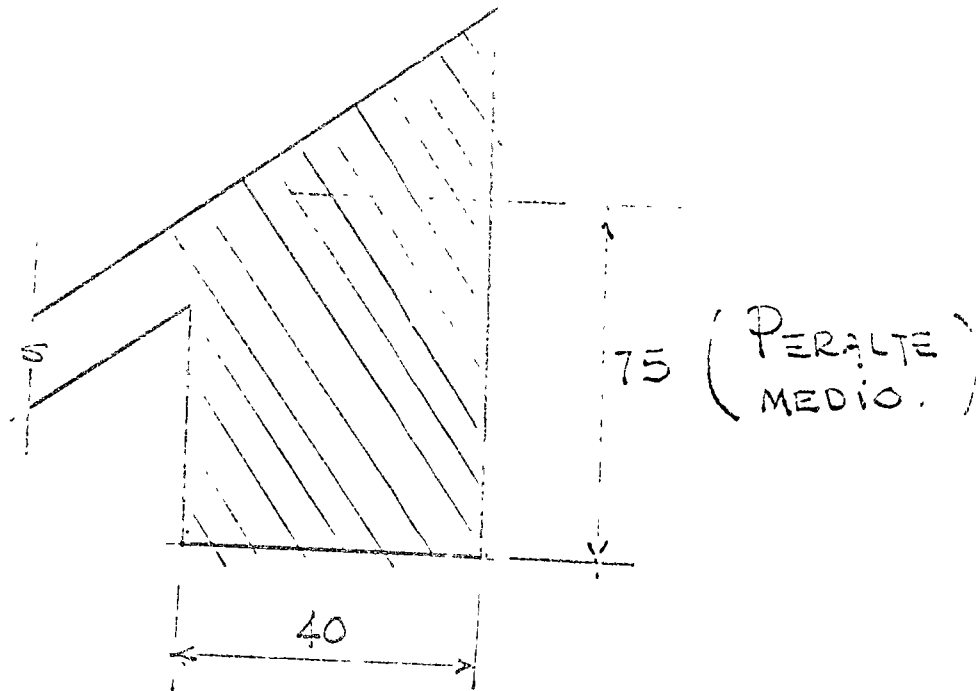
$$V'_3 = 14.5 - 10.4 = 4.1 \text{ Tons}$$

$$S = \frac{2(0.71)(0.75)(1500)(75)}{4,100} = 51.$$

USAR EST. SENCILLOS ϕ $3/8"$ @ 40 EL RESTO.

DISEÑO A TORSION:

REVISAREMOS LA SECCION DE 70x40 cms A =
TORSION:-



$$\phi = 3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{70}{70}} = 3 + 1.13 = 4.13$$

$$\sigma = \phi \frac{M}{b^2 a} = 4.13 \frac{413000}{100 \times 40 \times 75} = \frac{4130 \times 4.13}{16 (7.5)}$$

$$\sigma = 14.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{perm \min} = 0.2 \times 200 = 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{perm \max} = 0.75 \times 200 = 15 \text{ kg/cm}^2$$

REFORZAREMOS A TORSION

ÁREA DE ACERO NECESARIA :

$$As = \frac{M(a+b)}{2\sqrt{2} abfs} = \frac{413000(40+75)}{2(1.41) 40 \times 75 \times 1000} = \frac{475}{6.85}$$

$$As = 6.90 \text{ cm}^2 \text{ (ACERO ESTANDAR... } f_y \geq 2200 \text{ kg/cm}^2 \text{.)}$$

PASO DE LA ESPIRAL

$$P = 2(a+b) = 2(40+75) = 230 \text{ cms.}$$

NÚMERO DE ESPIRALES :

$$N = \frac{2(b+a)}{a/2} = \frac{2(75+40)}{40/2} = \frac{115}{10} = 11.5$$

USAREMOS 12 ESPIRALES ϕ 3/8" (ESTANDAR,
 $f_y \geq 2200 \text{ kg/cm}^2$.)

INSTITUTO 103, S. A.
EDIFICIO SANTOS DESPACHO 610
APARTADO 2637 TELÉFONO 48 91-62
MONTERREY, N. L., MEXICO.

ANEXO III

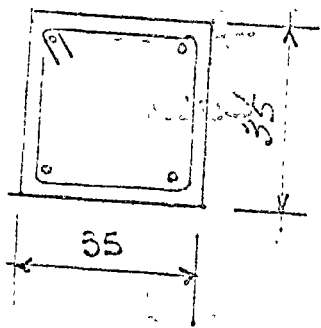
DISEÑO DE COLUMNAS Y CONEXION CON ESTRUCTURA EXISTENTE.

DISEÑO DE LAS COLUMNAS

CARGA POR COLUMNA.-

$$N = \frac{Q}{4} = \frac{233}{4} = 58.2 \text{ tons.}$$

PROPONIENDO UNA SECCION DE $35 \times 35 \text{ cms}$ y
REVISANDO TENEMOS:



$$A_s = 4(2.87) = 11.5 \text{ cm}^2$$

(4 bars. $\phi 3/4"$)

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 = 0.25 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 4.2 \text{ ton/cm}^2$$

$$A_g = 35 \times 35 - 11.5 = 1210.5 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} P_0 &= 0.85 f'_c A_g + A_s f_y \\ &= 0.85 (0.25) (1210.5) + 11.5 (4.2) \\ &= 257 + 48.3 = 305.3 \text{ ton.} \end{aligned}$$

REDUCCION POR ESBELTEZ:

$$l = 11 \text{ m.}$$

$$P_0' = P_0 \left(1.0 - 0.04 \frac{l}{r} \right) = P_0 \left(1.0 - 0.04 \frac{11}{0.55} \right)$$

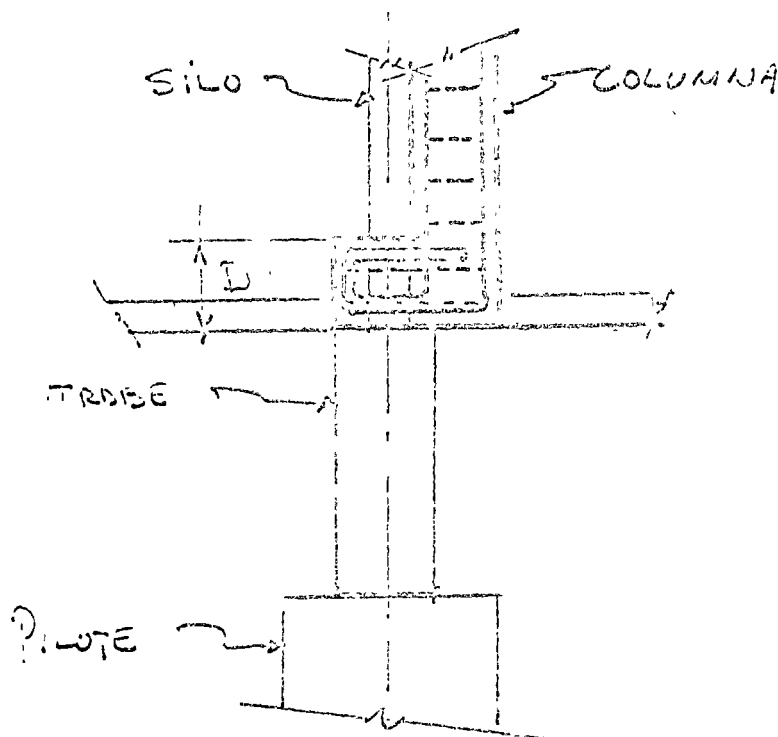
$$P_0' = P_0 (1.0 - 1.25) = P_0 (0.35)$$

$$P_0' = 305.3 (0.35) = 107 \text{ tons.}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{P_0'}{P} = \frac{107}{58.2} = 1.86$$

POR LO TANTO PARA REDUCIR LA ESQUELTA ES
 CONVENIENTE UN CONECTOR COLUMNA-SILO
 CADA 3 M. COMO MÁXIMO.

Revisión de Corque apoyando en la trabe:



BALLESTEROS, S. A.
EDIFICIO SANTOS DESPACHO 640
APARTADO 2607 TELEFONO 45 51-02
MONTERREY, N. L., MEXICO.

ESFUERZO PERMISIBLE DE CORTE

$$N = 0.02 (250) = 5 \text{ kg/cm}^2$$

PERIUTE "D" NECESARIO SIN REFUERZO

$$D = \frac{V}{N(b)j} = \frac{55,200}{5(35)(0.85)} = 392 \text{ cm.}$$

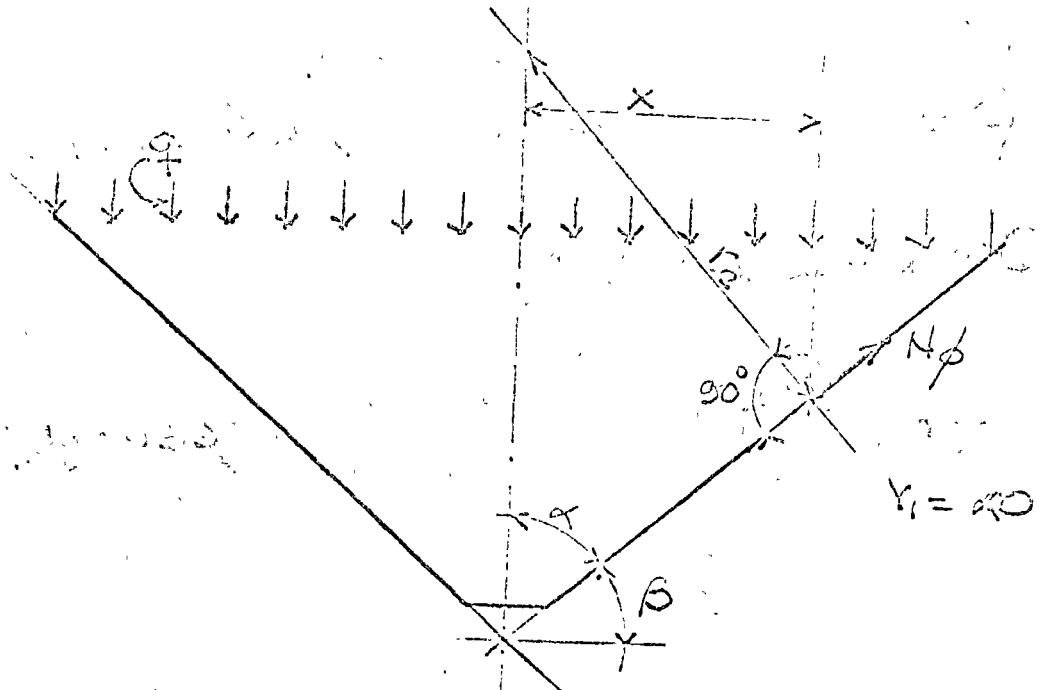
NO CONVIENE APOYARSE EN L HAY QUE APOYARSE
COMO SE INDICO PREVIAMENTE. EN PERITAJE DE
FECHA 31 DE MARZO DE 1974.

ESTADOS UNIDOS MEXICANOS
EDIFICIO SANTIAGO
APARTADO 17
MONTERREY, N. L. MEXICO.
MEX-1000000

ANEXO IV

DISEÑO DEL FONDO CONICO EN SILO Y FONDO PRISMATICO EN
INTERSILO CENTRAL Y LATERAL APOYADO EN VIGAS Y COLUMNAS.

FONDO CONICO:



$$M \cdot F \cdot N = (N_p \cos \alpha) 2\pi x = q \pi x^2$$

$$N_p = \frac{q x}{2 \cos \alpha}$$

$$\frac{N_p}{r_1} + \frac{N_\theta}{r_2} = -Z$$

$$r_2 = \frac{x}{\cos \alpha}$$

$$Z = -q \cos^2 \beta$$

$$\frac{N_p}{\infty} + \frac{N_\theta}{\frac{x}{\cos \alpha}} = q \cos^2 \beta$$

$$N_\theta = \frac{q x \cos^2 \beta}{\sin \beta}$$

Problema Nomenclatura:

$$\alpha = 49^\circ \quad \cos \alpha = 0.6561$$

$$\beta = 41^\circ \quad \sin \beta = 0.6561, \quad \cos \beta = 0.7547, \quad \cos^2 \beta = 0.5695$$

Determinación de "q"

$$\sigma_{gm} = \frac{R \gamma}{w' k} = \frac{1.525 \times 300}{0.423 \times 0.375} = 7680 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{pp} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$q = \sigma_{gm} + w_{pp} = 7680 + 300 = 7980 \text{ kg/m}^2$$

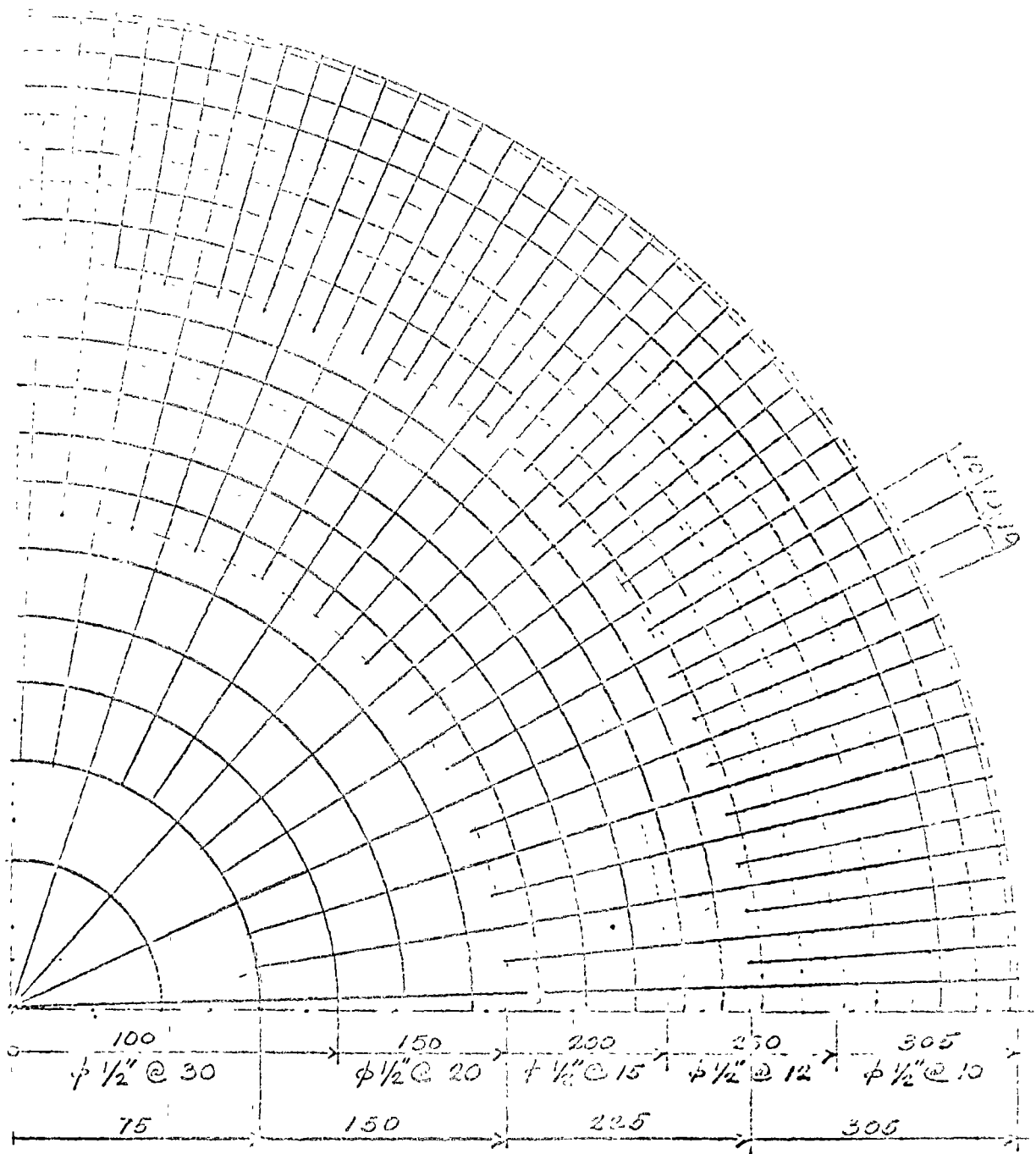
$$\frac{q}{\cos \alpha} = \frac{7980}{0.6561} = 12,120 \text{ kg/m}^2$$

$$q \frac{\cos^2 \beta}{\sin \beta} = 7980 \times \frac{0.5695}{0.6561} = 6,925 \text{ kg/m}^2$$

$$As \phi = \frac{N \phi}{1500}$$

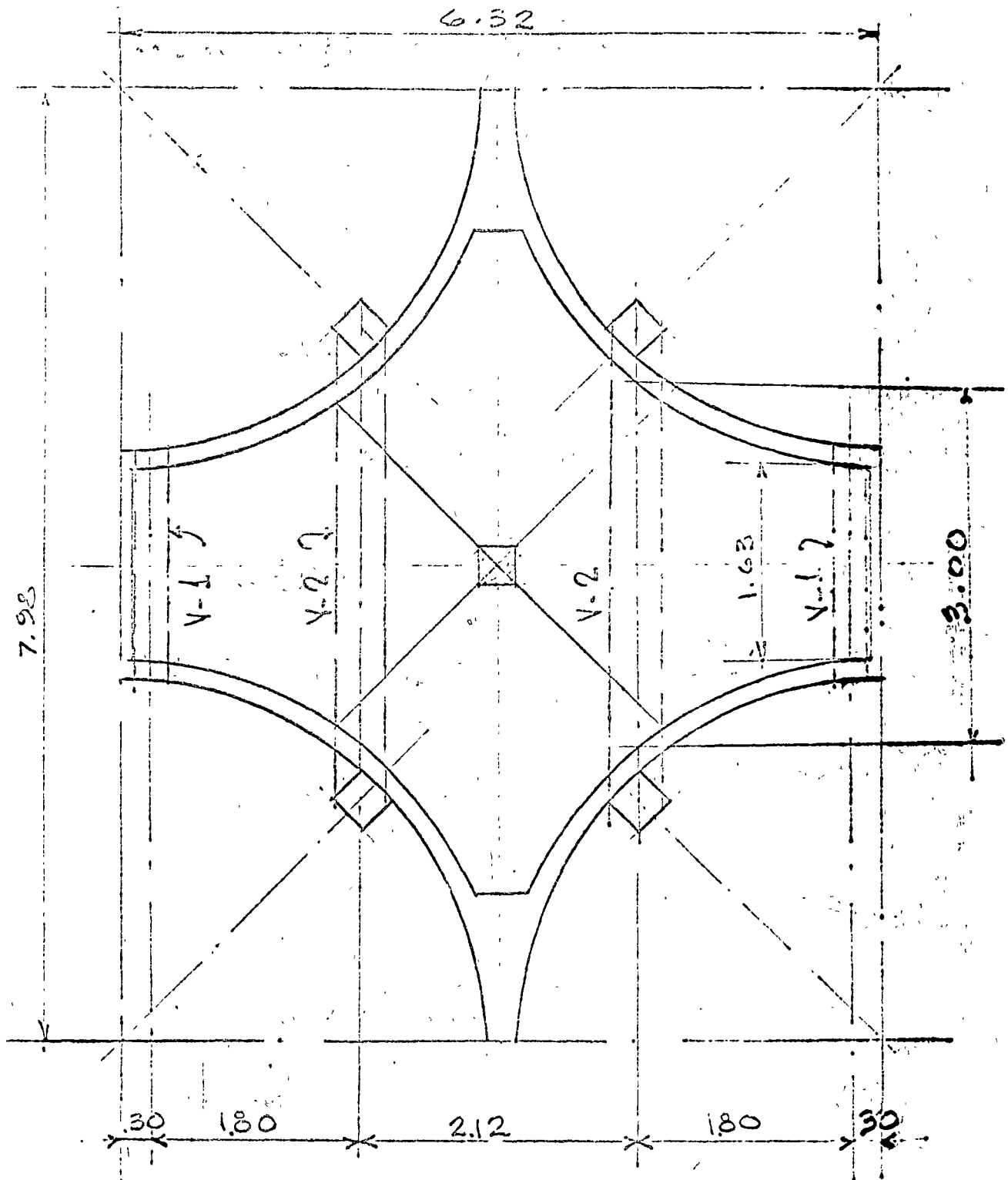
$$As g = \frac{N g}{1500}$$

TABLA DE REFUERZO DEL FONDO CONICO.						
PUNTO	N ϕ	N θ	As ϕ	As θ	Refuerzo ϕ	Refuerzo θ
x = 0.50	2,710	2,087	1.81 m ²	2.06 m ²	Vrs. ϕ 1/2" @ 23	Vrs. ϕ 1/2" @ 30 m
x = 1.00	5,420	6,175	3.62 m ²	4.12 m ²	Vrs. ϕ 1/2" @ 30	Vrs. ϕ 1/2" @ 30 m
x = 1.50	8,130	9,262	5.43 m ²	6.18 m ²	Vrs. ϕ 1/2" @ 23	Vrs. ϕ 1/2" @ 20 m
x = 2.00	10,840	12,350	7.24 m ²	8.24 m ²	Vrs. ϕ 1/2" @ 17	Vrs. ϕ 1/2" @ 15 m
x = 2.50	13,550	15,437	9.05 m ²	10.30 m ²	Vrs. ϕ 1/2" @ 14	Vrs. ϕ 1/2" @ 12 m
x = 3.00	16,260	18,525	10.86 m ²	12.36 m ²	Vrs. ϕ 1/2" @ 10	Vrs. ϕ 1/2" @ 10 m



DETALLE DE REFUERZO EN TOLVA

FONDO DE INTERSEILLO CENTRAL.



DISEÑO DE LA LOSA

$$M_x = \frac{1}{8} (5.09) (2.72)^2 = 2.86 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s d} = \frac{236000}{2000 (0.85) (10)} = \frac{28.6}{1.7} = 16.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S = \frac{100 A_s}{A_s} = \frac{100 (16.8)}{16.8} = 11.8 \text{ cm.}$$

Usar 11rs. $\phi 5/8''$ @ 12 cms.

$$M_y = 0.002 (100) (12) = 2.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S = \frac{100 (0.71)}{2.4} = .29,5 \text{ cm.}$$

Usar 11rs. $\phi 3/8''$ @ 30 cms

DISEÑO DE V-1

$$W = 5.09 (0.9) = 4.581 \text{ ton/m}$$

$$M_x = \frac{1}{8} 4.581 (11.63)^2 = 152 \text{ ton-m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s d} = \frac{1520000}{2000 (0.85) (35)} = \frac{152}{70 (0.85)} = 2.55 \text{ cm}^2$$

Usaremos $2\sqrt{2} \phi 1/2$ Ls 10

Corte Maximo $V = \frac{wL}{2} = \frac{4.58(1165)}{2} = 3.74 \text{ tons}$

$$V_c = 4(30)(35) = 4200 \text{ Kgs}$$

No Nec. ESTRIBOS POR CORTE USAREMOS EST.
 $\phi 3/16" @ 30 \text{ cms.}$

DISEÑO DE V-2

$$w = 5.09(0.9 + 1.05) = 9.8 \text{ ton/m.}$$

$$M_A = \frac{1}{8} (9.8)(3.0^2) = 11.0 \text{ ton-m.}$$

$$V_A = \frac{wL}{2} = \frac{9.8(3.0)}{2} = 14.7 \text{ ton.}$$

$$A_s = \frac{110\phi\phi \times 1\phi\phi}{2\phi\phi \times 0.85 \times 74} = \frac{1.0}{14 \times 0.85} = 9.23 \text{ cm}^2$$

Usar - 1rs. $\phi 3/8"$

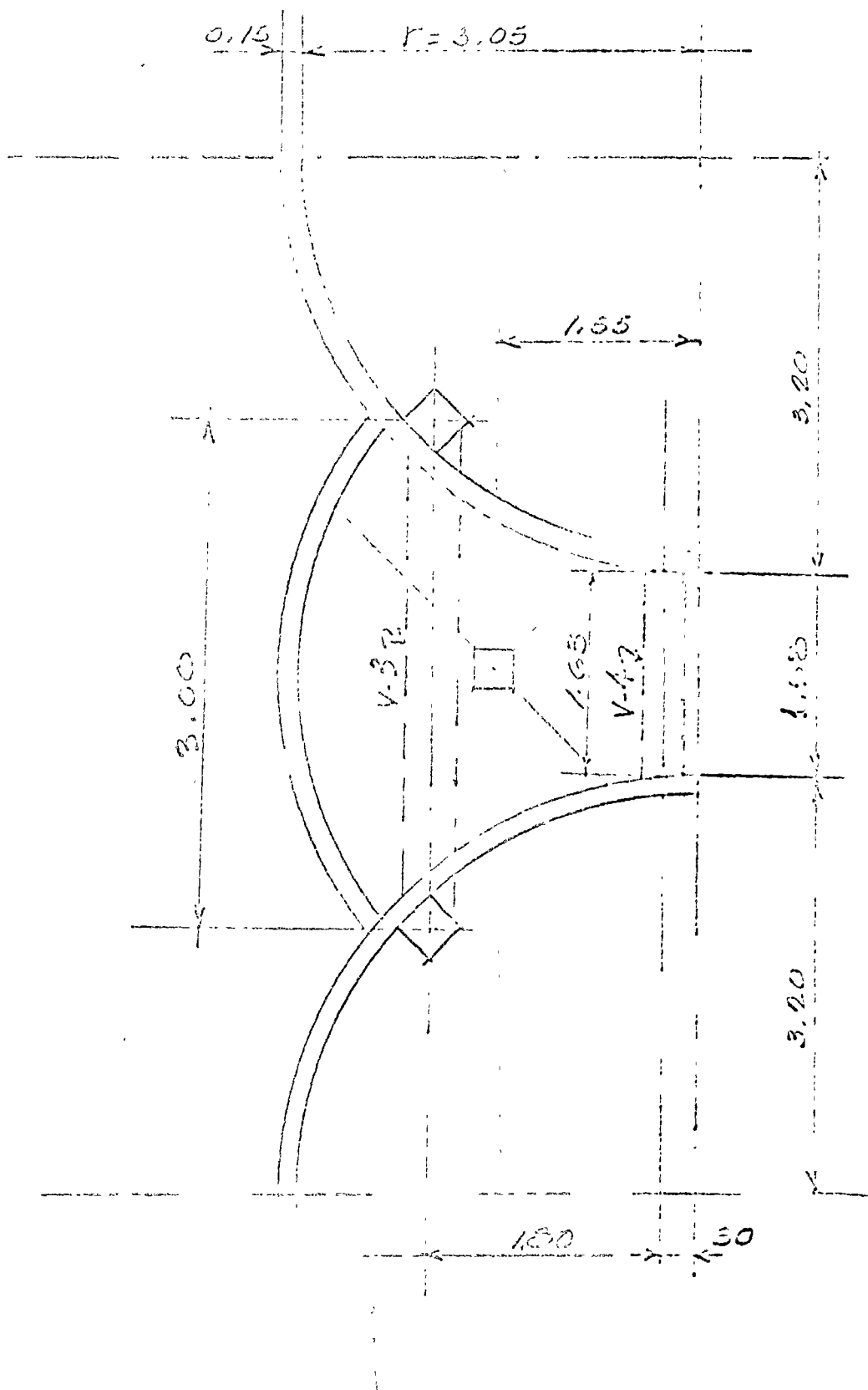
$$V_c = 4.0(70)(70) = 11200 \text{ Kgs.}$$

$$V' = V_A - V_c = 14.7 - 11.2 = 3.5 \text{ ton.}$$

$$S = \frac{2(0.71)(3/4)(15\phi)(70)}{3.5\phi\phi} = \frac{210(0.71)(0.75)}{3.5} = 32 \text{ cms}$$

Usar EST. SERRALLA $\phi 3/8" @ 30 \text{ cms.}$ (por tramo).

PROJEÇÃO DO INTERNO LATERAL



DISEÑO DE LOSAS

$$M_A = \frac{1}{8} (4.22)(1.8^2) = 1.71 \text{ ton-m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s d} = \frac{1.71 \phi \times 10^6}{20 \phi (0.85)(10)} = \frac{171}{20(0.85)} = 10 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100 A_s}{f_s} = \frac{100(1.27)}{10} = 12.7 \text{ cms.}$$

USAR 1rs. $\phi \frac{1}{2}$ " @ 12 cms.

$$A_{ST} = 0.002(100)(12) = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100(0.71)}{2.4} = 29.5$$

USAR 1rs. $\phi \frac{3}{8}$ " @ 30 cms.

DISEÑO DE V-3.

$$W = 4.22(1.9) = 8.02 \text{ ton/m.}$$

$$M_A = \frac{1}{8} (8.02)(3.0^2) = 9 \text{ ton-m.}$$

$$V_A = \frac{8.02(3.0)}{2} = 12 \text{ tons.}$$

$$A_s = \frac{9000 \times 10^6}{2000(0.85)(70)} = \frac{90}{14(0.85)} = 7.57 \text{ cm}^2$$

USAR 3 Vrs. $\phi \frac{3}{4}$ "

$$V_c = 4.0(40)(70) = 11,200 \text{ kg.}$$

$$V = V_1 - V_c = 12,000 - 11,700 = 300 \text{ kg/s.}$$

$$S = \frac{2(0.71)(\pi/4)(1.5)(70)}{800} = \frac{30(0.71)(0.75)(70)}{8} = 1/50.$$

Use $\text{Est. } \phi 3/8" @ 40 \text{ cm/s.}$

Example 1-4.

$$w = 4.22(0.9) = 3.798 \text{ ton/m}$$

$$M_1 = \frac{1}{8} 3.798 (1.65^2) = 1.26 \text{ ton-m.}$$

$$V_{\max} = \frac{3.798 (1.65)}{2} = 3.1 \text{ ton.}$$

$$A_s = \frac{1260 \times 100}{2000 \times 0.85 \times 35} = \frac{126}{70 \times 0.85} = 2.12 \text{ cm}^2$$

Use $2 \text{ No. } \phi 1/2" \text{ bars}$

$$V_c = 70(30)(35) = 4,200 \text{ kg/s} >> 3.1 \text{ ton}$$

Use $\text{Est. } \phi 5/16" @ 30 \text{ cm/s.}$

LAZARUS & S. A.
EDIFICIO SANJOS DESPACHO 810
APARTADO 2607 TELEFONO 45 51-52
MONTERREY, N. L., MEXICO.

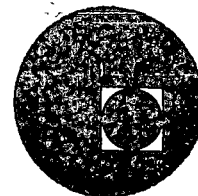
ANEXO V

PLANOS ESTRUCTURALES.

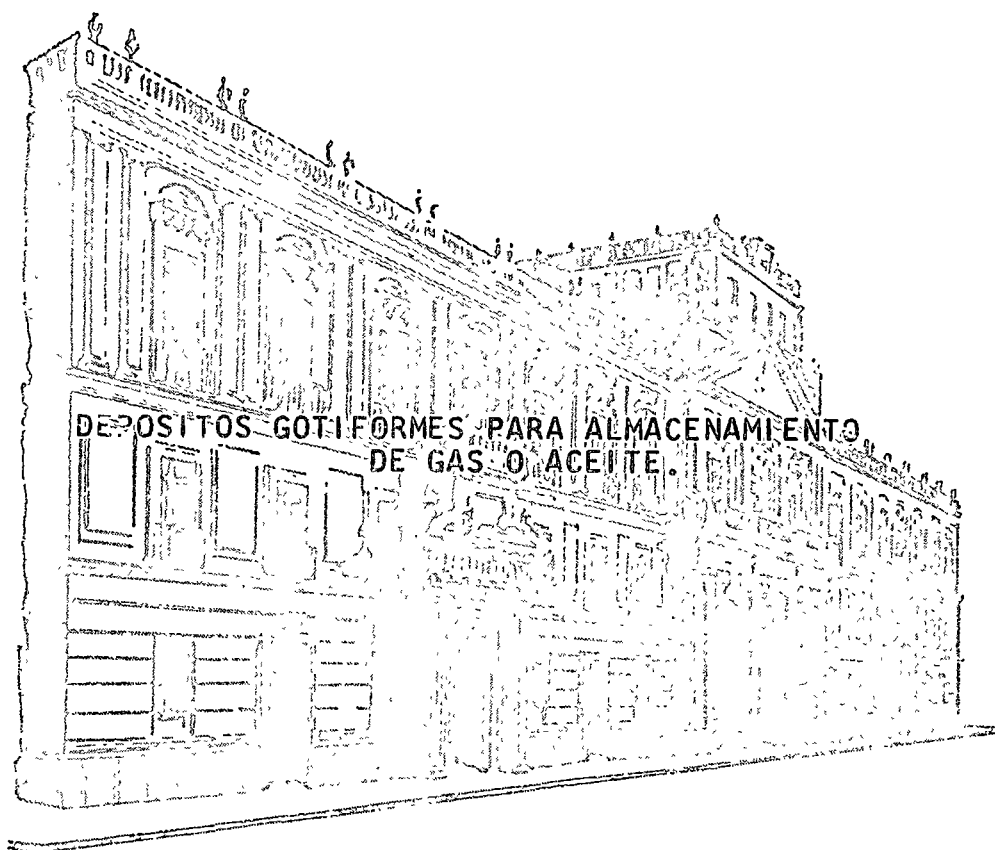




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES



PROF. DR. PORFIRIO BALLESTEROS B.

DICIEMBRE DE 1976.



THE UNIVERSITY OF CHICAGO
LIBRARY
540 EAST 57TH STREET
CHICAGO, ILL. 60637

UNIVERSITY OF CHICAGO LIBRARY
540 EAST 57TH STREET
CHICAGO, ILL. 60637

TEORIAS FUNDAMENTALESDEFINICIONES GENERALES:

Las superficies curvas que limitan el cascarón se llaman caras o mantos.

" δ ", espesor del cascarón, pequeño en comparación con sus otras dimensiones. variable en ciertos casos.

La superficie comprendida entre las caras, que biseca los espesores se llama superficie media. Si se conoce la forma geométrica y los espesores en cada uno de los puntos el cascarón quedará así completamente definido.

ESFUERZOS DE SECCION.- Imaginemos separado un elemento diferencial de cascarón de lados " dx " " dy ". En cada una de sus cuatro secciones de area " dx " y " dy " actúan esfuerzos y están completamente definidos cuando se da su resultante, pero debido a que no es una magnitud apropiada de cálculo depende evidentemente de la longitud de la sección " dx " o " dy ", para librarla de esa arbitrariedad la dividimos por esta longitud a la cual la hacemos tender hacia cero, entonces el cociente toma un valor límite que se define como esfuerzo de sección, dimensionalmente tiene dimensiones de fuerza por unidad de longitud $\left[\frac{F}{L} \right]$

ESTADO DE ESFUERZOS DE MEMBRANA.- En determinados casos se puede suponer con gran aproximación que los esfuerzos de sección están uniformemente distribuidos en el espesor del cascarón. Lo cual trae como consecuencia que los momentos de flexión y torsión, así como los esfuerzos cortantes se anulan. Supongamos un elemento diferencial de la superficie media del cascarón y consideremos su equilibrio estático como se indica en la figura "1".

caso el problema biocentrético se reduce a un problema estáticamente determinado sin necesidad de recurrir a las condiciones elásticas del sistema.

A esta simplificación de la teoría de cascarones se conoce como Teoría de la Membrana por que los esfuerzos producidos son análogos a los de una membrana.

TEORIA DE MEMBRANA EN CASCARONES DE REVOLUCION

Una superficie de revolución se genera, como es sabido, por rotación de una curva plana alrededor de una recta de su plano. La curva generatriz la llamamos meridiano y el plano que la contiene y en que está el eje de revolución, plano meridiano. Un punto del cascarón estará determinado por el dato del meridiano en que se encuentra y por una coordenada variable según el meridiano. El meridiano lo determinamos por el ángulo " θ ", que forma su plano con un meridiano fijo de referencia y como segunda coordenada elegimos el ángulo " φ " de la normal al cascarón con la vertical.

Un elemento superficial de cascarón queda determinado por dos meridianos y dos paralelos próximos. El equilibrio de él proporciona las ecuaciones necesarias para el cálculo de los esfuerzos de sección.

Consideremos el equilibrio de un elemento diferencial definido por dos paralelos y dos meridianos infinitamente próximos como se indica en la figura (2) :

f_{φ} ; esfuerzo normal de sección tangente al meridiano.

$f_{\varphi\theta}$; esfuerzo tangencial de sección normal al meridiano y tangente al paralelo.

$f_{\theta\phi}$; esfuerzo tangencial de sección tangente al meridiano y normal al paralelo.

f_{θ} ; esfuerzo normal de sección tangente al paralelo.

Consideremos el eje de las "Y" tangente al meridiano y el eje "X" tangente al paralelo, y el eje de las "Z" normal al elemento diferencial considerado.

Se tiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\left. \begin{aligned} \sum F_x &= 0 \quad (a) \\ \sum F_y &= 0 \quad (b) \\ \sum F_z &= 0 \quad (c) \\ \sum M_z &= 0 \quad (d) \end{aligned} \right\} (2)$$

De la ecuación 2(d) concluimos que:

$$f_{\theta\phi} = f_{\phi\theta}$$

De las demás concluimos las expresiones generales de teoría de membrana en los cascarones de revolución:

$$\left. \begin{aligned} (a) \quad \frac{\partial}{\partial \phi} (r_0 f_{\phi}) + r_1 \frac{\partial f_{\theta\phi}}{\partial \theta} - r_1 f_{\theta} \cos \phi + Y r_0 r_1 &= 0 \\ (b) \quad \frac{\partial}{\partial \phi} (r_0 f_{\theta\phi}) + r_1 \frac{\partial f_{\theta}}{\partial \theta} + r_1 f_{\theta\phi} \cos \phi + X r_0 r_1 &= 0 \\ (c) \quad \frac{f_{\phi}}{r_1} + \frac{f_{\theta}}{r_2} + Z &= 0 \end{aligned} \right\} (3)$$

La validez de la ecuación 3(c) no está limitada a los cascarones de revolución, sino que es completamente general cuando las líneas coordenadas $\phi = \text{const.}$ y $\theta = \text{const.}$ son las líneas de curvatura principal de la superficie. No contiene como las otras condiciones de equilibrio derivadas parciales de los esfuerzos según las coordenadas. Por tanto siempre se puede eliminar con su ayuda uno de los esfuerzos longitudinales y reducir a un sistema de dos ecuaciones dife-

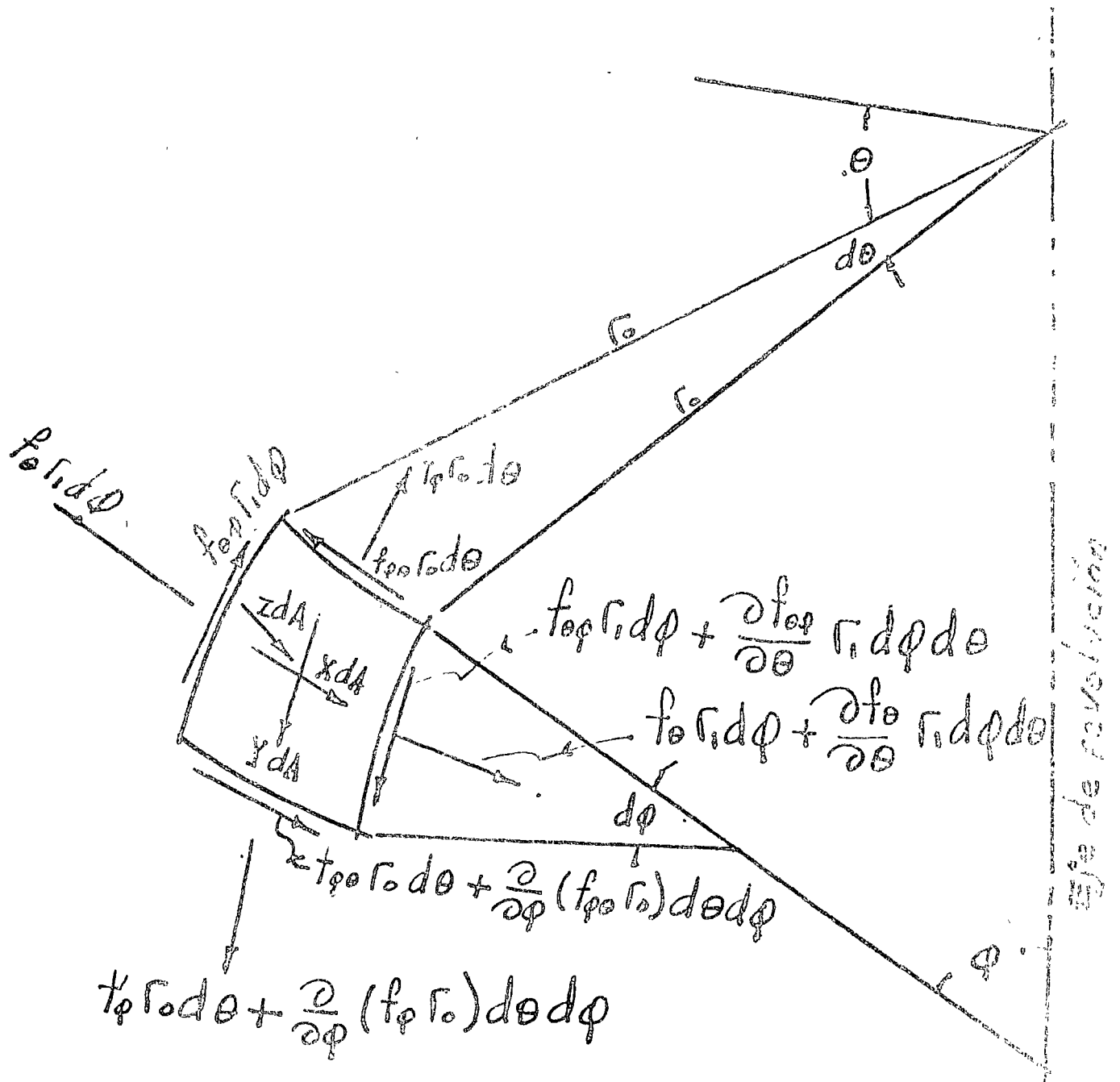


Figura (2)

Elemento diferencial de un cascarón de revolución, con esfuerzos de membrana.

renciales todo problema de la teoría de membrana que contenga como incógnitas un esfuerzo longitudinal y el deslizante. Simplificaremos ahora las ecuaciones generales (3) para el caso particular de carga y apoyo de revolución entonces todas las derivadas según " θ " serán nulas y la ecuación 3(b) que solamente contiene el esfuerzo deslizante será independiente de los otros. Representa una especie de torsión del cascarón alrededor de su eje, estado de esfuerzos que no ofrecen ningún interés $f_{\theta\phi} = 0$ quedando las ecuaciones para la carga y apoyo de revolución como sigue:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial}{\partial \phi} (r_0 f_\phi) - r_1 f_\theta \cos \phi + Y r_0 r_1 &= 0 & (a) \\ \frac{f_\phi}{r_1} + \frac{f_\theta}{r_2} + Z &= 0 & (b) \end{aligned} \right\} (4)$$

Pasaremos ahora a la aplicación de nuestro problema que es un cascarón de una forma tal que tenga esfuerzos constantes $f_\phi = f_\theta = f$ en todos sus puntos cuando esté sujeto a una presión normal " p ", lleva a una forma determinada de meridiano y a una distribución fija de carga, así como el espesor " S " del cascarón. Un problema análogo al ya tratado se presenta en la construcción de recipientes. Se presenta entonces el problema de la construcción de un recipiente bajo la presión interior de un líquido de una carga hidrostática determinada creciente con la profundidad y que su forma sea tal que el esfuerzo de sección sea siempre constante en todas direcciones. Coincide con la determinación de la forma de la gota de un líquido que reposa en un plano. El esfuerzo de sección será equivalente a la constante capilar que tiene que mantener el equilibrio de la presión hidrostática en la gota como lo hacen los esfuerzos interiores de la pared del recipiente. Un recipiente de tal forma se designará como recipiente de gota

gotiforme

ECUACIONES DIFERENCIALES QUE DEFINEN LA CURVA MERIDIANA.

Para encontrar la ecuación diferencial del meridiano, suponemos que el recipiente representado en la figura (3), está completamente lleno con un líquido de peso específico " γ ", y que arriba esté cerrado con una válvula de seguridad de modo que pueda existir una sobre presión en el vértice A igual a γh , por lo tanto a una distancia " h " de A se encuentra la superficie libre del líquido o nivel piezométrico, por facilidad se designa éste nivel como plano de $Z=0$; el eje de las " Z " será el eje de revolución, y el de las " X " la misma superficie libre como se indica:

En este caso las cargas en el elemento diferencial serán:

$$\begin{aligned} X &= Y = 0 \\ Z &= - \gamma Z \end{aligned}$$

por lo tanto de la ecuación 4(b), se escribe,

$$f \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) = \gamma Z \quad \text{----- (5)}$$

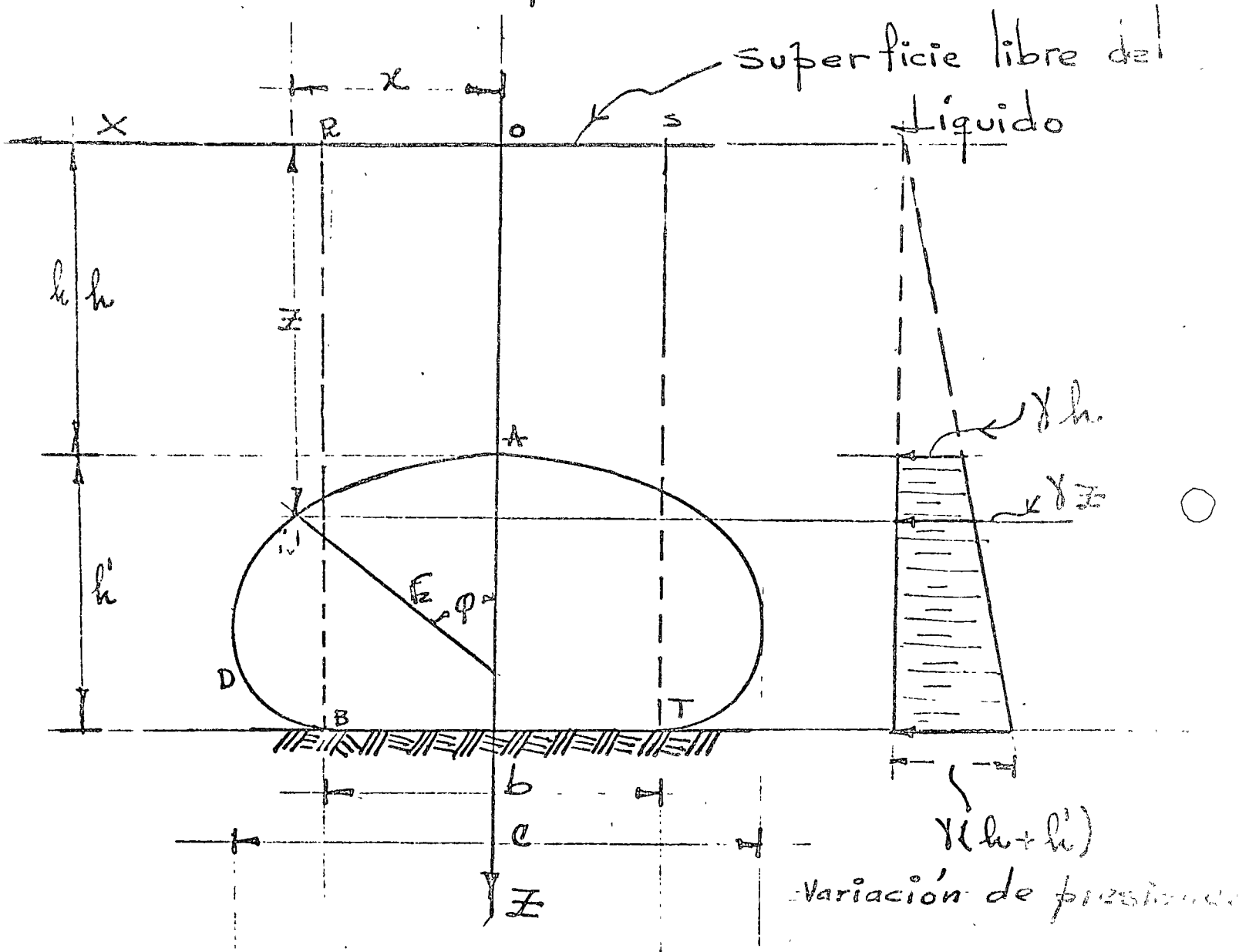
puesto que la condición de partida es

$$f_\phi = f_\theta = f = \text{constante, y de la figura (3) se observa}$$

que:

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_2} &= \frac{\sin \phi}{x} \quad y \\ \frac{1}{r_1} &= \frac{d(\sin \phi)}{dx} \end{aligned}$$

Volumen del recipiente = volumen cilindro BRST



Recipiente de igual resistencia
 $f_p = f_0 = \text{constante}$

Figura (3)

$$\frac{\sin \phi}{x} + \frac{d(\sin \phi)}{dx} = \frac{\gamma}{f} \quad \text{--- (1)}$$

se puede eliminar el ángulo " ϕ " por medio de: $\tan \phi = \frac{dx}{dz}$
pero se llegaría a una ecuación, complicada de la cual se
puede despejar a $Z(X)$; entonces se introduce una incógnita
auxiliar $u = \tan \phi$ y se descompone la ecuación
diferencial en dos de estructura sencilla:

$$\left. \begin{aligned} \frac{du}{dx} &= \frac{f}{a^2} - \frac{u}{x} \dots\dots\dots (a) \\ \frac{dz}{dx} &= \frac{u}{\sqrt{1-u^2}} \dots\dots\dots (b) \end{aligned} \right\} (6)$$

El sistema de ecuaciones (6) no es integrable en su forma completa, por lo que el proceso de integración más indicado es el siguiente:

De las siguientes condiciones de contorno, $\chi = 0$, $\beta = 0$ y $\sqrt{1-u^2} = 1$ para valores pequeños de " ϕ " se tienen las soluciones aproximadas:

$$\left. \begin{aligned} F &= h \left(1 + \frac{x^2}{4a^2} + \frac{x^4}{64a^4} + \dots \right) \quad (6) \\ u &= \frac{h}{2a} \left(\frac{x}{a} + \frac{x^3}{8a^3} + \frac{x^5}{192a^5} + \dots \right) \quad (7) \end{aligned} \right\} (8)$$

Las series (7) convergen fuertemente para valores pequeños de "X" y permiten el cálculo aproximado de γ .

y u , y con ello los segundos miembros del sistema (6) que son los valores numéricos de $\frac{du}{dx}$ y $\frac{dz}{dx}$; los cuales por integración numérica nos determinan las " u " y " z " corregidas, que a su vez pueden nuevamente sustituirse en los segundos miembros del sistema (6).

El método se continuará hasta que los valores no varíen dentro de la exactitud de la regla de cálculo. Con ello se encuentra una porción de la curva meridiana que se prolonga a ojo, para obtener así valores aproximados de " z " para x próxima, las cuales se corrigen de manera similar con ayuda de las ecuaciones diferenciales.

Al llegar a $u = 0.75$ ($\phi = 50^\circ$), es necesario emplear a z como variable independiente y transformar el sistema (6), en dos ecuaciones una en z y $\eta = \cos \phi$ quedando:

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{x}(1-\eta^2)^{\frac{1}{2}} + \frac{d}{dx} \left[(1-\eta^2)^{\frac{1}{2}} \right] &= a^2 z \\ \frac{d\eta}{dx} &= \frac{\sqrt{1-\eta^2}}{\eta} \end{aligned} \right\} (8)$$

Cerca de $\phi = 140^\circ$ es necesario un nuevo cambio, y el resto del meridiano se calcula con las ecuaciones diferenciales originales.

Cuando se carece de máquinas de integración - el procedimiento resulta tedioso y cansado, sin embargo existe otro procedimiento propuesto por el Ingeniero - Staff en 1928.

FORMULA DEL INGENIERO STAFF PARA LA DETERMINACION DE LA FORMA EN RECIPIENTES GOTIFORMES, Y CALCULO DE ESFUERZOS DE SECCION.

El proceso matemático es simple e ingenioso, - se ilustra en la figura cuatro, las hipótesis son las siguientes:

a) Se desprecia la flexión y el corte en las - placas metálicas.

b) que el recipiente no cambia de forma.

c) que los esfuerzos se dividen en dos que son: tangenciales al meridiano y al paralelo respectivamente.

T_1 = tensión por unidad de longitud en el punto considerado, tangente al meridiano.

p = presión unitaria en el punto considerado.

P_m = presión media hasta la sección considerada.

$$\therefore r = 2\pi\left(\frac{D}{2}\right)T_1 \sin \theta$$

$$\frac{D}{2} = r \sin \theta$$

De donde:

$$F = p_a \pi \left(\frac{D}{2} \right)^2 = p_a \pi (r_1 \operatorname{sen} \theta)^2$$

$$p_a \pi (r_1 \operatorname{sen} \theta)^2 = 2 \pi T_2 r_1 (\operatorname{sen} \theta)$$

$$\boxed{T_2 = \frac{p_a r_1}{2}} \dots \dots \dots (9)$$

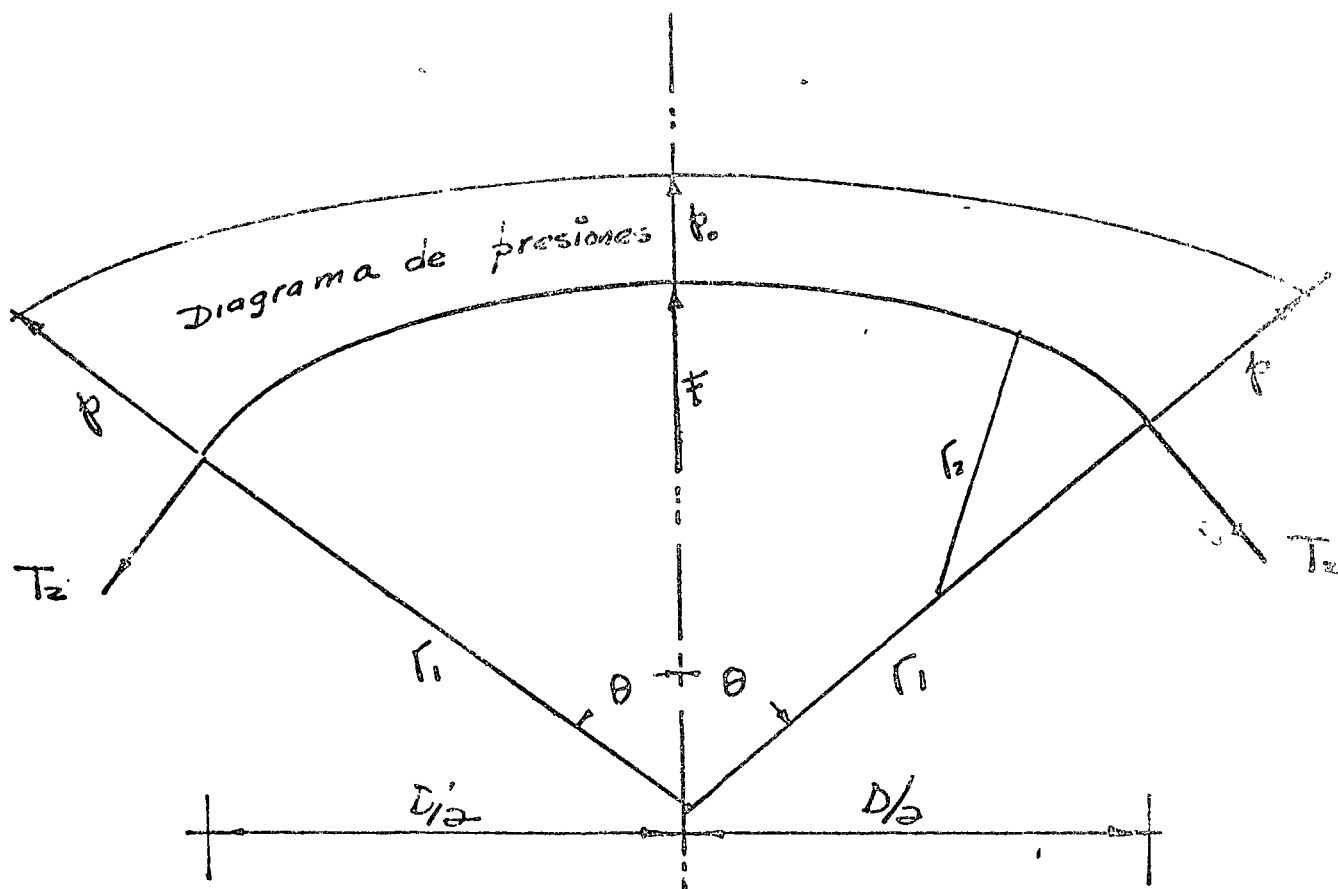


Figura (4) Derivación de la fórmula del Ingeniero Staff para el proyecto del tanque

Y como se muestra en la figura 4 se llega a la expresión (9) de ella se deduce un método práctico y simple para la determinación de la curva meridiana que consiste en lo siguiente:

a) Se supone como primera aproximación el radio en la parte superior del tanque, el esfuerzo de sección T_2 y la presión media del gas se conocen, y se traza con el compás una pequeña parte de la curva o sea el segmento 1-2 mostrado en la lámina II.

b) Se calcula nuevamente para el punto (2) el valor de la presión media P_a , T permanezca constante, y se determina el valor del radio en el punto (2), con el cual se traza una nueva porción de la curva, y se repite el ciclo hasta terminar el trazo.

En la lámina II se muestra un proyecto de determinación de la forma teórica para gas y líquido en las condiciones mostradas.

CONCEPTOS IMPORTANTES SOBRE EL PROYECTO DE RECIPIENTES GOTIFORMES.

Se presenta como problema el proyecto de un depósito, para presión de gas, o para presión de líquido o una combinación de ambas, el cual debe proporcionar almacenamiento de gasolina o aceite. Los requisitos básicos del proyecto son los siguientes:

a) El depósito debe resistir los esfuerzos origi

nados, cuando está lleno de gas solamente, cuando está -
lleno de líquido solamente, o para cualquier combinación
ambos.

b) Deberá permanecer estable para cualquier fu-
ga de gas o para cualquier nivel de líquido, y acciones
exteriores.

c) El proyecto debe ser económico.

Los recipientes usados anteriormente que parcial-
mente satisfacen las condiciones anteriores, han sido cons-
truidos esféricos cilíndricos, cilindros con semi-esferas
en los extremos, estructuras que son satisfactorias para
pequeñas capacidades pero más allá ciertos límites la cons-
trucción llega a ser difícil y el costo excesivo. Si pa-
ra un gran almacenamiento es necesario construir un cierto
número de pequeñas unidades, lo cual nuevamente origina
un incremento de costo. De aquí nace la construcción de
recipientes gotiformes que para grandes almacenamientos
son más convenientes que las soluciones anteriores, prin-
cipio que puede ser ilustrado llenando parcialmente un
globo de hule y colocado sobre una superficie plana hori-
zontal, el cual en planta es circular y su fondo plano,
similar también a la de una gota en reposo sobre un fondo
plano.

En el tanque cilíndrico ordinario los esfuerzos
de sección son resistidos en su totalidad por las placas

verticales, sin trabajar en la mayoría de ellos las placas que forman el techo y el fondo, las cuales solo protegen y sujetan al contenido. Sin embargo en el recipiente gotiforme el fondo, placas laterales y tejado, forman una curva continua trabajando en su totalidad. El recipiente gotiforme tiene la gran ventaja de presentar la mínima tendencia a los cambios de forma por lo que requiere menos refuerzo. Recipiente para resistir solo presiones de gas, tiende más la curva meridiana a la forma esférica (con sobre presión en el vértice). Y proyectado para resistir solamente presiones de líquido tiende más a la forma de gota en reposo sobre un plano horizontal, tendencias ambas que consisten puramente en una diferencia de esfuerzos de sección. El estudio de esfuerzos en las condiciones más desfavorables revela en cierta sección cerca del fondo en la cual las tendencias al cambio de forma exceden los límites mencionados y por lo tanto se adoptan otros medios de refuerzo como veremos posteriormente. En la porción donde los esfuerzos son mayores, cerca de la línea de tierra (como se ve en la gráfica de esfuerzos de sección mostrado en lámina 4), pueden ser grandemente eliminados por una curvatura en el fondo como se tiene en la lámina II. Otro punto de gran consideración es cuando el recipiente se encuentra vacío y bajo presión de viento lo cual requiere cierta estructuración y nuestro problema es buscar la más conveniente y la más indicada.

La condición ideal sería un recipiente con esfuerzos iguales para cualquier condición de gas o líquido, pero esta forma particular requiere ciertos esfuerzos en las condiciones de gas solamente y otros en las de líquido. Si la forma es más esférica requiere menor refuerzo bajo las condiciones de gas, y si es más gotiforme requiere menor refuerzo para las condiciones de líquido pero practicamente intereza un recipiente para ambas condiciones. El criterio de todos los proyectos es fundamentalmente economía de material y mano de obra.

Es evidente que nuestro problema no es simplemente un hecho de sustitución matemática. En hecho -- hay ciertas consideraciones que no son suceptibles al analisis matemático. Sin embargo existen solo dos expresiones de gran interés práctico para la determinación de esfuerzos que son: la 4(b) y la (9), la primera fué establecida por PHILIPP FORCHHEIMER en su tratado "DIE BERECHNUG EBENER UND GEKRUMTER BEHALTERBODEN" y la segunda fué establecida por el Ingeniero "STAFF", Ingeniero del departamento de proyectos de Obras metálicas y Puentes de Chicago.

Se debe notar que acerca de los métodos mencionados para la determinación de la curva son deshechos experimentalmente, ninguna fórmula ha sido deducida para prevenir el volumen después del trazo de la curva;

Claro que se puede hacer una disminución de escalas -
proporcional al cubo de las longitudes pero ello varía
las condiciones del trazo, por lo tanto después que la
curva ha sido trazada el siguiente paso es determinar
los esfuerzos de sección, en las condiciones más des-
favorables. Supongamos de las condiciones en la curva
de la lámina 4, se toma el radio correspondiente al -
punto (11) con el cual se calcula el esfuerzo en (12),
pero los esfuerzos en 10 y 11 son excesivos. Bajo pre-
sión de gas solamente la tendencia es empujar el casca-
rón en ese punto causando compresión horizontal, y ba-
jo presión de líquido solamente, (sobre carga represen-
tado por el volumen G) está obligado ha ser ayudado ha-
cia arriba por el cascarón causando compresión verti-
cal. Un método propuesto para contrarrestar esta do-
ble acción de esfuerzos es por medio de vigas triangu-
ladas bajo la curva del fondo como se muestra en la lá-
mina II.

TANQUE GOTIFORME EXPERIMENTAL

La idea de la forma de gota para tanques fué concebida por GEORGE T. HORTON, presidente de Obras Metálicas y Puentes de Chicago, cuya compañía tiene gastados varios miles de dollars en investigaciones durante varios años; y trabajos experimentales que duraron más de un año.

En junio de 1928 se decidió construir un tanque experimental de 1590 m³ (420000 galones, 159000 litros) de capacidad para exponerlo a las condiciones más desfavorables de carga. Este tanque Lámina II, tiene una altura de 9.4 m, con un diámetro máximo horizontal de 17.6 m, y su forma es tal que los esfuerzos de sección son aproximadamente uniformes cuando se encuentra lleno de líquido y con una sobre presión en el vértice de $0.352 \frac{Kg}{cm^2}$ ($5 \frac{lbs}{pulg^2}$), presión ejercida por el gas. Para las otras condiciones de carga: vacío, vacío y presión de viento, lleno de gas y presión de gas, cualquier nivel de líquido, la estructura tiende a cambiar de forma, tendencia que está obligada a ser resistida por las placas solamente, o con la ayuda de algún refuerzo interior o exterior. El recipiente fué construido originalmente sin refuerzo ninguno y las placas fueron 0.478 cm ($3/16"$) traslapados o sobrepuestos con doble remachado, el diámetro de los remaches fué de 1.1 cm ($7/16"$) y colocados en frío.

Primeramente se hizo una prueba de aire a presión, y cuando este alcanzó $0.282 \frac{lb}{cu. in.}$ ($4 \frac{lb}{cu. in.}$); apareció un encorvamiento en la parte más baja del recipiente donde los cálculos muestran que es la parte donde ocurren los esfuerzos máximos de compresión.

Después el recipiente fué llenado de agua y cuando esta alcanzó un nivel de 6.1m (20'), equivalente a las $3/4$ partes del volumen total, apareció justamente sobre el nivel horizontal de tierra, una arruga horizontal, esencialmente uniforme sobre la circunferencia entera. Se observó que dicha arruga en gran parte se debió a un asentamiento sufrido por el depósito, debido a que intencionalmente se cimentó sobre tierra suave, hasta allí no se observó ningún derrame o escape particular. Estas pruebas dieron una ligera idea del poder resistente de las placas solamente; las arrugas horizontales originadas cuando se introdujo el aire a presión, fueron reforzadas con unas pocas barras de 10×0.635 cm., ($4'' \times 1/4''$) las cuales se colocaron interiormente remachadas y soldadas, y se agregó simultáneamente un refuerzo de trabes trianguladas en la parte inferior del cascarón y apoyadas sobre una placa metálica horizontal apoyada en el nivel de tierra como se muestra en la lámina II, estas fueron soldadas directamente sobre las placas del recipiente, por el momento no se introdujo ningún refuerzo interno. Después se subió la presión de aire a $0.37 \frac{lb}{cu. in.}$ y no se observó ninguna seña, el recipiente entonces fué llenado de agua y se redujo la presión en el vértice

a "0" y la estructura se encontraba satisfactoriamente con la excepción de un pequeño escape en el fondo. Después de estar completamente lleno se aplicó consecutivamente la presión de aire de 0.352 Kg/cm^2 durante 150 veces, sin observar ningún cambio en la estructura; se vació el agua y se observó que el escape del fondo solo era un remache deficiente que se botó en una de las placas evidentemente causado por el descuido de uno de los operarios al colocarlos. Después de esto el recipiente durante 350 veces consecutivas se llenó de agua y se aplicaron sobrepresiones en el vértice de 0.352 Kg/cm^2 resistiendo perfectamente.

PRUEBA DE EVAPORACION

El 8 de septiembre de 1928 se tenía el recipiente a un nivel tal, que faltaban 60 cm para llenarse, y se colocaron sobre el nivel del agua 2.64 m³ de gasolina, formando una capa aproximadamente de 5.1 cm. El recipiente se cerró y continuas gráficas de cambios de presión, fueron tomadas por medio de un marcador de presión, los registros se efectuaron hasta el 20 de octubre. Después se pintó interiormente el recipiente con una pintura de aluminio y nuevas gráficas de cambios de presión fueron registrados en función del tiempo y se observó - que las ordenadas en las gráficas (eje de las presiones) marcaban una presión promedio menor que las anteriores - de $0.071 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$. La sobre presión en el vértice nunca excedió de $0.352 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y no se indicaron pérdidas - por evaporación durante el periodo de prueba.

UNA PRUEBA NO INTENSIONAL

El 30 de octubre sucedió que un operario abre la válvula de agua conectada directamente a las redes de distribución de la ciudad, lo cual causó un crecimiento en la presión y cuando observó que llegaba a $0.352 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$, abrió la válvula del respiradero, la gasolina y agua comenzó a derramarse, y el capataz al ver esto cierra repentinamente la válvula del respiradero superior sin saber que el tubo alimentador estaba colocado directamente al de la ciudad, lo cual trae como consecuencia una transformación de la carga de velocidad en carga de presión, lo cual sujetó el recipiente a una presión de $3.2 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$, el operador encargado de la prueba cierra la válvula de agua que conecta con la red de la ciudad y comete de nuevo un error; de abrir la válvula de drenaje del fondo sin abrir primero la válvula del respiradero superior lo cual origina una carga de aproximadamente $3/4$ partes de la necesaria para formar en el recipiente un vacío perfecto, el operador asustado por fin abre la válvula superior y ya entonces observa que la presión baja considerablemente.

Los tremendos esfuerzos de sección inducidos durante este inesperada prueba causaron numerosas fugas, principalmente en la parte superior donde los esfuerzos fueron mayores. Una presión de $3.2 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ al nivel de tierra en el recipiente causa esfuerzos aproximadamente

de 4250 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ muy próximos al esfuerzo de rotura del material. Que no se haya originado la rotura fué atribuido al hecho de que el recipiente es flexible y bajo acciones cambia la forma, y estos cambios tienden a reducir los esfuerzos. De allí se concluye que los esfuerzos inducidos fueron aproximadamente 3750 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, estos aplicados normalmente a la sección considerando un 70% de eficiencia en las juntas, evidentemente que los esfuerzos en las direcciones principales de las placas no pasaron el punto de cedencia.

FUTURO DESARROLLO EN LOS PROYECTOS DE ESTETIPO

El estudio de los esfuerzos según datos experimentales anteriores, indican que la curva teórica no es necesaria desde el punto de vista de la economía en la construcción de vigas.

En ciertos casos será más recomendable un proyecto usando la condición de gas solamente.

Practicamente es necesario especificar la construcción de estos recipientes lo cual presenta numerosas dificultades. Si la presión de gas es alta no conviene especificar su construcción, excepto para tamaños individuales, lo cual no concuerda con la justificación fundamental de este tipo de recipiente que es "economía para grandes capacidades".

El método de refuerzo por vigas trianguladas como se indica en la lámina II según los hechos experimentales es el que mejor trabaja para altas presiones.

Cuando presiones de 0.352, $\frac{kg}{cm^2}$ y menores, su construcción podría estandarizarse a una gran solución por el uso de armaduras internas como se muestra en la lámina III, método que no ha sido ensayado y hay varias cuestiones de juicio u opinión al respecto en su actual funcionamiento. Otro de los problemas es la acción de las placas entre armadura y reacción del suelo.

La primera etapa es fijar la curva del cascarón; con ello la capacidad se obtiene trasladándola ya sea hacia dentro o fuera, ello cambia las proporciones del recipiente y consecuente la presión permisible de gas.

Las dos importantes condiciones a investigar son las de: líquido sin gas, y gas sin líquido. Para la primera las armaduras serán proyectadas para tomar las sobrecargas del líquido y para el segundo se requerirá control de la presión necesaria para producir los esfuerzos de sección que sirvieron para darle forma.

Puesto que la curva del cascarón es uniforme, las armaduras pueden standarizarse para todos los tamaños. Una armadura propuesta para la condición de líquido solamente se muestra en la lámina III, la cual deberá ser la misma para todos los diámetros.

Para las condiciones de gas solamente, el método más conservador es considerar las placas enteramente flexibles, y considerar la carga transmitida totalmente a las armaduras, las reacciones en el fondo y en la parte superior; pueden ser tomadas por anillos de compresión, miembros que actuarán a compresión solo bajo las condiciones de gas. Se ponen zapatas como se indica en lámina III para que existan mejor repartición de sobrecargas, entre armadura según se necesite. Estimaciones aproximadas indican un ahorro muy considerable en peso de material en recipientes gotiformes de gran volumen.

Después de este tanque experimental se construye uno en WELLSVILLE N. Y. por la Sinclair Oil Company con un volumen de 316000 lts. con un diámetro máximo de 8.8 m y 7.7 m de altura. Existen también en E.U. de N.A. 3 depósitos de 1590000 lts. con diámetros máximos de 16 m y alturas de 11.8 m. El más grande hasta la fecha es el construido por Obras metálicas y puentes de Chicago en LONGVIEW TEXAS, con una capacidad de 12700 m³ y forma dada para una sobre presión en el vértice de 0.07 at. está destinado para almacenamiento de aceite.

OTRO PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR LA FORMA
TEORICA DEL RECIPIENTE

Supongamos que se retrata una gota en reposo, sobre un plano horizontal, la cual tiene un peso específico " γ ", esta tendrá una forma determinada, dependiendo de la sobre presión en el vértice, y de la constante de capilaridad. La pesamos obteniendo un peso P_i , por lo tanto el volumen será:

$$V_i = \frac{P_i}{\gamma}$$

Medimos la altura h'_i , y el diámetro de la base de contacto b , de acuerdo con las características del lente usado en la cámara; las dimensiones de la gota retratada; la distancia a la cual se encuentra el objeto del lente, y la distancia del lente al papel de fotografía: (ver Figura 5)

Luego sabemos que:

$$V_i = \frac{\pi b_i^2}{4} (h'_i + h_i) \text{ --- (10)}$$



/



Gota proyectada

Gota retratada

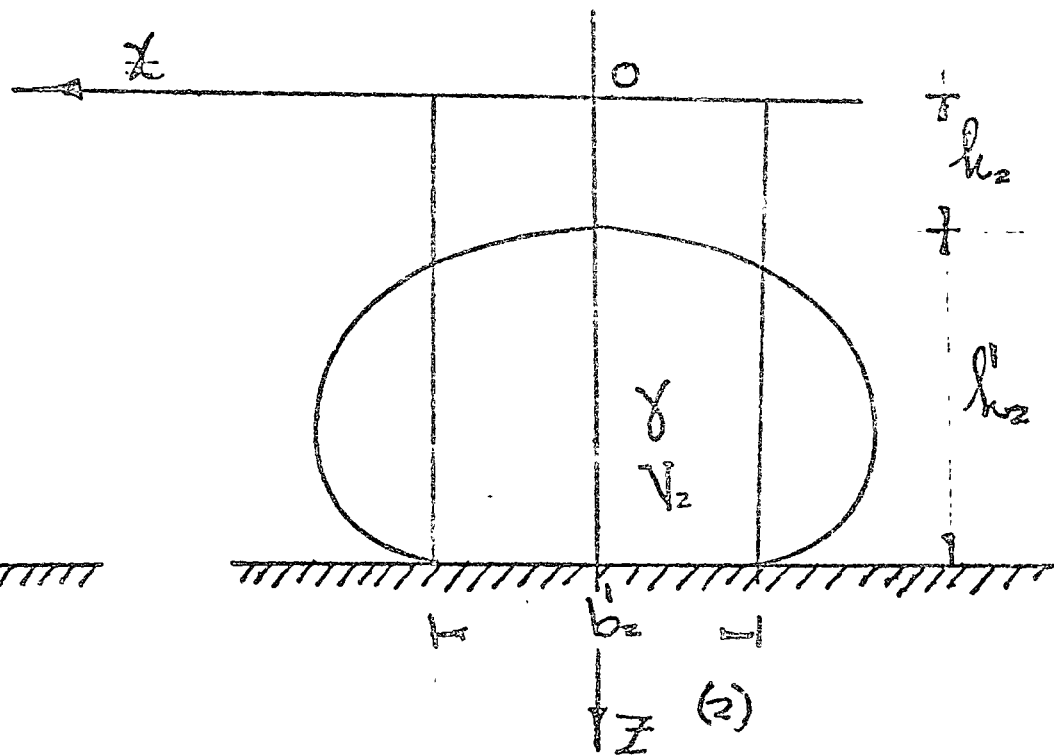
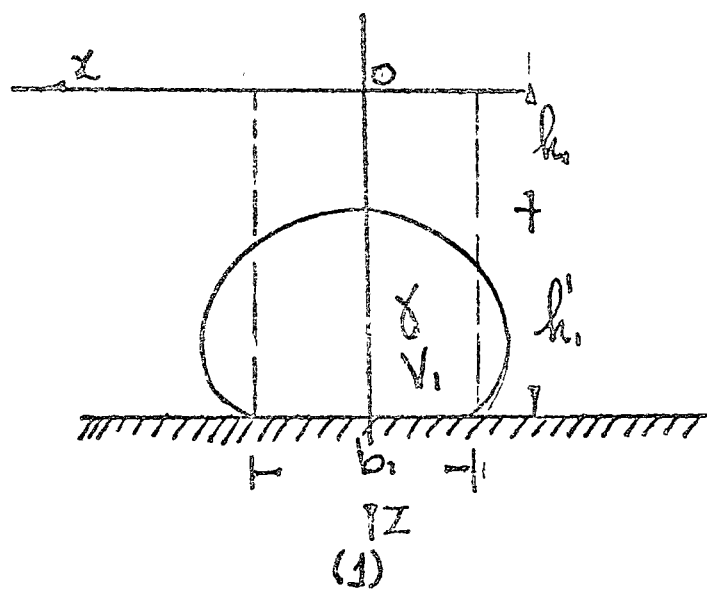


Figura "5"

de donde despejamos a h , para conocer la sobre presión en el vértice de la gota retratada, y nos queda:

$$h_1 = \frac{4V_1}{\pi b_1^2} - h_1' \dots \dots \dots (11)$$

Luego el negativo de la gota, lo proyectamos sobre una pantalla, y suponemos una escala cualquiera (papel milimétrico, etc.) y de acuerdo con ella medimos las magnitudes h_2' , b_2 de la figura proyectada; el nuevo nivel de la superficie libre lo calculamos de:

$$h_2 = h_1 \frac{h_2'}{h_1'} \dots \dots \dots (12)$$

Valor que nos define la sobre presión en el vértice a nuestra escala supuesta, y el nuevo volumen lo calculamos de:

$$V_2 = \frac{\pi b_2^2}{4} (h_2' + h_2) \dots \dots (13)$$

Por lo tanto se pueden retratar varias gotas de diferentes $\frac{h_1}{h_1'}$, luego en el caso que se requiera una forma dada, se proyecta la forma de gota más conveniente, y para obtener el volumen requerido solo hay ne-

cedidad de acercar o retirar la pantalla.

Los esfuerzos capilares en la gota se pueden calcular por medio de la fórmula (9) o (5), y también con ellas los de sección en el prototipo.

Ventajas del procedimiento.- Una vez retratadas todas las diversas formas de gotas se obtiene la forma teorica del recipiente más rápidamente que en los métodos alemán y del Ing. Staff. El método alemán es sumamente tedioso cuando se carece de máquinas de resolución numérica de ecuaciones diferenciales. Y el método del Ing. Staff es algo inexacto por los incrementos finitos que se toman.

Se requiere que el líquido del recipiente sea del mismo peso específico que la gota retratada.

INTEGRACION DE LA PRIMERA PORCION DE LA
CURVA MERIDIANA POR EL METODO NUMERICO DE E. PICARD

PROCEDIMIENTO: (Condición de líquido)

Datos:

$$h = 5 \text{ m}$$

$$\gamma = 970 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\sigma = 1265 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f = 1600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \text{ para } s = 1.27 \text{ cm.}$$

$$a^2 = \frac{f}{\gamma} = \frac{160000}{970} = 165 \text{ m}^2$$

$$a = 12.8 \text{ m}$$

Luego, sustituyendo valores...

VALORES EN EL SISTEMA (7) se tiene:

$$I = 5 \left(1 + \frac{x^2}{660} + \frac{x^4}{1740000} + \dots \right)$$

$$u = 0.195 \left(\frac{x}{12.5} + \frac{x^3}{16800} + \frac{x^5}{66000000} + \dots \right) \quad (4')$$

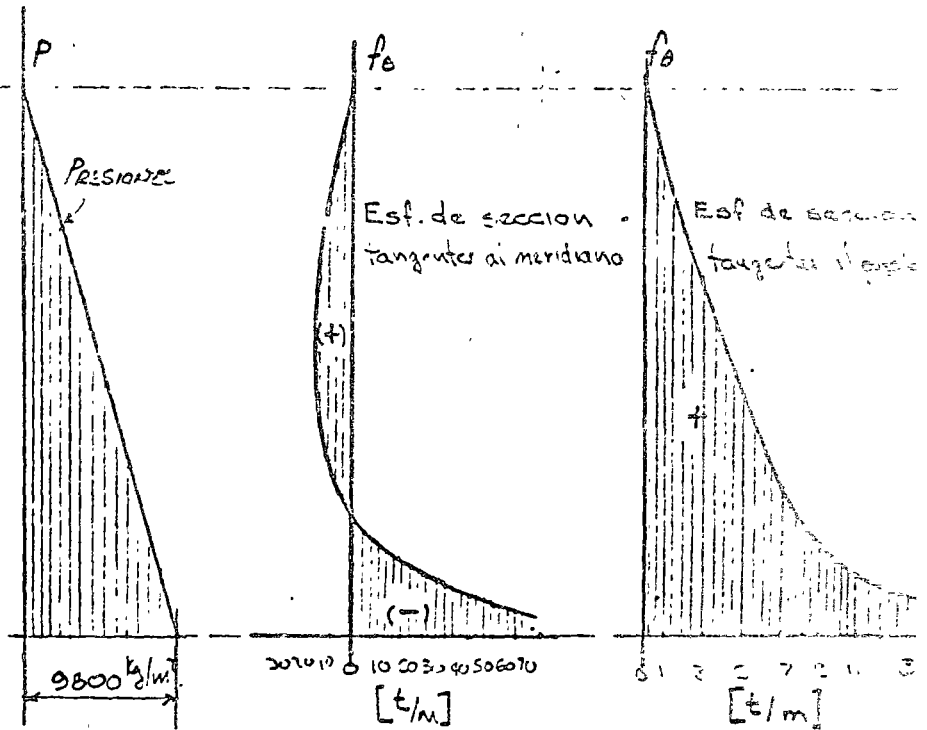
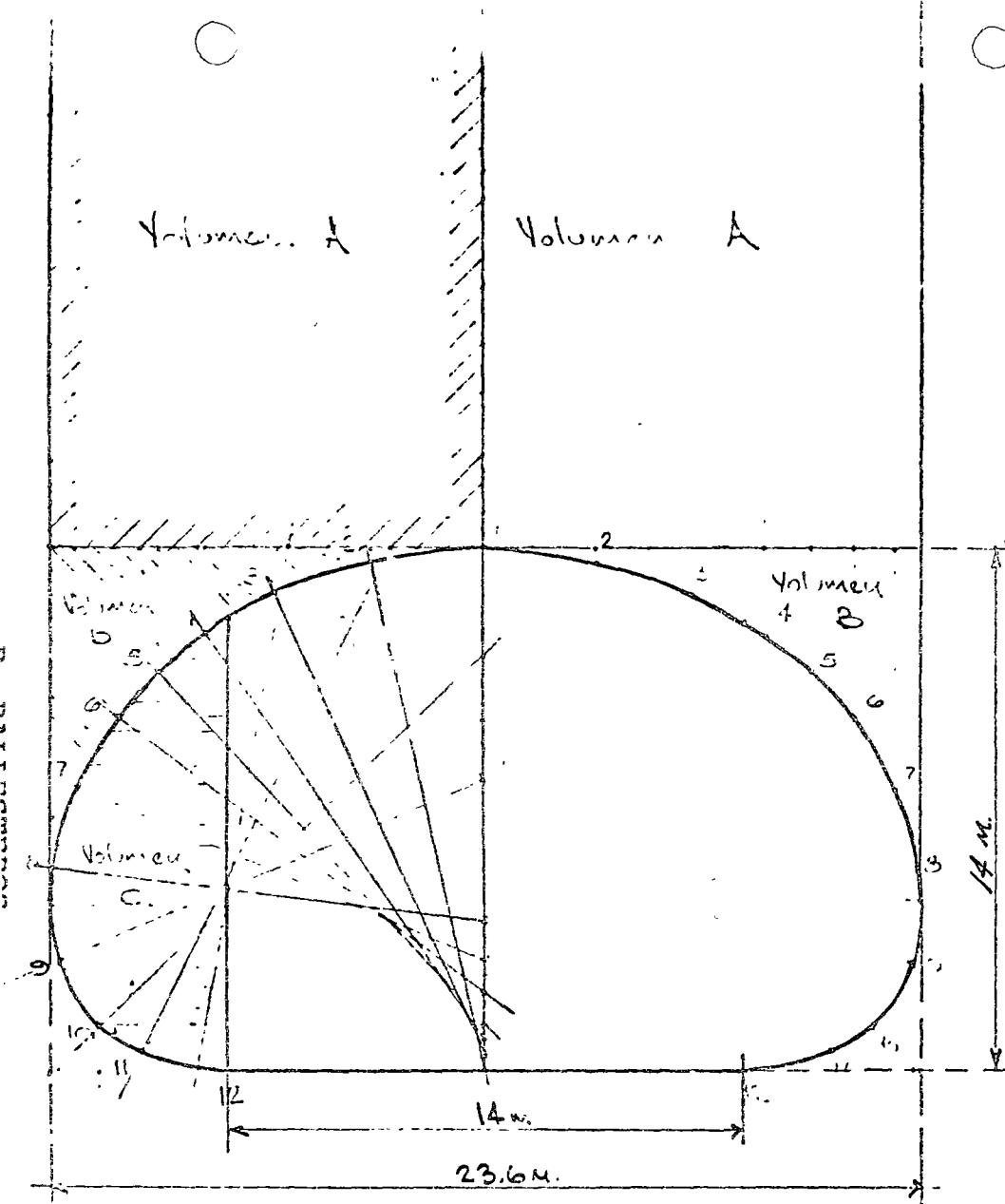
a) Dando valores numéricos de x calculamos los valores de I y u hasta llegar a $u = 0.75$ (gráficos 1 y 2)

b) Graficamos estos valores y con ellos calculamos numéricamente los valores de $\frac{du}{dx}$ y $\frac{dz}{dx}$ (gráficos 3 y 4)

c) Trazamos nuevamente las gráficas de $\frac{du}{dx}$ y $\frac{dz}{dx}$ en función de x (gráficos 3 y 4)

Radios de curvatura calculados con la fórmula del Ing. Staff.

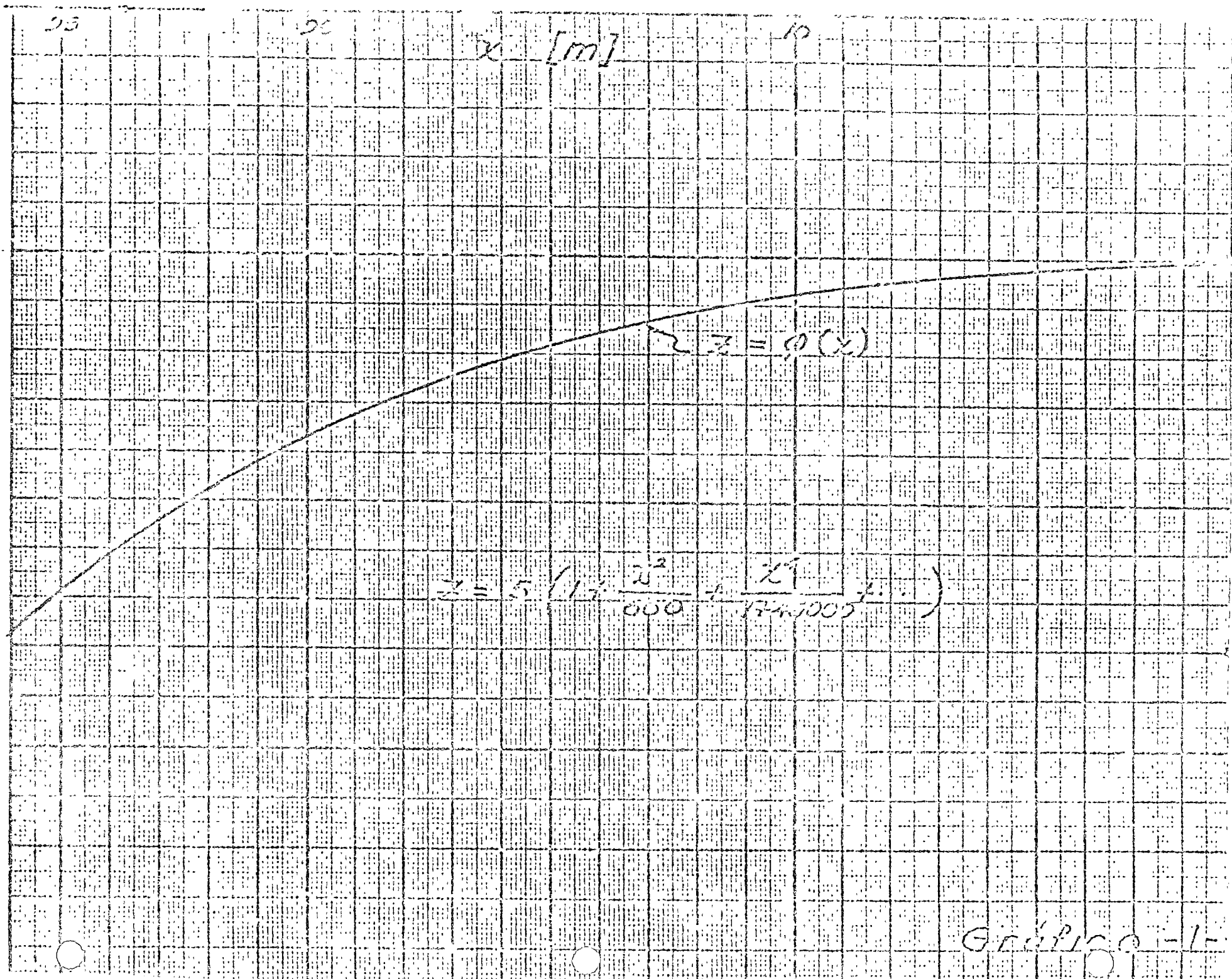
$r_1 =$	14.00 m.
$r_2 =$	14.03 m.
$r_3 =$	13.70 m.
$r_4 =$	13.40 m.
$r_5 =$	13.10 m.
$r_6 =$	12.50 m.
$r_7 =$	12.00 m.
$r_8 =$	12.00 m.
$r_9 =$	12.60 m.
$r_{10} =$	14.60 m.
$r_{11} =$	20.70 m.
$r_{12} =$	52.50 m.



DIAGRAMAS PARA RECIPIENTE LLENO Y SIN SOBREPRESION EN EL VERTICE.

Recipiente gotiforme, forma dada para $\gamma = 700 \text{ kg/m}^3$ y una sobrepresion en el vertice originada por presion de gas equivalente a 0.8 kg/cm^2 .

Dimension A representa la fuerza total ejercida al gas
 Dimension B representa la fuerza total ejercida al gas
 Dimension C representa la fuerza total ejercida al gas



$$\mu = 0.195 \left(\frac{x}{12.0} + \frac{x^2}{15300} + \frac{x^3}{6560000} + \dots \right)$$

5

10

15

20

25

x [m]

Gráfico -2-

$$\frac{dz}{dx} = \frac{u}{\sqrt{1-u^2}}$$

10×10^{-5}

$\frac{dz}{dx}$
1/2

5×10^{-5}

$$\frac{dz}{dx} = \eta(u, x)$$

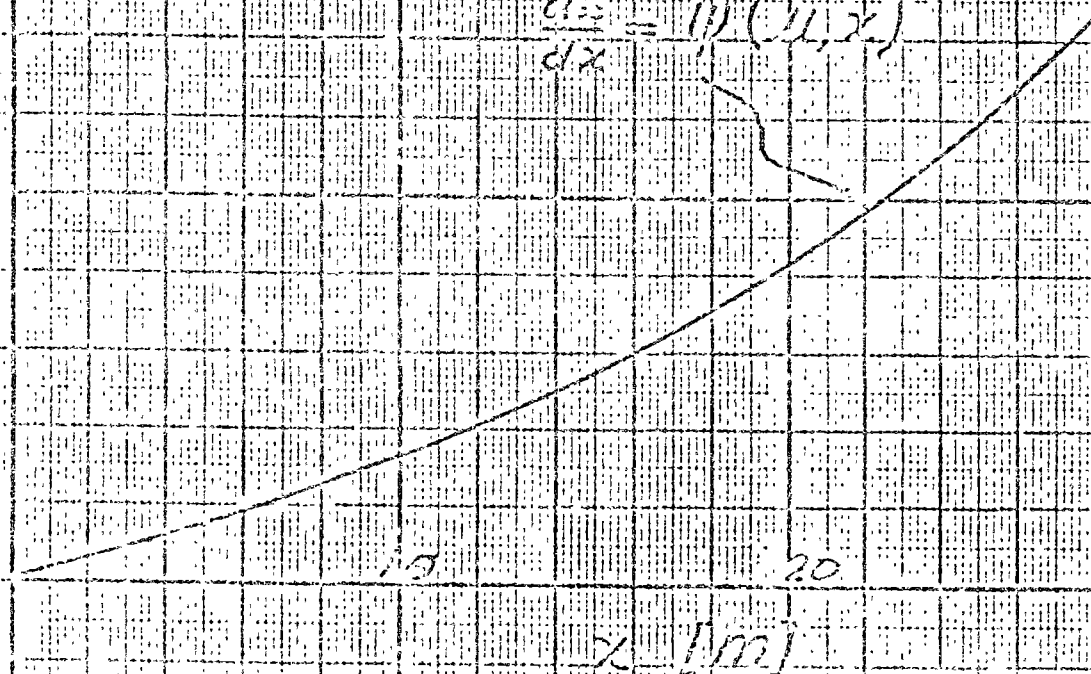


Gráfico 3-

A

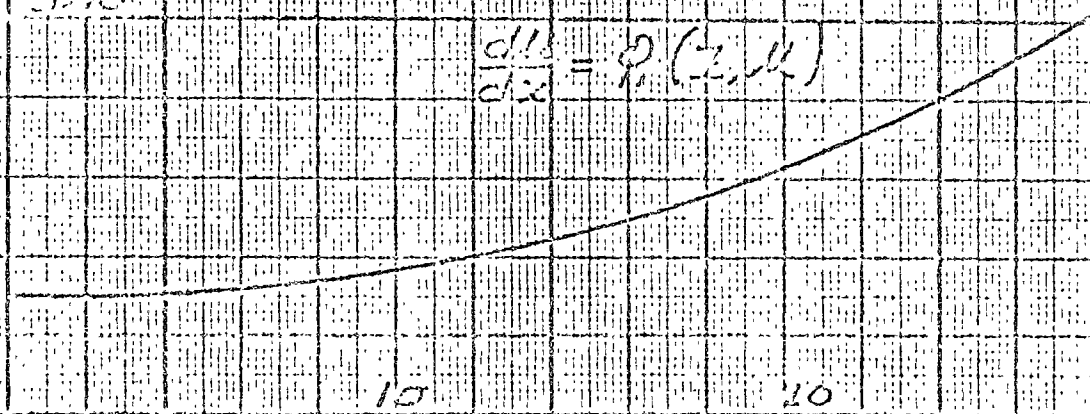
$$10 \times 10^{-3}$$

$$\frac{dU}{dx}$$

$$\left[\frac{J}{m} \right]$$

$$5 \times 10^{-3}$$

$$\frac{dU}{dx} = \rho(z, k)$$



10

20

30

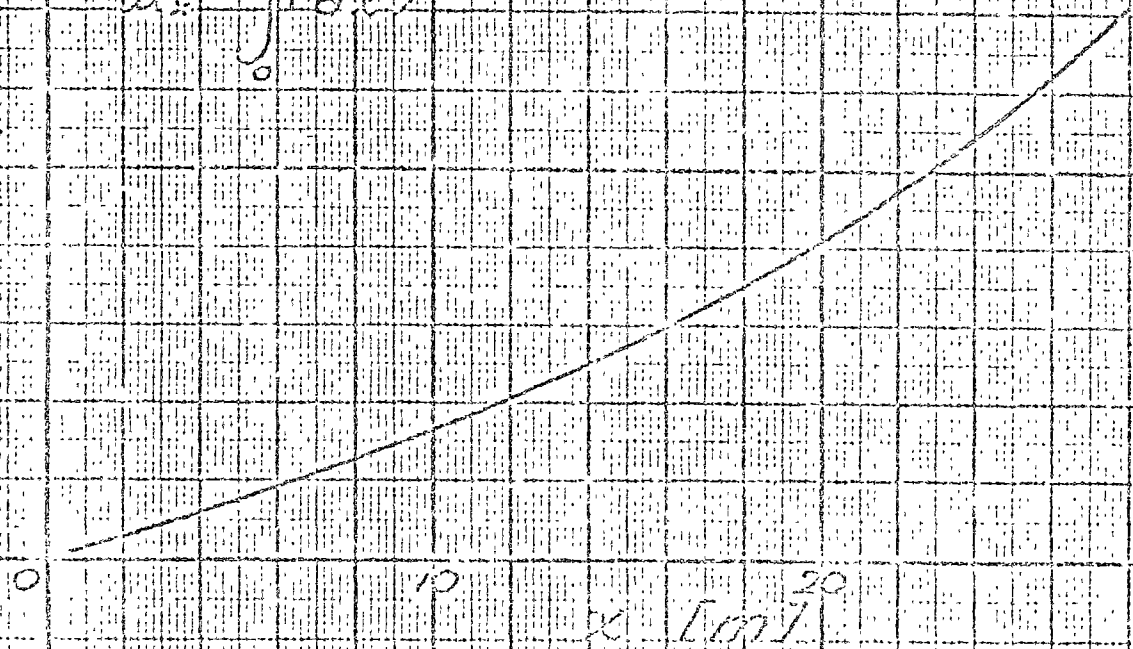
$x [m]$

Gráfico

10×10^{-7}

$$u_x = \int_0^x \left(\frac{du}{dx} \right) dx$$

5×10^{-7}



Graphic 2-17

$$= \frac{1}{2} \int_0^x \left(\frac{dE}{dx} \right) dx$$

E [m]

0

5

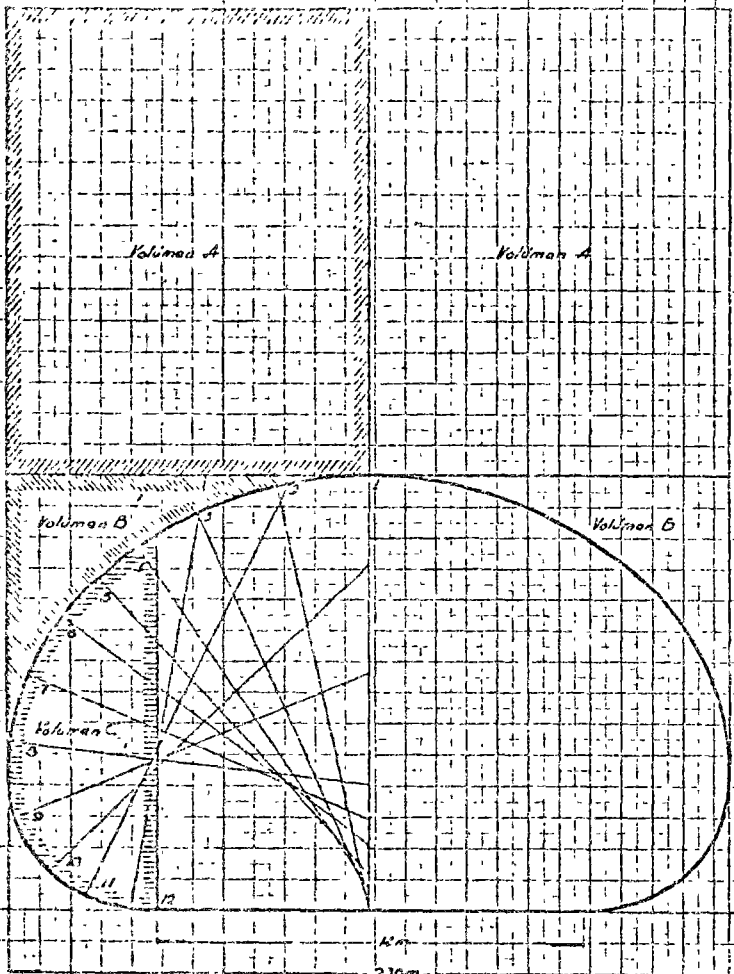
x [m]

Gráfico - 5

10

20

30



Recipiente galiforme, forma de la pila 100' de
 y una en la presión en el exterior originada por pre-
 sión de gas en el interior a 0.6 kg/cm²
 Volumen B representa la fuerza hacia arriba debida al gas
 Volumen C
 Volumen D
 Escala 1:100

Datos de la estructura galiforme
 en la forma del Ing. S. Oll

- $l_1 = 14.0 m$
- $l_2 = 14.3 m$
- $l_3 = 13.7 m$
- $l_4 = 13.4 m$
- $l_5 = 13.1 m$
- $l_6 = 12.5 m$
- $l_7 = 12.0 m$
- $l_8 = 12.0 m$
- $l_9 = 12.3 m$
- $l_{10} = 12.6 m$
- $l_{11} = 20.1 m$
- $l_{12} = 22.5 m$

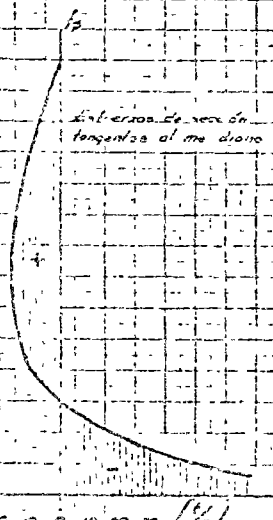
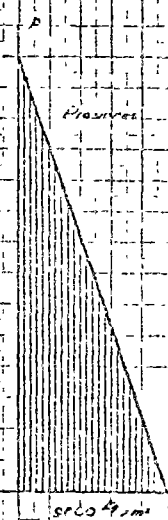
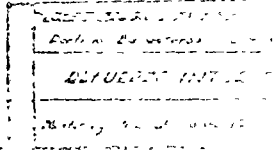


Diagrama para representar la presión y la sobre-presión en el vertical

Escala 1:100
 Escala 1:100
 Escala 1:100
 Escala 1:100



ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES

DIRECTORIO DE PROFESORES

DR. PROFIRIO BALLESTEROS BAROCIO
JEFE DE LA SECCION DE ESTRUCTURAS
DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES
FACULTAD DE INGENIERIA, U.N.A.M.
MEXICO 20, D.F.
TEL: 548.09.50

DR. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS
MIEMBRO DEL CONSEJO INTERNO
INSTITUTO DE INGENIERIA, U.N.A.M.
MEXICO 20, D.F.
TEL: 548.65.00 ext. 208, 548.54.79

ING. ANTONIO SANDE CAJIGAL
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE VENTAS
BUHLER MIAG, S.A. DE C.V.
BLVD. MANUEL A. CAMACHO 92 A - 3°
NAUCALPAN, EDO. DE MEXICO
TEL: 576.66.22

ING. PETER PAUL PETERSEN SCHICK
GERENTE DE VENTAS
DEPARTAMENTO ELECTRICO II
BROWN BOVERI MEXICANA, S.A. DE C.V.
BLVD. CENTRO INDUSTRIAL No. 12
FRACC. PUENTE DE VIGAS
TLALNEPANTLA, EDO. DE MEXICO
TEL: 565.40.11

ING. BRUNO LIECHTI
INGENIERO TECNICO
BUHLER MIAG, S.A. DE C.V.
BLVD. MANUEL A. CAMACHO 92 A - 3°
NAUCALPAN, EDO. DE MEXICO
TEL: 576.66.22

ING. WALTER WAESPI
INGENIERO TECNICO
BUHLER MIAG, S.A. DE C.V.
BLVD. MANUEL A. CAMACHO 92 A-3°
NAUCALPAN, EDO. DE MEXICO
TEL: 576.66.22



DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y TANQUES (DEL 19 DE OCTUBRE AL 25 DE NOVIEMBRE DE 1976)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|--|--|
| 1. ARQ. ROBERTO ALMEYDA CASTRO
México, D. F. | PETROLEOS MEXICANOS
Av. Marina Nacional No. 329
México, D. F. |
| 2. ENRIQUE CALDERON JIMENEZ
Av. Juárez No. 145-15
México 1, D. F.
Tel: 5-35-57-36 | CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
Tacuba No. 5-1er. Piso
México 1, D. F.
Tel: 5-21-73-35 |
| 3. ING. LUIS GERARDO CAMPOS ROSAS
Sor Juana Ines No. 73-6
Col. Santa María
México 4, D. F.
Tel: 5-47-80-80 | |
| 4. JORGE C. CIRETT AVILA
Carretera México Pachuca
Km. 90-1/2 No. 125
Tel: 2-30-11 | SILOS Y CAMIONES NEUMATICOS DE
HIDALGO, S. A.
Blvd. Gral. Felipe Angeles No. 1606 |
| 5. ING. JORGE A. CRUZ MENDOZA
Río Niagara No. 58 Altos
Col. Cuauhtémoc
México 5, D. F.
Tel: 5-28-88-59 | TECHINT, S. A.
Mariano Escobedo No. 510-9
Col. Anzures
México 5, D. F.
Tel: 5-45-72-39 |
| 6. ING. ALEJO DE AVILA AGUNDIS
Av. Cumbres de Maltrata No. 263-11
Col. Narvarte
México 12, D. F. | DIN INGENIEROS, S.C.
Quintana Roo 141-403
Col. Hipodromo
México 7, D. F.
Tel: 5-74-40-28 |
| 7. ING. ARTURO DESSOMMES ORTIZ
México, D. F. Z.P. 19
Goya 64-7 | INDUSTRIAS CONASUPO, S. A. DE C.V.
México, D. F. Z.P. 5
Amazonas 62-2o. Piso |
| 8. ING. ANICITO DORANTES ROMERO
Priv. Eugenio Gutiérrez No. 9
Col. Portales
México 13, D. F.
Tel: 5-32-81-42 | DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
San Antonio Abad No. 231
Col. Obrera
México 8, D. F.
Tel: 5-78-24-20 |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y
TANQUES (DEL 19 DE OCTUBRE AL 25 DE NOVIEMBRE DE 1976)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
9. ING. PEDRO ESPARZA SANDOVAL Río Atoyac 26-1 Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-11-67-90	SERVICIOS INDUSTRIALES PEÑALES Paseo de la Reforma 383-12 Col. Cuauhtémoc México 5, D. F. Tel: 5-25-92-20
10. ALFONSO GARCIA ELIAS Aguilas No. 283 Col. Aguilas México 20, D. F. Tel: 5-93-15-14	EQUIPOS PARA PROCESOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S. A. Insurgentes Centro No. 86-K Col. San Rafael México, D. F. Tel: 5-35-11-76
11. JUAN R. GARZA ORTEGA Nogal 56 Fracc. Valle de los Pinos Sta. Mónica Tlalnepantla, México Tel: 3-97-09-78	U.N.A.M. CUAUTITLAN Cuautitlan-Izcalli, Edo. de México
12. ING. MARCO A. ISLAS RAMIREZ Sorla 89-1 Col. Alamos México 13, D. F. Tel: 5-38-72-58	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 77-9o. Piso México, D. F. Tel: 5-46-65-77
13. ING. MANUEL MARTINEZ PIQUERO Av. México No. 1256 Col. Sta. Teresa Contreras México 20, D. F. Tel: 5-68-23-49	ESTRUCTURAS INDUSTRIALES DE ACERO, S.A. Av. México No. 1256 Col. Sta. Teresa Contreras México 20, D. F. Tel: 5-68-23-49
14. ING. FERNANDO MENENDEZ FERNANDEZ Monte Albán 173-1 Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-40-65-05	CONSTRUCCIONES FASA Manuel Avila Camacho No. 118 Lomas de Chapultepec México, D. F. Tel: 5-40-65-05
15. ING. CARLOS S. MIRAMONTES ROJAS Ortiz de Castro No. 5 Cd. Satélite Edo. de México	PETROLEOS MEXICANOS Av. Marina Nacional No. 329 México, D. F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DIMENSIONAMIENTO DE SILOS Y
TANQUES (DEL 19 DE OCTUBRE AL 25 DE NOVIEMBRE DE 1976)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

16. JOSE DE JESUS R. OROPEZA MEDRANO
Lago Onega No. 33
Col. Anáhuac
México 17, D. F.
Tel: 5-26-60-60

SILOS Y EDIFICACIONES, S.A.
Carr. Tenayuca Tlalnepantla 25
Edo. de México
Tel: 3-92-23-04

17. ING. JOSE A. PADILLA MUÑOZ
Av. de las Brisas No. 226-B-403
Acueducto Guadalupe
México 14, D. F.

BUFETE INDUSTRIAL
León Tolstoy No. 22
Col. Anzures
México 5, D. F.
Tel: 5-33-15-00

18. RAMON PASILLAS SOTELO
Lago Onega No. 33
Col. Anáhuac
México 17, D. F.
Tel: 5-27-14-87

SILOS Y EDIFICACIONES, S.A.
Calzada Tenayuca Tlalnepantla No. 25
Tenayuca, Edo. de México
Tel: 3-92-23-04

19. ING. MARCO A. RANGEL QUINTERO
Mártires de Tacubaya No. 17
Col. Tacubaya
México 18, D. F.
Tel: 5-15-97-71

INSTITUTO MEXICANO DE PLANEACION Y
OPERACION DE SISTEMAS
Av. Insurgentes Sur 586-402
Col. del Valle
México 13, D. F.
Tel: 5-36-91-19

20. GUILLERMO RODRIGUEZ RAMIRES
Locrecia Toris No. 37
Col. 1o. de Mayo
México, D. F.
Tel: 5-86-52-31

CONSTRUCTORA METALICA AZTECA
Avenida Mentral No. 226
Unidad Industrial Vallejo
México 14, D. F.
Tel: 5-71-09-62

21. ING. ENRIQUE SALDAÑA TOULET
Calle Convento San Lorenzo No. 8
Jardines de Sta. Mónica
Tlalnepantla, Edo. de México
Tel: 3-97-16-68

BUFETE INDUSTRIAL
Tolstoi No. 22
Col. Anzures
México, D. F.
Tel: 5-33-15-00 Ext. 165

22. ING. MORTIMER H. TAPPAN COPPEL
Av. Insurgentes Sur 1677-1106
San José Insurgentes
México 20, D. F.

HIPOTECARIA BANCOMER, S.A.
Av. San Juan de Letran 13-13o. Piso
México 1, D. F.

