



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE QUIMICA

DISEÑO DE UN TANQUE ESTRUCTURAL PARA
ALMACENAMIENTO DE PETROLEO

82

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO QUIMICO
P R E S E N T A :
GABRIEL CRUZ RODRIGUEZ

1974



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

CLAS. Tesis
ADQ. 1974
FECHA
PROC. Mit-78



QUILMES

1

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE QUIMICA

DISEÑO DE UN TANQUE ESTRUCTURAL PARA ALMACENAMIENTO
DE PETROLEO

Vo. Bo.
EL ASESOR DEL TEMA



RUDI P. STIVALET CORRAL

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O Q U I M I C O
PRESENTA
GABRIEL CRUZ RODRIGUEZ
1.974

JURADO ASIGNADO

PRESIDENTE:

JORGE SIERRA CERVANTES

VOCAL:

JULIO TERAN ZAVALETA

SECRETARIO:

RUDI P. STIVALET CORRAL

PRIMER SUPLENTE:

NATALIA SALCEDO OLAVARRIETA

SEGUNDO SUPLENTE:


CONSUELO HIDALGO MONDRAGON

SITIO DONDE SE DESARROLLO EL TEMA:

FACULTAD DE QUIMICA


NOMBRE COMPLETO Y -
FIRMA DEL SUSTENTANTE:

GABRIEL CRUZ RODRIGUEZ



NOMBRE COMPLETO Y -
FIRMA DEL ASESOR DEL
TEMA:

RUDI P. STIVALET CORRAL



A N E X O I I I

(Aceptación del trabajo escrito)

**Sr. Director de la Facultad de Química
P r e s e n t e .**

El trabajo escrito, (EN FORMA DE TESIS)

presentado por GABRIEL CRUZ RODRIGUEZ

Pasante de la Carrera de INGENIERO QUIMICO

cuyo título es: DISEÑO DE TANQUES A PRESION

es de aceptarse.

A t e n t a m e n t e

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria D. F., a 22 de octubre de 1974.

EL JURADO



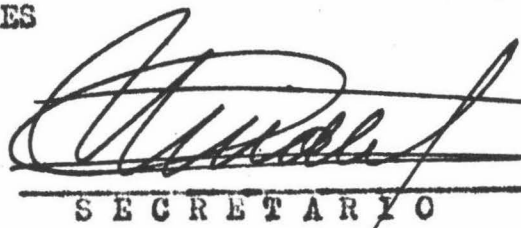
PRESIDENTE

JORGE SIERRA CERVANTES



V O C A L

JULIO TERAN ZAVALA



S E C R E T A R I O

RUDI P. STIVALET CORRAL

DEPARTAMENTO DE PASANTES Y EXAMENES PROFESIONALES

ANEXO I (REGISTRO DEL TEMA)

- 1.- Nombre del sustentante: CRUZ RODRIGUEZ GABRIEL
- 2.- Numero de cuenta 6007772
- 3.- Carrera INGENIERIA QUIMICA
- 4.- Año en que termina la carrera: 1968
- 5.- Título del tema: TESIS: "DISEÑO DE TANQUES A PRESION"
- 6.- Asesor del tema: I.Q. RUDI P. STIVALET CORRAL
- 7.- Sitio donde se desarrolla el tema: FACULTAD DE QUIMICA UNAM.
- 8.- Capítulos del tema: A) A PRESION ATMOSFERICA
B) A DIFERENTES PRESIONES
- 9.- TRABAJO BILIOGRAFICO PREVIO: NO LO HAY
- 10.-Tiempo aproximado para desarrollar el tema: 6 meses
- 11.- Domicilio del sustentante: Norte 88 #5607 Col.Gertrudis Sánchez
- 12.- Observaciones: Ninguna.

Cd. Universitaria D.F., a 23 de julio de 1973



ASESOR DEL TEMA



SUSTENTANTE

EL JEFE DEL DEPTO. DE PASANTES
Y EXAMENES PROFESIONALES

QUIM.JULIO TERAN Z.

DISEÑO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO.

INTRODUCCION

En el plano 1 y 4 se encuentra diseñado este tanque a escala. (Los 4 planos se encuentran adicionados al final de esta tesis).

Es un tanque para almacenamiento de un líquido como petróleo, agua etc.

Ha sido diseñado para soportar una presión debido al peso del líquido.

Consiste en 3 partes: a) El techo soportado por estructuras y cubierto de una envolvente de lámina estructural. Para la colocación de dicho techo se siguió el sistema del hexágono, dado por la American Petroleum Institute y dibujado en la planta estructural -- del plano I al final de esta tesis.

b) Columnas para soportar una presión de compresión y cubierto por láminas estructurales con soldadura.

c) El fondo del tanque esta diseñado en forma de hexágono estructural y cubierto con lámina estructural con soldadura.

para darle la forma cilíndrica a la lámina de la envolvente del tanque, se hace uso de un sistema de rolado.

La altura del tanque fué supuesta de 7.20 m. y un diámetro de 19 m. obteniéndose un volumen de 2040 m^3 .

Se adicionó una bomba para un gasto de 200 galones por minuto = 908 Litros por minuto, sabiendo que 1 galón = 4.54 litros.

Unos aditamentos y una escalera, dibujados en el plano 4 al final de esta tesis y sobre el tanque de almacenamiento.

Esta tesis ha sido ordenada en 18 capítulos en los que se incluye las conclusiones y la bibliografía.

Se empleará el acero estructural A36 del ASTM con límite -- elástico aparente de $2530 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$.

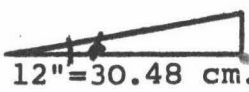
La soldadura empleada será AWS. Los remaches serán de acero A141.

para el diseño de dichos tanques, sólo es necesario los siguientes datos:

- a).- Volumen se va a almacenar.
- b).- Líquido almacenado con sus propiedades: temperatura, - densidad relativa, presión a que estará sometido; si es ó no corrosivo en el acero estructural.
- c).- Dimensiones del tanque como: diámetro, altura, inclinación del techo, etc. De acuerdo con esto lo diseñamos para armadura ó estructura según convenga.

La forma más breve de expresarlo es mediante un ejemplo que sirva de base. Todos los dibujos efectuados no estarán a escala -- por ser innecesario, pero indicarán perfectamente las dimensiones.- Los planos al final de esta tesis están diseñados a escala.

Se quiere diseñar un tanque de almacenamiento de petróleo - para una densidad relativa de 1, pues algunas veces son empleados - para almacenar agua.

El tanque será circular de 19 metros de diámetro, 7.20 me-- tros de altura y con un techo de inclinación según normas de la Ame-- rican petroleum Institute de  $3/4'' = 1.9 \text{ cm.}$

$$\text{Tangente } \phi = \frac{1.9 \text{ cm.}}{30.48 \text{ cm.}} = 0.0623 = 3^\circ 34' = \phi$$

En el centro y encima de 7.20 m., habrá una altura de 0.59- mts. y una hipotenusa de 9.52 mts. de centro de tanque a envolven- te cilíndrica de la lámina externa de la envolvente del tanque.

$$\text{El volumen del tanque será: } V = \pi r^2 h = 3.14 \times (9.5\text{m})^2 \times 7.20\text{m} = 2040.37\text{m}^3.$$

Estos datos se expresarán en el dibujo siguiente:

Nota: El esfuerzo que tomaremos como tensión y comprensión (excepto el esfuerzo de corte que es menor de los dos anteriores) - se tomará como 0.66 de 2530 $\frac{\text{kg.}_2}{\text{cm.}}$ = 1669.8 $\frac{\text{kg.}_2}{\text{cm.}}$ en vigas y columnas.

$F_y = 2530 \frac{\text{kg.}_2}{\text{cm.}}$ = Límite aparente de elasticidad ó fluencia (dando - en la página 20 del manual de fundidora Monterrey).

Para cálculos prácticos se hace una corrección para esfuerzos a comprensión dados en la página 21 y 22 del manual de Fundidora Monterrey mediante fórmulas empíricas. O sea que una vez calculado el esfuerzo requerido, se puede hacer una gráfica económica.

Este tanque está diseñado a escala.

a).- En el plano Uno, al final de esta tesis, a escala -- 1:100 (1 cm. = 100 cm. = 1 m).

b).- La otra forma de escala, es hacer el dibujo de cualquier dimensión que se necesita y luego con una regla milimétrica y sobre el dibujo empleado, medir el diámetro e igualarlo con el -- diámetro del tanque requerido.

ó sea: 95 mm. = 19 m.

ó reduciendo: 1 mm = 0.2 m.

Los cálculos empleados con una ó otra escala a) ó b) son -- equivalentes.

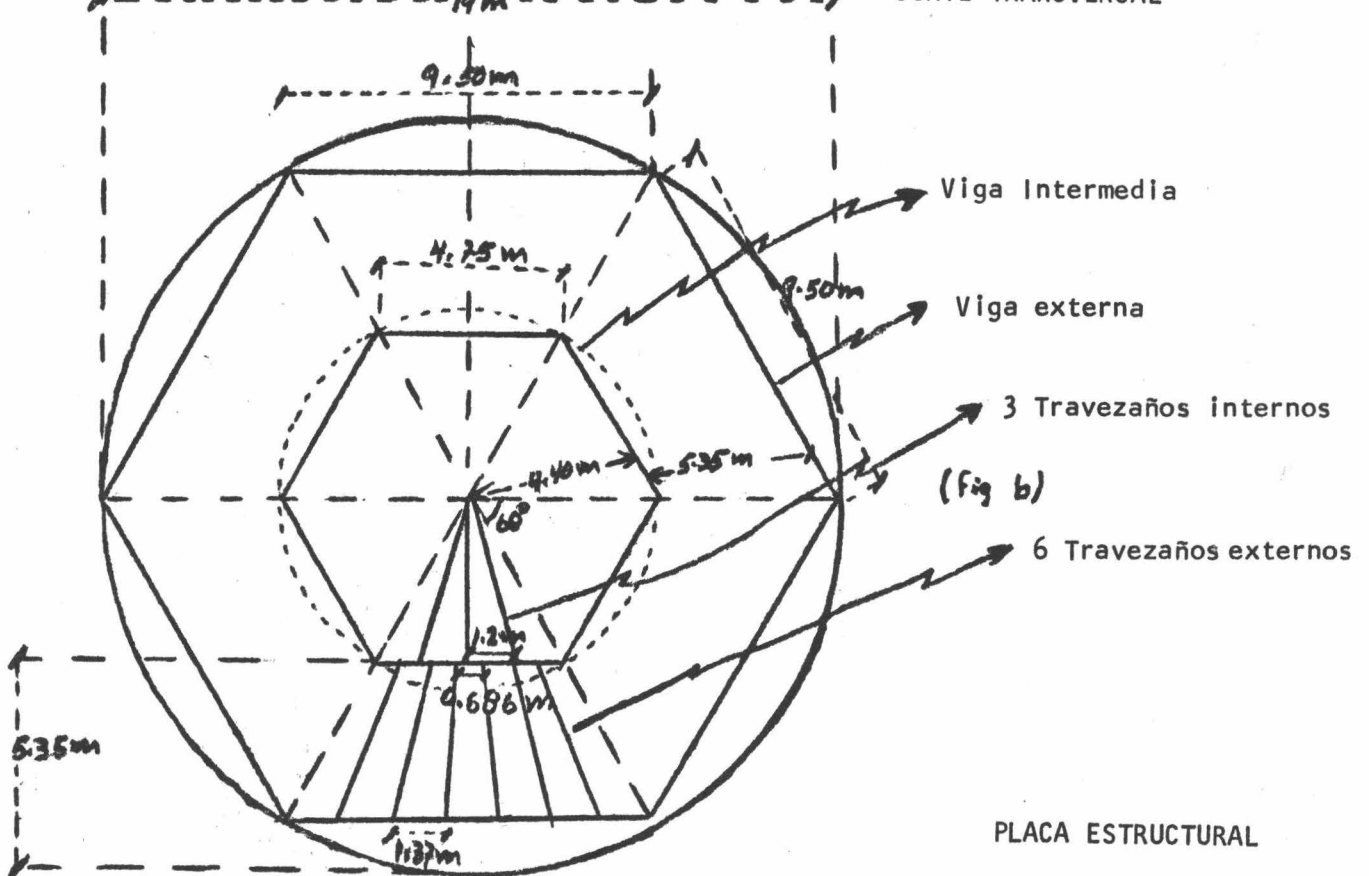
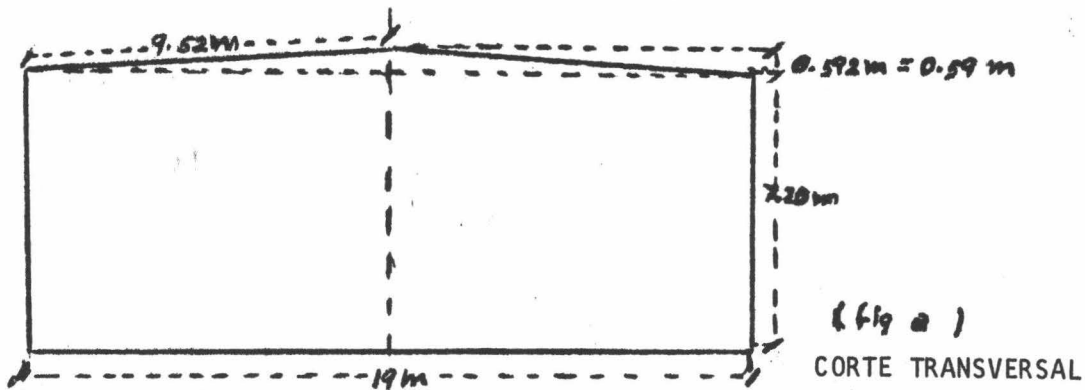
El orden de diseño a seguir será el siguiente:

Página 5 a 11 (Introducción)

- 1).- Diseño de la lámina del techo.
- 2).- Diseño de travezaños internos.
- 3).- Diseño de travezaños externos.
- 4).- Diseño de la placa cónica piramidal, que descansa sobre la columna central y sirve para soportar techo y travezaños interiores.
- 5).- Diseño de vigas internas.
- 6).- Diseño de vigas externas.
- 7).- Diseño de columna central.
- 8).- Diseño de columnas intermedias.
- 9).- Diseño de columnas externas.
- 10).- Cálculo de remaches para soportar el deslizamiento de:
 - a) Travezaños interiores con placa central y viga intermedia.
 - b) Travezaños exteriores con viga intermedia en un extremo y viga externa en el otro extremo.
 - c) Vigas intermedias sobre columnas intermedias.
 - d) Vigas externas sobre columnas externas.
- ✓ 11).- Diseño de láminas empleadas en la envolvente del tanque -- con su soldadura.
- ✓ 12).- Diseño de láminas empleadas en el fondo del tanque con su soldadura.
- 13).- Diseño de la base del tanque, empleando travezaños y vigas para soportar el esfuerzo cortante de las columnas verticales del tanque.
- 14).- Diseño de la escalera.
- 15).- Diseño de la bomba empleada para alimentar el tanque.

- 16).- Cálculo económico del tanque.
- 17).- Conclusiones.
- 18).- Bibliografía.

FORMA DEL TANQUE CILINDRICO:



Escala empleada: Indicada en Página - Siete.

$$95 \text{ mm} \hat{=} 19 \text{ m.}$$

$$1 \text{ mm} = 0.2 \text{ m.}$$

Nota: La longitud de los travesaños interiores será de 4.40 menos una longitud a la cual no pueden llegar al centro por su ancho. Cálculos exactos en la página 11.

Los travesaños internos quedarán -- colocados sobre la viga intermedia a una distancia de $\frac{24 \text{ mm}}{4} = 6 \text{ mm.}$

$$6 \text{ mm} \frac{(0.2 \text{ m})}{1 \text{ mm}} = 1.2 \text{ m.}$$

Los travesaños externos quedarán ---

colocados sobre la viga intermedia a una distancia de $\frac{24 \text{ mm}}{7} = 3.43 \text{ mm}$.

$$3.43 \text{ mm} \left(\frac{0.2 \text{ m}}{1 \text{ mm}} \right) = 0.686 \text{ m}.$$

Los travezaños externos quedarán colocados sobre la viga externa a una distancia de $\frac{48 \text{ mm}}{7} = 6.85 \text{ mm}$.

$$6.85 \text{ mm} \left(\frac{0.2 \text{ m}}{1 \text{ mm}} \right) = 1.37 \text{ m}$$

Longitud de travezaños interiores = --

$$22 \text{ mm} \times \frac{0.2 \text{ m}}{1 \text{ mm}} = 4.40 \text{ m}.$$

Longitud de travezaños exteriores = ---

$$26.75 \text{ mm} \times \frac{0.2 \text{ m}}{1 \text{ mm}} = 5.35 \text{ m}.$$

1.- DISEÑO DE LAS LAMINAS DE TECHO:

Tratándose de líquidos habiernos a la atmósfera la presión vale cero.

Como la lámina descansa sobre travezaños, seguimos el sistema del hexágono de la página 10. Esta norma esta dada por las normas del American petroleum Institute.

$$\text{Número de travezaños interiores} = \frac{\text{perímetro del círculo}}{1.676 \text{ m}} = \frac{\pi D}{1.676 \text{ m}} = \frac{3.14 \times 9.5 \text{ m}}{1.676 \text{ m}} =$$

= 17.82 = 18

Distancia máxima entre cada travezaño - que es de $5.5 = 1.676 \text{ m}$ norma de A.P.I. (American petroleum Institute).

$$\text{Número de travezaños exteriores} = \frac{\pi D}{1.676 \text{ m}} = \frac{3.14 \times 19 \text{ m}}{1.676 \text{ m}} = 35.7 = 36 \text{ travezaños exteriores}$$

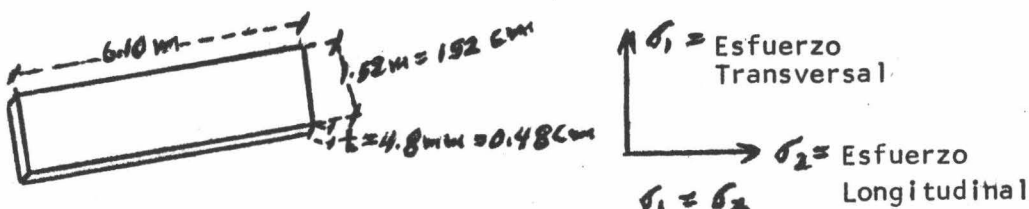
Area lateral del techo, en forma de cono.

$D = \text{Diámetro del círculo}$
 $= \pi \cdot r \cdot b = 3.14 \times 9.52 \text{ m} = 283.98 = 284 \text{ m}^2$
 $r = \text{Radio del tanque en m}$
 $b = \text{hipotenusa de inclinación del techo a partir del centro del tanque} = 9.52 \text{ m, dibujo en página 10 Fig. A}$

Cálculo de las láminas del techo:

a) Espesor de la lámina:

De la página 169 del manual de fundidora Monterrey anexada al final de esta tesis, seleccionamos una lámina (cálculo indirecto) con las siguientes medidas.



$$\text{Esfuerzo de trabajo permisible de la lámina} = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{De } 0.66 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

0.66 = Porcentaje de esfuerzo tomado para la lámina estructural

2530 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ = Límite aparente de elasticidad o diferencia del acero en pleado.

Esfuerzo que va a soportar la lámina = $\frac{472\text{kg}}{6.1\text{m} \times 1.52\text{m}} = 50.91. \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \sigma_1$

Peso que soporta una lámina = peso de lámina + peso de un individuo = 347+125=472 kg.

Espesor t de la lámina: $\sigma_1 = 50.91 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma =$ Esfuerzo que va a soportar la lámina en kg/cm^2

$$\sigma_2 = \frac{p}{a}$$

$P =$ Peso que soporta la lámina en kg

Como $\sigma_1 = \sigma_2$

$a =$ Area transversal de la lámina en cm^2

$$50.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \frac{472 \text{ kg.}}{152 \text{ cm} \times t}$$

$t =$ Espesor de la lámina en cm.

$t = 0.064 \text{ cm}$ (cálculo teórico exacto)

Como tenemos que considerar corrosión seleccionamos el menor espesor del fabricante. En este caso de la página 169 del manual de Fundidora Monterrey $t=0.48 \text{ cm} = \frac{3"}{16}$ de 1.52 m x 6.10 m con peso propio de 347kg/lámina.

b).- Peso de láminas

Volúmen de una lámina = (1.52) (6.10) (0.0048) = 0.0445 m^3

Peso de una lámina = $7.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.0445\text{m}^3 = 347 \text{ kg}$

Densidad del acero = $7.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$

Peso de un individuo = 125 kg (un peso supuesto)

Peso total por lámina = 347kg + 125kg = 472kg

Peso de todas las láminas = 30.63 láminas x $472 \frac{\text{kg}}{\text{lámina}} = \underline{14,467.4 \text{ kg}}$

c).- Número de láminas

Area del techo 284 m^2 (área calculada en página anterior)

Area de una lámina = 1.52 m x 6.10 m = 9.27 m^2

Número de láminas = $\frac{284 \text{ m}^2}{9.27 \text{ m}^2} = 30.63 \text{ lámina.}$

D.- Cálculo de la soldadura empleada en las láminas del techo:

Conviene anexar los siguientes datos:

La Sociedad Americana de soldadura nos da:

Esfuerzo de cortante para soldadura = 790 kg/cm^2

Esfuerzo de tracción para soldadura = 910 kg/cm^2

Esfuerzo de compresión para soldadura = 1260 kg/cm^2

La fundidora Monterrey nos da: (página 20 sección 5 del manual)

Esfuerzo de corte para soldadura = $0.4F_y \text{ Kg/cm}^2 = 668 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Esfuerzo de tracción para soldadura = $0.6F_y \text{ kg/cm}^2 = 1002 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Esfuerzo de aplastamiento para soldadura = varios casos.

Esfuerzo de tensión compresión de trabajo en la lámina = F_y

$$F_y = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.66 \times 2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En que 2530 kg/cm^2 = Límite aparente de elasticidad ó fluencia del acero.

Como nuestros datos los efectuamos con el manual de fundidora, éstos tomaremos.

Las láminas estarán a tope \rightarrow 

Las láminas para soldarse a tope no deberán separarse de 5 mm

$$\text{Espesor de lámina } t = 0.48 \text{ cm} = \frac{3''}{16}$$

Esfuerzo de tracción de trabajo que puede soportar la lámina:

$$\sigma_1 = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 0.48 \text{ cm} = 801.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Esfuerzo de tracción ejercido sobre la lámina:

$$\sigma_2 = 50.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 0.48 \text{ cm} = 24.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$50.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ es el esfuerzo que va a soportar la lámina:

$$\frac{472 \text{ kg}}{6.10\text{m} \times 1.52\text{m}} = 50.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ calculado en página 13}$$

Esfuerzo de tracción que puede soportar la soldadura:

$$\sigma_3 = 1002 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 0.48 \text{cm} = 481 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} ; 481 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} > 24.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \text{ aceptado.}$$

1002 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ dato a media página.

Peso de soldadura.

a) En la pág. 297 del manual de fundidora Monterrey, al final de esta tesis:

Para una soldadura a tope con penetración completa o sea ranurada con 0.6cm de espesor como máximo, se hace una separación entre placas de 0.5cm.

En nuestro caso la separación entre láminas será:

0.6cm de espesor — 0.5cm separación de placas

$$0.48 \text{cm} \text{ — } x \quad x = \frac{0.48 \text{cm}}{0.6 \text{cm}} \times 0.5 \text{cm} = 0.4 \text{cm.}$$

0.48cm = espesor de lámina empleada al final de esta tesis:

b) (en la pág. 118 del manual)

Para todas las soldaduras de ranura, al peso calculado se agrega el 100%. (al peso de soldadura de chaflán se le agrega el 100%).

Metros de soldadura = 282m (medidos a escala aproximadamente; esto, uniendo las láminas).

peso de soldadura = $0.37 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ (dato pág. 118 del manual)

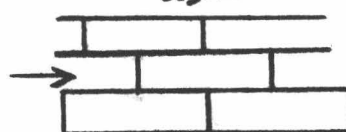
Peso de soldadura total = $282 \text{ m} \times 0.37 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 104.34 \text{ kg} \times 2 = 208.68 \text{ kg}$

se multiplica por 2 para agregarle el 100%

Soldadura de Ranura Recta



Colocación de las Láminas



Diseño del techo:

El cálculo del techo se hará de acuerdo al sistema de hexágonos dado en el dibujo de la página siguiente.

a) para el techo.

para el diseño de la estructura, necesitamos conocer el peso de láminas y de soldadura correspondiente, que van a descansar sobre cada travezaño de acuerdo al diseño.

En cada ángulo de 60°, caben 3 travezaños interiores y una placa de descanso, ambos sobre la columna central; los mismos 3 travezaños exteriores descansan en una viga intermedia, apoyada esta en 2 columnas intermedias. Los mismos 6 travezaños externos descansan sobre una viga externa apoyada a su vez en dos columnas externas.

Area de todo el techo = 284 m^2 , (página 17 y 18)
 Area para 3 travezaños interiores = 9.8 m^2 , (A_4)
 (Calculado en la página siguiente)
 Area para 6 travezaños exteriores = 37.5 m^2 , (A_5)
 (Calculado en la página siguiente)
 Peso total de las 30.7 láminas del techo = 14,467.4 kg.
 (Calculado en la página 13 de este trabajo)
 Peso de las láminas en 3 travezaños interiores:

$$\frac{9.8 \text{ m}^2}{284 \text{ m}^2} \times 14,490.4 \text{ kg} = 498 \text{ kg}$$

peso de las láminas en 6 travezaños exteriores:

$$\frac{37.5 \text{ m}^2}{284 \text{ m}^2} \times 14,490.4 \text{ kg} = 1913.2 \text{ kg}$$

peso total de soldadura en el techo = 208.68 kg.

(Calculado en la página anterior)

peso de soldadura para el área de 6 travezaños exteriores.

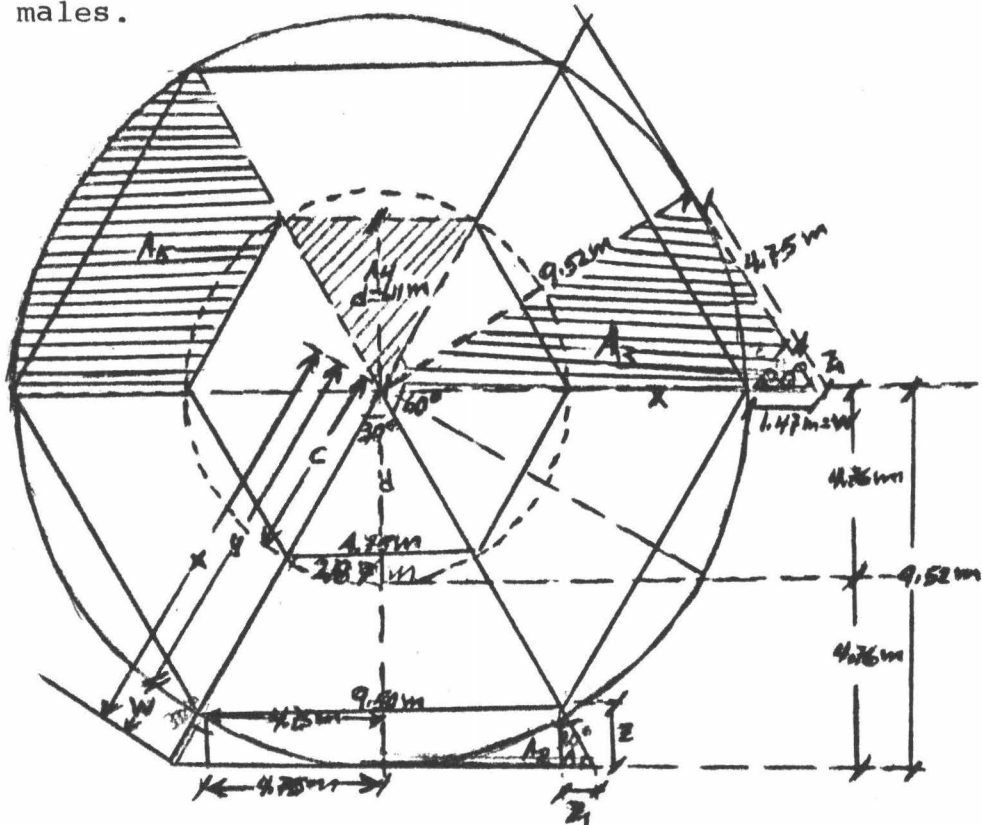
$$\frac{37.5 \text{ m}^2}{284 \text{ m}^2} \times 208.68 \text{ kg} = 27.55 \text{ kg.}$$

Peso de soldadura para el area de 3 travezaños interiores.

$$\frac{9.8 \text{ m}^2}{284 \text{ m}^2} \times 208.68 \text{ kg} = 7.20 \text{ kg.}$$

Nota: En todo cálculo manual, existen errores en las decimales -- comprobado, cuando se trata calculos parciales con un cálculo total.

En este caso, lo que se puede hacer es disminuir el error -- al mínimo, con la regla ya conocida de aproximación de decimales.



$$A_4 = 9.8 \text{ m}^2, \text{ Página 18}$$

$$A_5 = 37.5 \text{ m}^2 \text{ Página 18}$$

$$A_{\text{total}} = 284 \text{ m}^2, \\ \text{techo} \\ \text{Página 18 Techo}$$

Necesitamos el area A_4 y A_5

Luego, encontramos los cálculos preliminares:

$$x = \frac{9.52}{\cos 30^\circ} = \frac{9.52}{0.866} = 10.97\text{m}$$

$$y = 9.5\text{m}$$

$$c = \frac{2.375}{\sin 30^\circ} = \frac{2.375}{0.5} = 4.75\text{m}$$

$$d = \frac{2.375}{\tan 30^\circ} = \frac{2.375}{0.5774} = 4.11\text{m}$$

$$w = x - y = 10.97 - 9.5 = 1.47\text{m}$$

$$z' = (1.47\text{m}) \cos 30^\circ = 1.47 (0.866) = 1.27\text{m}$$

$$z_1 = 1.47 \sin 30^\circ = 1.47 (0.5) = 0.73\text{m}$$

$$z_1 = 1.47 \text{ sen } 30^\circ = 1.47 (0.5) = 0.73\text{m}$$

$$2A_1 = 2 \left[\frac{z_1 \cdot z}{2} \right] = 2 \left[\frac{(0.730) (1.27)}{2} \right] = 2 (0.93)\text{m}^2; A_1 = 0.93\text{m}^2$$

$$2A_2 = 2 \int y_1 dx_1 = 2 \int_0^{4.75} ax_1^2 dx_1 = 2a \left[\frac{x^3}{3} \right]_0^{4.75} = 2 \left[a \frac{(4.75)^3}{3} \right]$$

Como la ecuación de una parábola es $y_1 = ax_1^2$

luego, $x_1 = 4.75\text{m}$

$$y_1 = z = 1.27\text{m}$$

Despejando, $a = \frac{y_1}{x_1^2} = \frac{1.27}{(4.75)^2}$ que sustituyendo

$$2A_2 = 2 \left[\frac{1.27}{(4.75)^2} \frac{(4.75)^2 (4.75)}{3} \right] = 2 (2.01); A_2 = 2.01\text{m}^2; 2A_2 = 4.02\text{m}^2$$

$$2A_3 = \frac{2(4.75\text{m} + 0.73\text{m}) 9.52\text{m}}{2} = 2 (26.085); A_3 = 26.085\text{m}^2; 2A_3 = 52.17\text{m}^2$$

$$A_4 = \frac{4.75\text{m} \times 4.11\text{m}}{2} = 9.76 \text{ m}^2 = 9.8\text{m}^2$$

$$A_5 = 2A_3 - 2A_2 - 2A_1 - A_4 = 52.17 \text{ m}^2 - 4\text{m}^2 - 2(0.93)\text{m}^2 - 9.76\text{m}^2 = 37.5\text{m}^2$$

$$\text{Area total del techo ó cono circular} = 6A_4 + 6A_5 = 6(9.8\text{m}^2) + \dots \\ 6(37.5\text{m}^2) = 284\text{m}^2$$

(También calculada en página 13)

2.- DISEÑO DE TRABEZAÑOS INTERIORES
(Dibujo en página.17 de este trabajo)

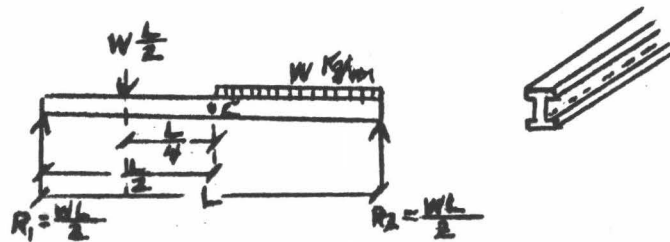
peso de láminas para un travezaño interior:

$$\frac{\text{Peso de láminas en tres travezaños}}{3} + \frac{\text{peso de un individuo}}{3} + \frac{\text{Peso de soldadura}}{3}$$

Datos en la página 16 de esta tesis

$$\frac{498\text{kg}}{3} + \frac{125\text{kg}}{3} + \frac{7.20\text{kg}}{3} = 166\text{kg} + 41.66\text{kg} + 2.4\text{kg} = 210.06\text{kg}$$

El peso para el travezaño será de una carga uniformemente-distribuida y el travezaño libremente apoyado.

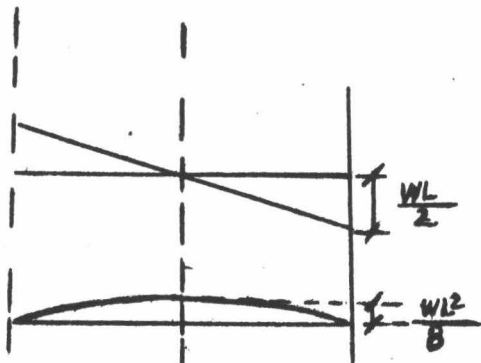


para carga uniformemente distribuida, el cortante se hace-cero en el centro.

$$T_c = Fy = \frac{wl}{2} - \frac{wl}{2} = 0$$

Y en este punto el momento es máximo

$$M_c = \frac{wl}{2} \left(-\frac{L}{2}\right) - \left(\frac{wl}{2}\right) \left(\frac{L}{4}\right) = \frac{WL^2}{4} - \frac{WL^2}{8} = \frac{2WL^2}{8} - \frac{WL^2}{8} = \frac{WL^2}{8}$$



$\frac{WL}{2}$ Diagrama de cortante.

$\frac{WL^2}{8}$ Diagrama de flexionante.

$$M_c = (W_{pp} + P_{te}) \frac{L^2}{8}$$

M_c = Momento flexionante máximo en -- kg-cm.

$$W_{pp} = 0 \text{ (supuesto)}$$

W_{pp} = peso del travezaño en kg.
(Inicialmente no se conoce el peso del travezaño),

$$P_{te} = 210.06 \text{ kg} \frac{1}{4.16 \text{ m}}$$

P_{te} = peso de la lámina del techo -- + su soldadura + peso de un in dividuo (supuesto).

$$P_{te} = 50.49 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ = Límite elástico aparente del acero.

4.16m = Longitud corregida del travezaño interior, página siguiente.

Cálculos en páginas (10) y (19)

$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ = Límite elástico aparente del acero.

$$L = 4.40 \text{ m} - (0.3048 - 0.07) \text{ m} = 4.16 \text{ m}$$

página 10 y página 23

$1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.66 \times 2530 =$
esfuerzo de trabajo de la viga en --

$$M_c = (0 + 50.49 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) \frac{(4.16 \text{ m})^2}{8}$$

$$= 109.06 \text{ kg-m}$$

$\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
(Pág. 10)

$$M_c = (W_{pp} + P_{te}) \frac{L^2}{8}$$

M_c = Momento flexionante máximo en -- kg-cm

por la fórmula de: $\sigma = \frac{Mc}{S}$

L = Longitud de travezaño en m

$$1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \frac{10,906 \text{ kg-cm}}{S \text{ cm}^3}$$

S = Modulo de sección en cm^3

$S = 6.53 \text{ cm}^3$, con este valor de (S) y (de la página 186 del manual) seleccionamos una viga tipo I de 3" (76.2 mm) de peralte con $W_{pp} = 8.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$; $S_x = 27.1 \text{ cm}^3$.

Y con este valor recheckamos en la fórmula de momento flexionante --

$$M_c = (W_{pp} + P_{te}) \frac{L^2}{8}$$

$$= (8.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 50.49 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) \frac{(4.16 \text{ m})^2}{8} = 127.37 \text{ kg-m}$$

$$\sigma_2 = \frac{12,737 \text{ kg-cm}}{27.1 \text{ cm}^3} = 470 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

para ser aceptado:

$$\sigma_1 = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > \sigma_2 = 470. \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

peso total de un travezaño interior con techo y 4.16 m de longitud

$$W = (8.48 + 50.49) \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 4.16 \text{ m} = 245.27 \text{ kg}$$

peso de un travezaño interno únicamente con 4.16 m de longitud

$$W = 8.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 4.16 \text{ m} = 35.28 \text{ kg}$$

3.- DISEÑO DE TRAVEZAÑOS EXTERIORES

(Se efectúa en la misma forma que en el cálculo anterior -- pág. 10).

$$\frac{1913.2 \text{ kg}}{6} + \frac{125 \text{ kg}}{6} + \frac{27.55 \text{ kg}}{6} = 318.86 + 20.83 + 4.59 = 344.48 \text{ kg.}$$

$$M_c = (W_{pp} + P_{te}) \frac{L^2}{8}$$

$W_{pp} = 0$ (supuesto), puesto que inicialmente no conocemos el peso del travezaño en $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$

$$P_{te} = \frac{344.48 \text{ kg}}{5.35} = 64.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$P_{te} = 64.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$L = 5.35 \text{ m}$ (en página 10, longitud de travezaño exterior)

$$M_c = (0.64.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) \frac{(5.35)^2}{8} = 230.55 \text{ kg-m}$$

$$\sigma_1 = \frac{M_c}{s}$$

$$1669.8 = \frac{23,055 \text{ kg-cm}}{s \text{ cm}^3}$$

$\sigma_1 = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, que es el esfuerzo de trabajo del travezaño (página 20)

$$s = 13.80 \text{ cm}^3$$

(En la página 186 del manual) seleccionamos una viga tipo I de 3" (76.2mm) con $W_{pp} = 8.48 \text{ kg}$; $s = 27.1 \text{ cm}^3$.

Rechecamos con la fórmula de momento flexionante.

$$M_c = (W_{pp} + P_{te}) \frac{L^2}{8}$$

$$M_c = (8.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 64.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) \frac{(5.35)^2}{8} = 260.91 \text{ kg-m}$$

$$\sigma_2 = \frac{26,091 \text{ kg-cm}}{27.1 \text{ cm}} = 962.76 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para ser aceptado $\sigma_1 = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > \sigma_2 = 962.76 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

peso total de un travezaño exterior con techo y 5.35 m de longitud.

$$W = (8.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 64.40) \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 5.35 \text{ m} = 389.91 \text{ kg}$$

peso de un travezaño externo únicamente con 5.35 m de longitud.

$$W = 8.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 5.35 \text{ m} = 45.41 \text{ kg}$$

4.- DISEÑO DE LA PLACA CONICA PIRAMIDAL CENTRAL TRIANGULAR.

Va a servir para dar la inclinación y apoyar los travezaños interiores para que puedan descansar sobre la columna central.

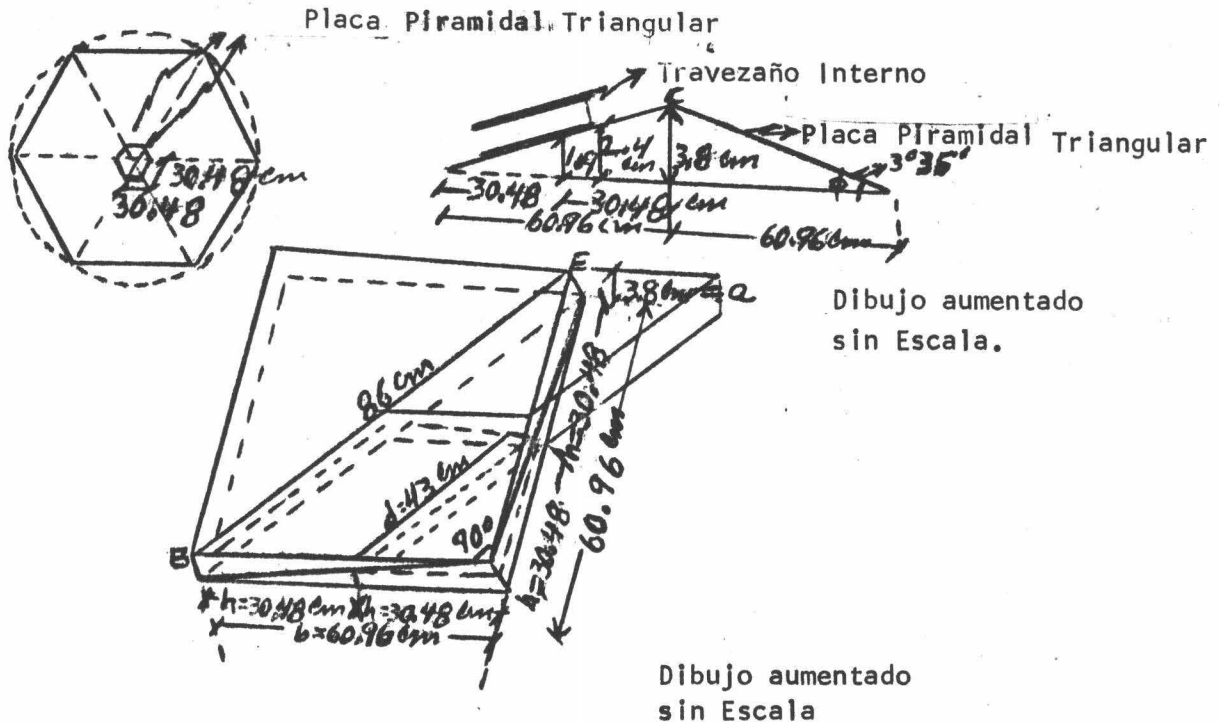
Es fácil apreciar que siguiendo el sistema del hexagono, en cada triangulo de 60° entran 3 travezaños internos, y como cada travezaño de $3" = 7.62$ cm de peralte, tiene un ancho de 5.9 cm = 6 cm - (pág. 187 del manual), se requieren 6 cm x 3 travezaños = 18 cm y - por tanto los travezaños llegarán como a 25 cm del punto c (punto central de la columna). por lo que se diseña una placa de 30.48 cm de radio, dejando de estos 30.48 cm de la placa para el descanso de los 3 travezaños de 5 a 7 cm.

La placa se diseña para 3 travezaños con una abertura de 60° (pág. 10 de este trabajo) y un espesor suficiente que evite el cortante, no obstante que dicha placa va a descansar sobre la columna que va a diseñarse, en la que soldada a esta y en forma vertical se anexaran 6 ángulos verticales en forma de placas rectangulares - (3 a cada lado del alma de la columna) para acentar la placa de apoyo horizontal y evitar pandeo.

Si una vez diseñada la columna, resultara que su peralte es reducido y que la placa de asiento cónica piramidal queda algo volada en la parte del patín de la columna, se ponen pedazos soldados de ángulo de placa vertical rectangular igual que los 6 anteriormente nombrados. Despreciando este peso de los pedazos soldados al patín de la columna.

Las siguientes figuras ilustran a) las medidas para calcular el peso de la placa de asiento piramidal, b) dimensiones para el calculo de placas angulares rectangulares con peso y soldadura colocadas en el alma de la columna.

a).-



$$V = \frac{b \times b \times a}{4} - \frac{h \times d \times i}{2} - \frac{h \times h \times i}{4} = \frac{(60.96 \text{ cm} \times 3.8 \text{ cm} \times 60.96 \text{ cm})}{4} -$$

$$\frac{(1.9 \text{ cm} \times 43 \text{ cm} \times 30.48 \text{ cm})}{2} - \frac{(30.48)^2 \text{ cm}^2 \times 1.9 \text{ cm}}{4} =$$

$$184 \text{ cm}^3 \times \frac{\text{m}^3}{10^6 \text{ cm}^3} = 0.001844 \text{ m}^3$$

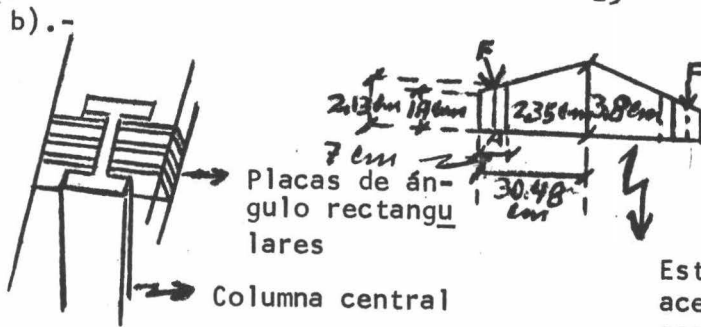
como el ángulo no es de 90° sino de 60° , $0.00184 \text{ m}^3 \times \frac{2}{3} = 0.00111 \text{ m}^3$.

$\frac{2}{3} =$ es proporción de 90°

$$\text{Densidad del acero} = 7.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$\text{peso de un triangulo de } 60^\circ = 7.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.00111 \text{ m}^3 = 0.0086 \text{ ton} = 8.6 \text{ kg}$$

peso de toda la piramide triangular circular, o sea por 6 lados =
 $= 8.6 \text{ kg} \times 6 = 51.6 \text{ kg}$.



Esta placa piramidal triangular, va acentada sobre columna central y placas angulares rectangulares (soldadas a su vez, a la columna central).

Como esta placa piramidal, va a estar sujeta a aplastamiento, se calcula el esfuerzo que va a soportar, y el espesor sobre el que van a descansar los 3 travezaños en cada ángulos de 60° .

$$\sigma_1 = 0.4 F_y = 0.4 (2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) = 1012 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

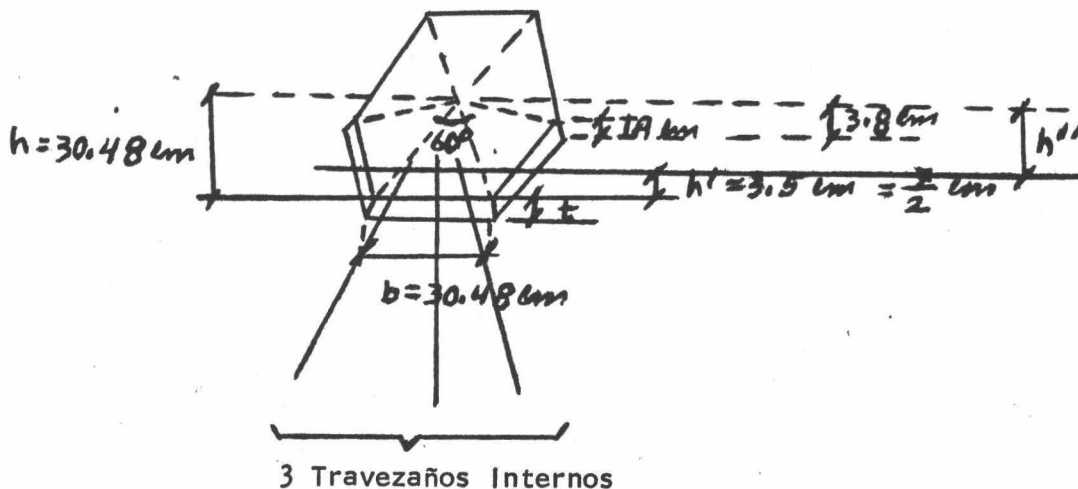
σ_1 = Esfuerzo a compresión que puede soportar la placa triangular central.

$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ = Límite elástico aparente del acero empleado.

$$\sigma_2 = \frac{P}{a} = \frac{367.92 \text{ kg}}{100.55 \text{ cm}^2} = 3.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

σ_2 = Esfuerzo a compresión que va a soportar la placa piramidal triangular en cada ángulo de 60° y en el área en la que descansan los 3 travezaños con su techo.

Como $\sigma_1 > \sigma_2$ es aceptable esta placa piramidal triangular.



Cálculo de la (a) y (P)

a = Area del trapecio donde descansa el peso P de 367.92 kg. que es el peso mayor.

$$a = \frac{(b + b') h}{2} = \frac{(30.48 \text{ cm} + 26.98 \text{ cm}) 3.5 \text{ cm}}{2} = 100.55 \text{ cm}^2$$

b = base mayor del trapecio

b' = base menor del trapecio

h' = altura del trapecio empleado

2 = relación de area de trapecio

$$b = 30.48 \text{ cm}$$

$$b' =$$

Por proporción

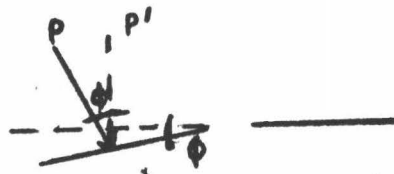
$$h = 30.48 \text{ cm} \quad \text{--} \quad b = 30.48 \text{ cm}$$

$$h'' = 26.98 \text{ cm} \quad \text{--} \quad b'$$

$$b' = \frac{26.98 \text{ cm} \times 30.48 \text{ cm}}{30.48 \text{ cm}} = 26.98 \text{ cm}$$

$$h' = 3.5 \text{ cm}$$

$$P =$$



$$P' = P \cos \phi = 367.92 \text{ kg} (0.99) = 364.24 \text{ kg}$$

$$\phi = 3^\circ 34'$$

$$P = \frac{498 \text{ kg} + 7.20 \text{ kg} + 125 \text{ kg} + (35.28 \text{ kg}) 3}{2} = 367.92 \text{ kg.}$$

P = (En página 16 y 21) = peso de láminas sobre 3 travezaños interiores + peso de soldadura empleada en las láminas sobre el área de 3 travezaños interiores

+ peso de un individuo + peso de los 3 travezaños interiores.

Este peso total se divide entre 2 -- puesto que este peso descansa sobre 2 extremos; de un lado sobre la placa piramidal central (Y esta sobre la columna central) y el otro lado descansando sobre la viga intermedia.

P' = Es la proporción de P sobre el eje y

P = Es la fuerza aplicada sobre el eje x (sobre la placa piramidal central, - en cada ángulo de 60°), con una inclinación de $3^\circ 34'$.

Cálculo del espesor (t) de placa piramidal sobre la que descansan los 3 travezaños internos, con su techo por cada ángulo de 60° .

$$\text{De } \sigma_2 = \frac{P}{a} = \frac{P}{bxt}$$

$$3.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \frac{367.92 \text{ kg}}{30.48 \text{ cm} \times t}$$

$$t = \frac{367.92 \text{ kg}}{30.48 \text{ cm} \times 3.66} = \underline{3.29 \text{ cm}}$$

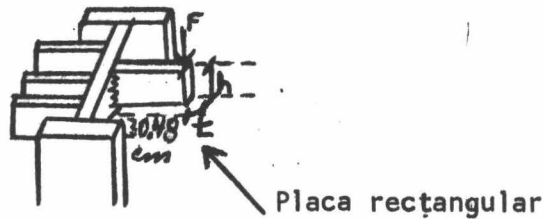
Luego corregimos la placa piramidal a un espesor ó grosor $t = 3.29 \text{ cm}$ en vez de 1.9 cm como se había dibujado inicialmente -- (Pág. 24).

Como la diferencia de pesos (debido a la corrección de t) -- para esta placa piramidal en un cálculo y en otro, es despreciable, no se hace corrección de peso en la placa piramidal.

Peso que va a soportar cada placa angular rectangular soldada a la columna. (se suponen 3 placas a cada lado, soportando 2 medios travezaños cada placa =

$$= \frac{\text{Peso de un travezaño interno con su peso de techo} \times 2 \text{ medios}}{2}$$

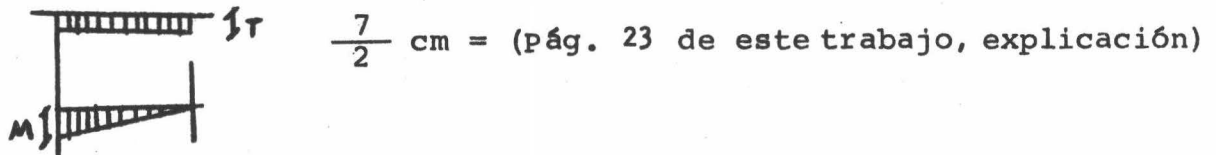
travezaños internos con peso de techo = 245.27 kg (pág. 21)



Estas placas se calculan como una viga en voladizo cuyo cortante es uniforme y el momento flector es cero en el extremo de la fuerza aplicada y máximo en el extremo de la soldadura, (caso de la viga en voladizo).

Esfuerzo cortante $T = 245.27\text{kg}$

Momento máximo $M = 245.27\text{kg} \times (30.48\text{cm} - \frac{7}{2}\text{cm}) = 6616.38\text{kg} - \text{cm}$



Por la formula $\sigma_n = \frac{(M \text{ max}) (y)}{I_c}$; $I_c = \frac{1}{12} t h^3$

Esfuerzo de trabajo de la placa = $1669.8\text{kg}/\text{cm}^2$ (pág.20)

$$1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \frac{6616.38\text{kg-cm} \times \frac{(10 \text{ cm})}{2}}{\frac{1}{12} t \times (10\text{cm})^3}$$

El espesor (t) de la placa empleada será:

$$t = 0.237 \text{ cm} \approx \frac{3}{32} \text{ ''}$$

(Equivalencia de tablas de cm a pulgadas).

σ_n = tensión normal en $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

M = momento máximo en kg-cm
 y = distancia de la fibra extrema al eje neutro en cm.
 $\text{cm.} = \frac{h}{2}$

$$I = \frac{1}{12} (\text{base}) (\text{altura})^3 \text{ en cm}^3 \times$$

cm = momento de inercia en cm^4 .

h = altura de placa rectangular = 10cm; (supuesto).

t = base o espesor de placa rectangular.

Para disminuir al esfuerzo de trabajo de placa, seleccionamos

$$t = 0.63 \text{ cm} \frac{1''}{4} \text{ (Aumentado para cualquier sobrecarga o corrosión, - "supuesto")}$$

Con este nuevo espesor la placa está trabajando con esfuerzo de $652 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (de la fórmula $(\sigma_n = \frac{M_{\text{max.}} \cdot y}{I})$ (pág 28)

y el esfuerzo de trabajo de la placa es de $1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
 volumen de placa = $30.48 \text{ cm} \times 10 \times 0.63 \text{ cm} = 192 \text{ cm}^3 \times \frac{\text{m}^3}{10^6 \text{ cm}^3} = 192 \times 10^{-6} \text{ m}^3$ (página 28 y 29)

Densidad del acero = $7.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ (estructural "dato")

Peso de una placa $7.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 192 \times 10^{-6} \text{ m}^3 = 1.5 \text{ kg}$.

Peso de las 6 placas rectangulares = $1.5 \text{ kg} \times 6 = \underline{9 \text{ kg}}$

Calculo de soldadura para estas placas: (Dibujo en esta página)

Vamos a soldar en forma de bisel (dado en la figura A, B, C,)

$$\sigma_1 = \text{Esfuerzo de trabajo de placa} = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 0.63 \text{ cm} = 1052 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$\sigma_2 = \text{Esfuerzo a que esta trabajando la placa} = 652 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 0.63 \text{ cm} = 410 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$G = \text{Garganta de soldadura} = t \text{ sen } 45^\circ = 0.63 \text{ cm} (0.7071) = 0.45 \text{ cm} = G$$

$\sigma_4 =$ Esfuerzo a que esta trabajando la soldadura

$$\sigma_4 = 2 \times 790 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 0.45 \text{ cm} = 711 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

2 = Ya que son 2 lados con soldadura en la placa.

$$\sigma_3 = 790 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \text{tensión por cortante de la soldadura empleada}$$

metros de soldadura = $20 \text{ cm} \times 6 = 120 \text{ cm} = 1.20 \text{ m}$.

6 = seis placas (3 a cada lado del alma)

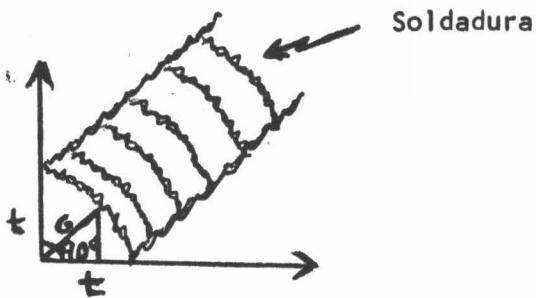
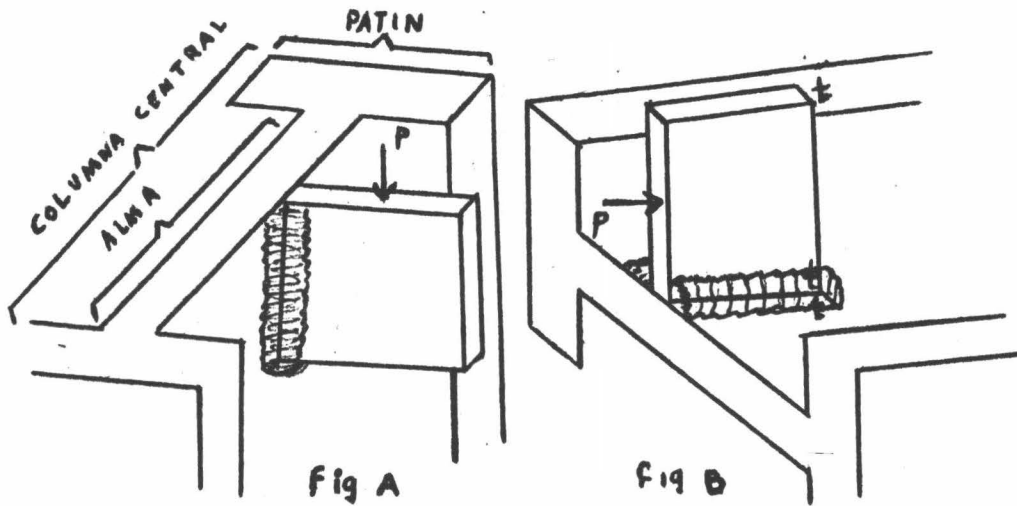
$$\text{peso de soldadura} = 1.20 \text{ m} \times 0.37 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = \underline{0.44 \text{ kg}}$$

Peso total de placa piramidal de asiento + peso de 6 placas rectangulares y su soldadura: $51.6 \text{ kg} + 9 \text{ kg} + 0.44 \text{ kg} = 61.04 \text{ kg}$

(Pág. 24 y 29)

0.37 $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$ = Peso de la soldadura empleada. (Dato, página 118 del manual)

De la página 169 del manual se selecciona la plancha de acero de 1/4 de espesor y se hacen los cortes que se requieran.



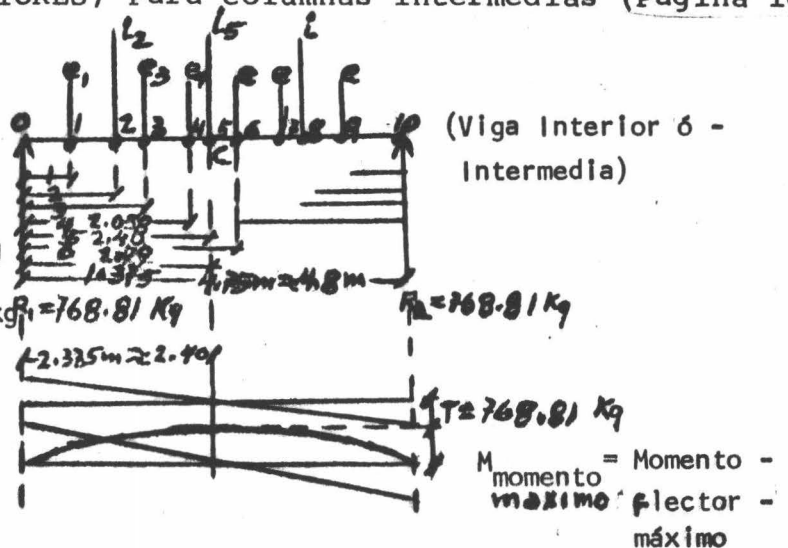
5.- DISEÑO DE VIGAS INTERIORES; Para columnas intermedias (Página 10)

$L = 4.75 =$ Longitud de viga intermedia

$$1/2 = \frac{245.27 \text{ kg}}{2} = 122.64 \text{ kg}$$

$$1/2 = \frac{389.91 \text{ kg}}{2} = 194.95 \text{ kg}$$

(Páginas 21 y 22)



$$R_1 = 3e + 1.5i = 768.81$$

T = Cortante de carga (expresado en la gráfica anterior)

$i = 1.2 \text{ m} =$ distancia de separación sobre la viga intermedia entre cada travezaño interno (pág. 10)

$e = 0.686 \text{ m} =$ distancia de separación sobre la viga intermedia entre cada travezaño externo (pág. 10)

Distancias de separación de 0 a 10 en: $e_1, i_2, e_3, e_4, i_5, e_6, e_7, i_8, e_9$.

$$1 = 0.686 \text{ m (distancia de 0 a } e_1)$$

$$2 = 1.2 \text{ m (distancia de 0 a } i_2)$$

$$3 = 0.686 \times 2 = 1.37 \text{ m (distancia de 0 a } e_3)$$

$$4 = 0.686 \times 3 = 2.058 \text{ m (distancia de 0 a } e_4)$$

$$5 = 1.2 \times 2 = 2.4 \text{ m (distancia de 0 a } i_5)$$

$$6 = 0.686 \times 4 = 2.744 \text{ m (distancia de 0 a } e_6)$$

$$7 = 0.686 \times 5 = 3.43 \text{ m (distancia de 0 a } e_7)$$

$$8 = 1.2 \times 3 = 3.60 \text{ m (distancia de 0 a } i_8)$$

$$9 = 0.686 \times 6 = 4.12 \text{ m (distancia de 0 a } e_9)$$

$$10 = 4.8 \text{ m (distancia de 0 a 10)}$$

Necesitamos encontrar el punto en el que el cortante sea igual a --

acero ya que ahí está localizado el momento máximo.
Se calcula cada uno de los esfuerzos cortantes; aquí solo mencionaremos dos;

T = fuerza cortante en kg.

$$T_5 = R_1 - e_1 - i_2 - e_3 - e_4 - i_5 \quad \text{cuando}$$

$$T_5 = 768.81 \text{ kg} - 3 (194.95 \text{ kg}) - 1.5 (122.64) = 0 \text{ kg}$$

$$T_6 = R_1 - e_1 - i_2 - e_3 - e_4 - i_5 - e_6$$

$$T_6 = 768.81 \text{ kg} - 3.5 (194.95) - 2 (122.64) = -158.80$$

$$\sum_{c=5} M = R_1 (2.40 \text{ m}) - e_1 (2.40 - 0.686) \text{ m} - i_2 (2.40 - 1.2) \text{ m} - e_3 (2.40 - 1.37) \text{ m} -$$

$$e_4 (2.40 - 2.058) \text{ m} = 768.81 \text{ kg} (2.40 \text{ m}) - 194.95 (1.689 \text{ m}) - 122.64$$

$$(1.175 \text{ m}) - 194.95 \text{ kg} (1.0005 \text{ m}) - 194.95 (0.317 \text{ m}) = 1114.04 \text{ kg-m}$$

con la fórmula $\sigma_1 = \frac{M}{S} = \frac{MY}{I}$ $\sigma_1 = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ = esfuerzo de trabajo de la viga.

$$1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \frac{1,114.04 \text{ kg-cm}}{S \text{ cm}^3} \quad M = \text{kg-cm} = \text{momento flexionante máximo}$$

$$S = 66.7 \text{ cm}^3 = \text{módulo de sección } S = \text{módulo de sección de la viga en cm}^3$$

$$I = \text{Momento de inercia en cm}^4$$

y = distancia de la tensión aplicada al eje neutro (la tensión máxima está en la fibra externa)

(En la página 186 del manual) vigueta tipo I con $w_{pp} = 14.88 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$;

$$S = 79.3 \text{ cm}^3 \text{ y } 5" = 12.7 \text{ cm de peralte}$$

Rechecamos con la fórmula de momento flexionante, no olvidando que en el momento máximo anterior, consideramos a la viga sin carga; y aquí si se incluye esta carga, en el que su momento flexionante es $\frac{wL^2}{8}$; que deberá sumarse al momento correspondiente de las cargas.

$$M_f = 1,114.04 \text{ kg-m} + \frac{wL^2}{8} = 1,114.04 \text{ kg-m} + 14.88 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \left(\frac{4.75 \text{ m}}{8} \right)^2 =$$

$$1,156 \text{ kg-m}$$

$$\sigma_2 = \frac{115,600 \text{ kg-cm}}{79.3 \text{ cm}^3} = 1456 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para ser aceptado: $\sigma_1 = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > \sigma_2 = 1456 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Peso de una viga intermedia por 4.75m de longitud con peso de techo y travezaños correspondientes internos y externos. Los travezaños - que descansan sobre la viga intermedia son 3 internos y 6 externos- (pág. 10, 21 y 22 de este trabajo)

$$\frac{245.27\text{kg}}{2} (3) + \frac{389.91\text{kg}}{2} (6) = 1537.59\text{kg}$$

Peso de una viga intermedia con peso de techo interno y externo y - y 4.75m de longitud.

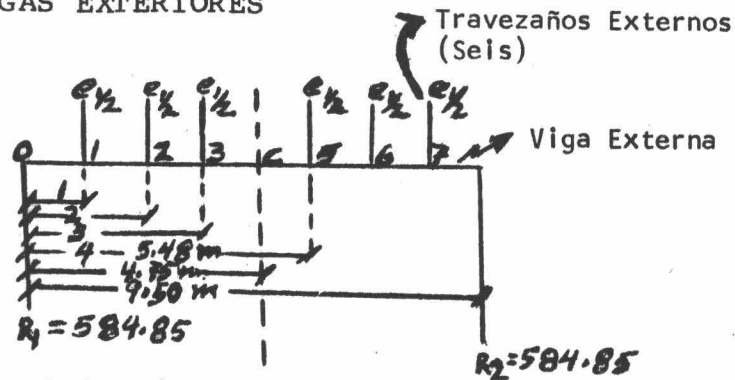
$$1537.59\text{kg} + (14.88 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 4.75\text{m}) = 1598.3\text{kg}$$

peso exclusivamente de una viga por 4.75m de longitud.

$$14.88 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 4.75\text{m} = 60.68\text{kg}$$

6.- DISEÑO DE VIGAS EXTERIORES

(Página 10)



$L = 9.5\text{m} =$ longitud de viga externa.

$$e_{1/2} = \frac{389.91\text{kg}}{2} = 194.95 \text{ (Página 22)}$$

$$R_1 = 1.5e = 584.85$$

$e = 389.91 =$ peso de travezaño exterior con techo y 5.35m de longitud (pág. 22)

$e_{\text{ext}} = 1.37\text{m} =$ distancia de separación sobre la viga externa entre cada travezaño externo (Pág. 10)

$$1 = 1.37 \text{ m}$$

$$2 = 1.37 \times 2 = 2.74\text{m}$$

$$3 = 1.37 \times 3 = 4.11\text{m}$$

$$4 = 1.37 \times 4 = 5.48\text{m}$$

$$5 = 1.37 \times 5 = 6.85\text{m}$$

$$6 = 1.37 \times 6 = 8.22\text{m}$$

$$R_1 = 194.95\text{kg} (3) = 584.85\text{kg}$$

En la misma forma que en el cálculo anterior, tenemos el cortante en el punto c y por lo tanto su momento máximo (pues se trata de cargas simétricas iguales)

$$\sigma_1 = \frac{Mc}{S} \quad \sigma_1 =$$

$$\sigma_1 = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad Mc =$$

$$\text{(Dato, página 32)} \quad S =$$

$$\Sigma Mc = 584.85 (4.75\text{m}) - 194.95 (4.75-1.37)\text{m} - 194.95\text{kg} (4.75-2.74)$$

$$-194.95 (4.75-4.11)\text{m} = 2875.19 - 194.95 (3.38\text{m}) - 194.95 (2.01\text{m})$$

$$-194.95 (0.63\text{m}) = 1702.8\text{kg-m}$$

$$1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \frac{170,280 \text{ kg-cm}}{S \text{ cm}^3}$$

$$S = 102 \text{ cm}^3$$

(En la página 186 del manual) encontramos una viga tipo I de 6" = 152.4mm de peralte con peso de 18.60 $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$ y $S = 119.0 \text{ cm}^3$ de módulo de sección.

De la misma forma:

$$M_f = 1702.8 \text{ kg-m} + \frac{WL^2}{8} = 1702.8 \text{ kg-m} + 18.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \left(\frac{9.5\text{m}}{8}\right)^2 = 1912.63 \text{ kg-m}$$

$$\sigma_2 = \frac{M_f}{S} = \frac{1912.63 \text{ kg-cm}}{119 \text{ cm}^3} = 1607 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{para ser aceptado } \sigma_1 = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > \sigma_2 = 1607 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Peso de una viga externa por 9.5 m de longitud con peso de techo y travezaños exteriores correspondientes:

$$584.85 \times 2 + \left(18.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 9.5\text{m}\right) = 1345.20 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso exclusivamente de viga por 9.5m de longitud} = 18.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times$$

$$9.5\text{m} = 176.7 \text{ kg.}$$

7.- COLUMNA CENTRAL.

Peso de un travezaño interno con su correspondiente peso de techo y 4.16m de longitud = 245.27kg (pág. 21)

Peso de medio travezaño con su correspondiente peso de techo =
= 122.63 kg.

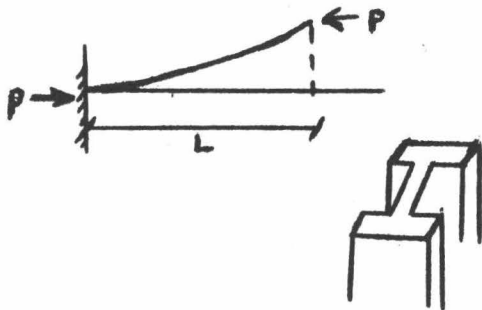
peso de los 18 medios travezaños para columna central = 122.63kg x
18 = 2207.34 kg.

Peso de placa de asiento + peso de 6 placas rectangulares y su soldadura = 61.04 kg (pág. 29). (placa para la columna central)

Peso que soporta la columna central = 2207.34 kg + 61.04 kg =
2268.38 kg.

Longitud de un travezaño interno: $L = (4.40 - 0.23)m = 4.17m$

(Pág. 10 y 21)



0.23m = Longitud de espacio circular para poder colocar los travezaños en la columna central. Al efecto, se construyó una placa circular piramidal de apoyo con 30.48 cm de radio, apoyándose los travezaños en 7 cm del mismo (pág. 23)

Longitud de la columna $L = (7.20) + (0.592)m - 0.076m - 0.033m =$
7.68m (pág. 6 y 10)

Esta longitud se basa en que los travezaños interiores tienen 3 pulgadas de peralte = 7.62cm. El espesor de la placa conica es de 2.35 cm ~~=~~ 2.4cm y estos dos valores deben restarse. (pág. 20 y 24). Pero el espesor-- corregido exacto es $t = 3.29$ cm -- (pág. 27)

por fórmula de Euler, calculamos la carga crítica: P_{cr} en Kg.

$$P = \frac{\pi^2 EI}{4L^2} = \frac{(3.14)^2 (2.1 \times 10^6) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times I \text{ cm}^4}{4 (768 \text{ cm})^2} = (2.19 I) \text{ kg.}$$

$E = 2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}_2}{\text{cm}}$ = módulo de elasticidad del acero

I = momento de inercia del eje que sufre flexión para el cual es - mínimo el momento de inercia en cm^4

L = Longitud de la viga en cm.

La carga en la columna se considera colocada en el centro por tener distribución circular.

De la página 241 del manual buscamos un momento de inercia que sobrepase la carga de 2268.38 kg que necesita soportar la columna.

Encontramos una columna I de 8" x 8" = 20.32 cm x 20.32 cm de perfilte.

$W_{pp} = 52 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$; momento de inercia de $I_{y_e} = 1777 \text{ cm}^4$

Luego: $P_{cr} = (2.19) (I) = 2.19 \times 1777 \text{ cm}^4 = 3891.6 \text{ kg} >$ de
2268.26 kg

Peso soportado por la columna central + peso de columna central de 7.68 m de longitud.

$2268.38 \text{ kg} + 52 \frac{\text{kg}}{\text{m}} (7.68\text{m}) = 2668.26 \text{ kg}.$

Peso únicamente de columna central en 7.69 m de longitud =

$52 \frac{\text{kg}}{\text{m}} (7.68\text{m}) = 399.88 \text{ kg}.$

8.- DISEÑO DE COLUMNAS INTERMEDIAS.

Cada columna soporta la mitad del lado izquierdo y la mitad del lado derecho en peso de vigas intermedias con su correspondiente peso de travezaño y techo interno y externo. Por lo que basta considerar un solo lado de la columna sin dividir entre 2 ya que -- luego hay que multiplicar por 2 (pág. 33 y 32)

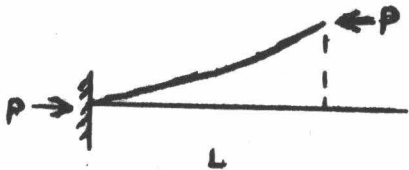
Peso soportado por cada columna intermedia = 3145.95 kg.

$$\left[\frac{245.27 \text{ kg}}{2} (3) + \frac{389.91 \text{ kg}}{2} (6) \right] 2 + (14.88) \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 4.75\text{m} =$$

$$= 3145.95 \text{ kg (pág. 33)}$$

$$\text{Longitud de la columna intermedia} = 7.20 \text{ m} + \frac{0.592\text{m}}{2}$$

$$(0.076 + 0.127)\text{m} = 7.29\text{m (págs: 10, 20, 22 y 23)}$$



La columna intermedia esta situada en la mitad del radio del tanque.

$$(7.20 + \frac{0.592}{2}) \text{ m} - 0.2032\text{m} = 7.29\text{m}$$

(Página 10)

Pero además va a soportar travezaños de 3" = 7.62 cm de peralte y -- una viga de 5" = 12.7cm de peralte, cuya suma es (7.62 + 12.7)cm = -- 20.32 cm.

Y para conservar el nivel de inclinación esta longitud se resta de la longitud inicial.

En la misma forma que el diseño anterior, calculamos la carga crítica.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{4L^2} = \frac{(3.14)^2 (2.1 \times 10^6) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times I \text{ cm}^4}{4 (729 \text{ cm})^2} = 9.71$$

En la página 186 del manual buscamos un momento de inercia que al multiplicarse por 9.7 exceda la carga soportada de 3145.95 kg

Encontramos una $I = 12" = 30.48 \text{ cm}$ de peralte con $W_{pp} = 47.39 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

con un momento de inercia $I_{Yc} = 395.4 \text{ cm}^4$

$$P_{cr} = 9.71 = 9.7 \times 395.4 = 3834.28 \text{ kg} > 3145.95 \text{ kg}$$

peso soportado por una columna intermedia + peso de la columna intermedia de 7.29 m

$$3145.95 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 47.39 \frac{\text{kg}}{\text{m}} (7.29\text{m}) = 3491.41$$

peso exclusivamente de una columna intermedia de 7.29 m de longitud.

$$47.39 \frac{\text{kg}}{\text{m}} (7.29\text{m}) = 345.46 \text{ kg.}$$

9.- DISEÑO DE COLUMNAS EXTERNAS.

En la misma forma que el caso anterior, en la página 35 de este trabajo al final de diseño de vigas externas tenemos: carga soportada por una columna externa = $\frac{1345.20 \times 2}{2} = 1345.20$

La columna va a soportar travezaños de 3" = 7.62 cm de peralte y una viga de 6" = 15.24 cm de peralte, por lo que para conservar el nivel:

$$(7.62 + 15.24) \text{ cm} = 22.86 \text{ cm.}$$

$$L = 7.20\text{m} - (0.23\text{m}) = 6.97\text{m}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{4L^2} = \frac{(3.14)^2 (2.1 \times 10^6) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times I \text{ cm}^4}{4 (697 \text{ cm})^2} = 10.6I$$

En la página 186 del manual encontramos:

$$I \text{ de } 8" = 20.32\text{cm de peralte con } W_{pp} = 27.38 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{momento de inercia } I_{Y6} = 157.3 \text{ cm}^4$$

$$P_{cr} = 10.6I \text{ kg} = 10.6 \times 157.3 = 1667.4 > 1345.20$$

peso soportado por una columna externa + peso de la columna externa de 6.97m

$$1345.20 \text{ kg} + 27.38 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times (6.97\text{m}) = 1536.04$$

peso exclusivamente de una columna externa de 6.97 m de longitud.

$$27.38 \frac{\text{kg}}{\text{m}} (6.97\text{m}) = 190.84 \text{ kg.}$$

10.- CALCULO DE REMACHES PARA SOPORTAR DESLIZAMIENTO DE: (Figura 2)
(Página 10)

- Travezaños interiores con placa central y viga intermedia.
- Travezaños exteriores con viga intermedia en un extremo y viga externa en el otro extremo.
- Vigas intermedias sobre columnas intermedias.
- Vigas externas sobre columnas externas.

De los cálculos anteriores obtenemos los siguientes datos:

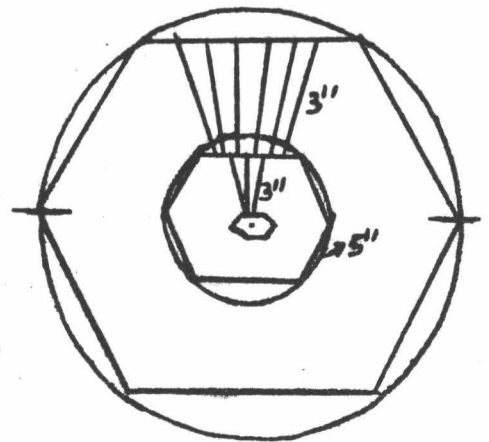
- Cada travezaño interior, descansa: en un extremo sobre 7 cm, de la placa central piramidal y sobre el otro extremo descansando sobre la mitad del ancho de patin de la viga intermedia.

Espesor de placa de apoyo central = 1.9 cm.
(Página 24), ya corregido $t = 3.29$ cm.
(Página 27)

Travezaño de 3" de peralte = 7.62 cm.
(Página 20 y del manual en página 187)

Ancho de patin = 5.9 cm.
Espesor de patin = 0.66 cm.
Gramil = 3.6 cm. (Es la distancia central a donde se coloca cada remache)

Viga de 5" de peralte = 12.7 cm.
(Página 32 y del manual en página 187)



Ancho de patin = 7.6 cm.

Espesor de patin = 0.83 cm.

Gramil = 4.0 cm.

De la página 24 del manual:

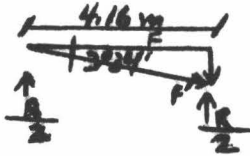
Esfuerzo de cortante en remaches = $1050 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Esfuerzo de aplastamiento en remaches = $2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Esfuerzo de tensión o tracción en remaches = $1400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Peso total de un travezaño interno con peso de techo correspondiente y 4.16m de longitud = 245.27 kg. = R (pág 21)

Inclinación del techo: 3° 34'



Sobre viga y travezaño

$$F = 0 \text{ (Pero se supone } F = \frac{R}{2} \text{ por cualquier -- sobrecarga)}$$

$$\cos 3^\circ 34' = \frac{F}{F'}$$

$$F' = \frac{245.27}{2 \times 0.99} = 123 \text{ kg (Sobre viga y travezaño interno)}$$

$$\frac{R}{2} = \frac{245.27 \text{ kg}}{2} = 123 \text{ kg}$$

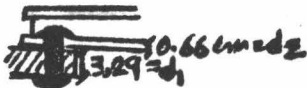
$$\sigma_1 = \text{Esfuerzo que va a soportar el remache} = \frac{123 \text{ kg}}{1.99 \text{ cm}^2} = 62 \text{ kg} = \frac{F}{A_r^2}$$

$$\sigma_2 = \text{Esfuerzo cortante del remache} = 1050 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 3.14 \left(\frac{1.27 \text{ cm}}{2}\right)^2 = 2089.5 \text{ kg. (Página 41 y 42)}$$

$$\text{Area del remache} = \pi r^2 = 3.14 \left(\frac{1.27 \text{ cm}}{2}\right)^2 = 1.99 \text{ cm}^2$$

Diámetro de remache supuesto = 1.27 cm (supuesto)

$$\text{Esfuerzo al aplastamiento del remache} = 2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (0.66 \times 1.27 \text{ cm}) = 2355.34 \text{ kg.}$$



(Figura de placa y travezaño Interno)

0.66 cm = espesor de patin de travezaño de 3" (página 41)

para calcular el número de remaches se selecciona el menor de los dos esfuerzos, porque es el que primero produce rotura y por la misma razón se selecciona el menor espesor cuando se unen 3 piezas.

$$\text{Número de remaches} = \frac{F}{F_1} = \frac{123 \text{ kg}}{2089.5 \text{ kg}} = 0.1 = 1 \text{ remache}$$

Luego colocamos un remache entre travezaño interno y viga -

interna y otro remache entre placa y travezaño interno pero en -- diagonal para evitar movimiento. (aunque casi la inclinación es - horizontal)

Número de travezaños internos = 18 (página 10)

Número de remaches:

18 remaches con un agarre (para placa y travezaño interno)

18 remaches con otro agarre (para travezaño y viga intermedia)

Agarre y largo necesario para los remaches en placa y travezaño - interno.

Espesor de placa de apoyo = 3.29 cm.

Espesor de patin de travezaño de 3" \rightarrow = $\frac{0.66 \text{ cm}}{\text{agarre } = 3.95 \text{ cm}} = 1 \frac{9}{16}$

(Agarre y largo necesario explicado en página 279 del manual).

En página 279 del manual para remache de $\frac{1}{2}$ " = 1.27 cm.

de diámetro y un agarre de $1 \frac{5}{8}$ " = 4.12 cm, hay un largo necesario de $2 \frac{1}{4}$ " = 5.68 cm.

para agarre y largo necesario de remache en patín interno y viga-intermedia:

Espesor de travezaño = 0.66 cm.

Espesor de patin de viga de 5 " = $\frac{0.83 \text{ cm}}{\text{agarre } 1.49 \text{ cm}} \approx \frac{19}{32}$ a $\frac{5}{8}$

En página 279 del manual se encuentra para un remache de $\frac{1}{2}$ " = 1.27 cm de diámetro y un agarre de $\frac{5}{8}$ ", un largo necesario de $1 \frac{5}{8}$ " = 4.13 cm. Requiriéndose 18 remaches.

Finalmente se necesitan 18 remaches cabeza redonda de $\frac{1}{2}$ " = 1.27 cm. de diámetro, con largo necesario de $2 \frac{1}{4}$ " = 5.68 cm.

Se necesitan 18 remaches cabeza redonda de $1/2$ " = 1.27 cm. de diámetro, con largo necesario de $1 \frac{5}{8}$ " = 4.13 cm.

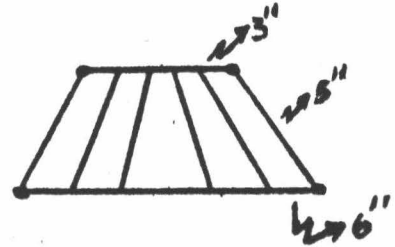
b) Cada travezaño externo descansa sobre la mitad del ancho de patin de la viga intermedia y en el otro extremo sobre todo el ancho de patin de la viga externa.

Travezaño de 3" de peralte = 7.62 cm

Ancho de patin = 5.9 cm

Espesor de patin = 0.66 cm

Gramil = 3.6 cm.



Viga intermedia de 5" de peralte = 12.7 cm.

Ancho de patin = 7.6 cm.

Espesor de patin = 0.83 cm.

Gramil = 4.0 cm.

Viga externa de 6" de peralte = 15.24 cm.

Ancho de patin = 8.5 cm.

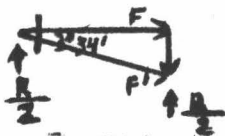
Espesor de patin = 0.91 cm.

Gramil = 4.4 cm.

Peso total de un travezaño externo con peso de techo correspondiente y 5.35 m de longitud = 389.91 kg (página 22)

inclinación del techo $3^{\circ} 34'$

Sobre viga y travezaño $F = 0$ (Pero se supone $F = \frac{R}{2}$ por cualquier sobrecarga)



$$\frac{R}{2} = \frac{389.91 \text{ kg}}{2} = 195 \text{ kg}$$

$$\cos 3^{\circ} 34' = \frac{F}{F_1}$$

$$F_1 = \frac{F}{\cos 3^{\circ} 34'} = \frac{195}{2 \times 0.99} = 97 \text{ kg} \text{ (Sobre viga y travezaño intermedio)}$$

$$\sigma_1 = \text{Esfuerzo al cortante que va a soportar el remache} = \frac{195 \text{ kg}}{2.83} = 69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = \text{Esfuerzo cortante del remache} = 1050 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 3.14 \left(\frac{1.9 \text{ cm}}{2} \right)^2 = 2971.5 \text{ kg}$$

$$\text{Area del remache} = \pi r^2 = 3.14 \left(\frac{1.9 \text{ cm}}{2} \right)^2 = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{diámetro del remache} = \frac{3''}{4} = 1.9 \text{ cm (supuesto)}$$

$$\text{Número de remaches} = \frac{F_1}{F} = \frac{195 \text{ kg}}{2971.5 \text{ kg}} = 0.1 = 1 \text{ remache}$$

Colocamos un remache entre travezaño externo y viga intermedia y otro remache entre travezaño externo y viga externa, pero en diagonal para evitar movimiento.

Número de travezaños externos = 36

Número de remaches:

36 remaches con un agarre (para travezaño y viga intermedia)

36 remaches con otro agarre (para travezaño y viga externa)

Agarre y largo necesario para los remaches.

Espesor de patin de travezaño exterior = 0.66 cm (de $\frac{3}{4}$)

Espesor de patin de viga intermedia = $\frac{0.83 \text{ cm}}{1.49 \text{ cm}}$ (de 5")
 Agarre = $\frac{0.83 \text{ cm}}{1.49 \text{ cm}} = 19/32"$

En página 279 del manual, se encuentra para un remache

$\frac{3}{4}$ = 1.9 cm de diámetro y para un agarre de $\frac{5}{8}$ = 1.59 cm,

Un largo necesario de $1" \frac{7}{8}$ = 4.76 cm

Y para el largo necesario del remache en travezaño externo y viga externa:

Espesor de patin de travezaño externo = 0.66 cm

Espesor de patin de viga externa = $\frac{0.91 \text{ cm}}{1.57 \text{ cm}}$
 Agarre = $\frac{0.91 \text{ cm}}{1.57 \text{ cm}} = 5/8"$

En la página 279 del manual se encuentra para un remache de $\frac{3}{4}$ = 1.9 cm de diámetro, y para un agarre de $\frac{5}{8}$ = 1.59 cm, un largo necesario de $1" \frac{7}{8}$ = 4.76 cm

Se necesitan 72 remaches cabeza redonda de $\frac{3}{4}$ = 1.9 cm de diámetro con un largo necesario de $1 \frac{7}{8}$ = 4.76 cm

c) Las vigas intermedias descansan sobre la mitad del peral

te de la columna intermedia en cada uno de sus extremos.

para evitar cualquier deslizamiento, vamos a unir cada extremo de la viga intermedia en cada columna, por medio de ángulos que tengan de ancho el ancho de patin menor. (aunque es igual si se selecciona el ancho de patin mayor, pero se gasta más material).

El espesor de ángulo seleccionado debe ser el espesor de patin menor.

El criterio es seleccionar un ángulo de espesor mayor que el diámetro del remache.

Viga intermedia de 5" de peralte = 12.7 cm

Ancho de patin = 7.6 cm

Espesor de patin = 0.83 cm

Gramil = 4.0 cm

Columna intermedia de 12" de peralte = 30.48 cm (pág 38 y Pág 187 del manual)

Ancho de patin = 12.7 cm

Espesor de patin = 1.38 cm

Gramil = 7.4 cm

Angulo de 3" x 3" = 7.62cm x 7.62 cm de peralte

Espesor de ángulo = 0.95cm (página 384 del manual)

peso total de una viga intermedia con peso de techo correspondiente y 4.75 cm de longitud = 1598.3 kg. (página 33)

No hay inclinación pues la viga es horizontal. Luego $F = F'$
 $F = \frac{1598.3 \text{ kg}}{2} = 799.7 \text{ kg}$ (La viga descansa sobre 2 extremos)

Los remaches estarán sujetos a aplastamiento y cortante, --
 seleccionado al menor esfuerzo.

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo cortante del remache} &= 1050 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 3.14 \cdot \left(\frac{1.27 \text{ cm}}{2} \right)^2 = \\ &= 2089.5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Area del remache} = \pi r^2$$

$$\text{Diámetro del remache} = \frac{1''}{2} = 1.27 \text{ cm (supuesto)}$$

$$\text{Número de remaches} = \frac{799.7 \text{ kg}}{2089.5 \text{ kg}} = 0.4 < 1$$

Luego observamos que en este caso, el efecto de deslizamiento es mecánico. No obstante, por fijación y sobrecarga:

Pondremos 2 remaches (uno a cada lado del patin de la viga intermedia), y 2 remaches más (uno a cada lado del patin de la columna intermedia)

Número de remaches:

24 remaches con un agarre (para viga intermedia y ángulo)

24 remaches con otro agarre (para columna intermedia y ángulo)

Agarre y largo necesario para los remaches intermedios:

Espesor de patin de viga intermedia = 0.83 cm (de 5")

Espesor de ángulo empleado = 0.95 cm
 Agarre = $\frac{0.95 \text{ cm}}{1.78 \text{ cm}} = \frac{13''}{32}$

En la página 279 del manual, se encuentra para un remache de $\frac{1''}{2} = 1.27 \text{ cm}$ de diámetro y un agarre de $\frac{7''}{8} = 2.22 \text{ cm}$, un largo necesario de $1 \frac{7''}{8} = 4.76 \text{ cm}$.

Espesor de patin de columna intermedia = 1.38 cm

Espesor de ángulo empleado = 0.95 cm
 Agarre = $\frac{0.95 \text{ cm}}{2.33 \text{ cm}} = \frac{15''}{16}$

En la página 279 del manual, se encuentra para un remache de $\frac{1''}{2} = 1.27 \text{ cm}$ de diámetro y un agarre de $\frac{7''}{8} = 2.22 \text{ cm}$ un largo necesario de $1 \frac{7''}{8} = 4.76 \text{ cm}$.

Se necesitan 48 remaches cabeza redonda de $\frac{1''}{2} = 1.27 \text{ cm}$ de diámetro con un largo necesario de $1 \frac{7''}{8} = 4.76 \text{ cm}$.

d) Las vigas exteriores descansan sobre la mitad del peral-

te de la columna externa en cada uno de sus extremos.

Dicha unión se hace por medio de ángulo y remache como en el caso anterior.

Viga externa de 6" de peralte = 15.24 cm. (pág. 35 y pág. 187 del manual).

Ancho de patin = 8.5 cm.

Espesor de patin = 0.91 cm.

Gramil = 4.4 cm.

Columna externa de 8" de peralte = 20.32 cm. (pág. 40 y pág. 187 del manual).

Ancho de patin = 10.2 cm.

Espesor de patin = 1.08 cm.

Gramil = 5.6 cm.

Peso total de una viga externa, con peso de techo correspondiente y 9.5 m. de longitud = 1345.20 kg. (pág 35).

No hay inclinación pues la viga es horizontal. Luego $F = F'$

$$F = \frac{1345.20 \text{ kg}}{2} = 672.6 \text{ Kg. (La viga descansa sobre 2 extremos)}$$

$$\text{Esfuerzo cortante del remache} = 1050 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 3.14 \left(\frac{1.27 \text{ cm}}{2} \right) = 2089.5 \text{ kg}$$

$$\text{Area del remache} = \pi r^2$$

$$\text{Diámetro del remache} = \frac{1''}{2} = 1.27 \text{ cm (supuesto)}$$

$$\text{Número de remaches} = \frac{672.6 \text{ kg}}{2089.5 \text{ kg}} < 1. \text{ No obstante:}$$

Pondremos 2 remaches (uno a cada lado del patin de la viga externa), y 2 remaches más (uno a cada lado del patin de la columna exterior).

Número de remaches:

24 remaches con un agarre (para viga intermedia y ángulo).

24 remaches con otro agarre (para columna externa y ángulo).

Agarre y largo necesario para los remaches externos.

Espesor de patin de viga externa = 0.91 cm.

Espesor de ángulo empleado = $\frac{0.95 \text{ cm.}}{1.86 \text{ cm.}}$ ~~3"~~ $\frac{3"}{4}$

En la página 279 del manual, se encuentra para un remache de $\frac{1"}{2}$ = 1.27 cm de diámetro y un agarre de $\frac{3"}{4}$ = 1.86 cm, un largo necesario de $1" \frac{3"}{4}$ = 4.44 cm.

Espesor de patin de columna externa = 1.08 cm.

Espesor de ángulo empleado = $\frac{0.95 \text{ cm.}}{2.03 \text{ cm.}}$ ~~13"~~ $\frac{13"}{16}$

En la página 279 del manual, se encuentra para un remache de $\frac{1"}{2}$ = 1.27 cm de diámetro y un agarre de $\frac{7"}{8}$ = 2.22 cm, un largo necesario de $1" \frac{7"}{8}$ = 4.76 cm.

Se necesitan 24 remaches cabeza redonda de $\frac{1"}{2}$ = 1.27 cm de diámetro, con un largo necesario de $1" \frac{3"}{4}$ = 4.44 cm.

Se necesitan 24 remaches cabeza redonda $\frac{1"}{2}$ = 1.27 cm. de diámetro, con un largo necesario de $1" \frac{7"}{8}$ = 4.76 cm.

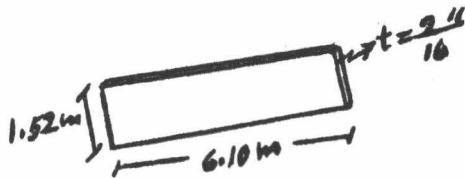
De la página 280 del manual tenemos la siguiente tabla por 100 remaches y para el peso correspondiente al número de remaches con su largo necesario que necesitamos los ponemos en la página 80 de esta tesis en el cálculo económico.

Número de remaches	Largo necesario	Diámetro de remache	peso en kg. <u>100 remaches</u>
a) 18 remaches	2" = 5.08 cm.	$\frac{1"}{2}$ = 1.27 cm.	6.45
18 remaches	$1 \frac{5"}{8}$ = 4.13 cm.	$\frac{1"}{2}$ = 1.27 cm.	5.95
b) 72 remaches	$1 \frac{7"}{8}$ = 4.76 cm.	$\frac{3"}{4}$ = 1.19 cm.	5.95
c) 48 remaches	$1 \frac{7"}{8}$ = 4.76 cm.	$\frac{1"}{2}$ = 1.27 cm.	6.45

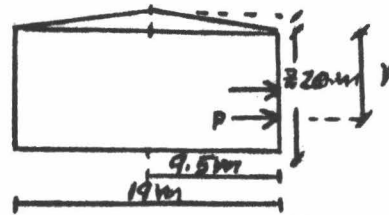
Número de remaches	Laro necesario	Diámetro de remache	<u>peso en kg.</u> <u>100 remaches</u>
d) 24 remaches	$1 \frac{3''}{4} = 4.44 \text{ cm.}$	$\frac{1''}{2} = 1.27 \text{ cm.}$	5.95
24 remaches	$1 \frac{7''}{8} = 4.76 \text{ cm.}$	$\frac{1''}{2} = 1.27 \text{ cm.}$	6.45

Nota: El peso de los 12 ángulos de 3" x 3" empleado, es despreciable.

11).- DISEÑO DE LAMINAS EMPLEADOS EN LA ENVOLVENTE DEL TANQUE, CON SOLDADURA.



(Figura 1)



(Figura 2)

Se tiene un fluido que será petróleo, con densidad relativa de aproximadamente 0.8, pero como algunas veces dichos tanques, se pueden usar para almacenar agua, la densidad relativa será $\rho_y = 1$

a) Calculamos la presión circular horizontal ejercida para el fluido sobre el tanque que estará en el centro de presión de dicho fluido.

El centro de presión (y) se calcula con la formula:

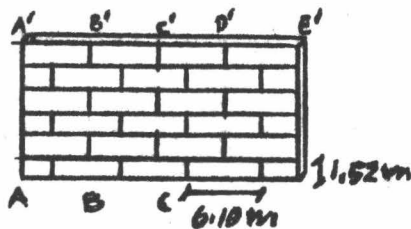
$$y = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} (7.20 \text{ m}) = 4.7 \text{ m}$$

y = centro de presión en m
h = altura del líquido del tanque en m.

$$P = w h_{cp} A = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 4.70 \text{ m} \times (3.14 \times 19 \text{ m} \times 7.20 \text{ m}) = 2,018,785 \text{ kg}$$

Nota: El peso específico del aire a 20°C y 1 atmósfera es $1.21 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

que aunque debería sumarse a la presión (p), en este caso no se toma en cuenta por ser mínimo.



(Figura 3)

p = Presión del líquido sobre el centro de presión del tanque en kg.
 $h_{cp} = y$ = Altura del líquido al centro de presión en m.

A = πDh = Area lateral del tanque en m^2 .

b) Calculamos el espesor (t) de las láminas empleadas en-

la envolvente, de acuerdo a la formula:

$$s = \frac{P' r}{t}$$

$$s = \text{Esfuerzo de trabajo de la lámina} \\ = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P' = \text{presión del fluido sobre la pared cilíndrica en } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$r = \text{Radio del tanque en cm}$$

$$t = \text{Espesor de la lámina en cm.}$$

$$P' = \frac{P}{A} = \frac{2,018,785 \text{ kg}}{429.55 \text{ m}^2 \times \frac{(100 \text{ cm})^2}{\text{m}^2}} = 0.47 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P = \text{Fuerza radial del fluido en Kg.}$$

$$A = \pi Dh = \text{Area lateral del tanque en cm}^2$$

Sustituyendo:

$$1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \frac{(0.47 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) (950 \text{ cm})}{t}$$

$$t = 0.3 \text{ cm} \times \frac{2''}{16} = \frac{1''}{8}$$

$$t = \text{Espesor de la lámina en cm.}$$

En la página 169 del manual, la lámina más cercana es - -

$$t = 0.48 \text{ cm} = \frac{3''}{16} \text{ con dimensiones de } 6.10 \text{ m} \times 1.52 \text{ m} \text{ y peso propio de } 347 \text{ kg.}$$

(Nota: Este espesor es aceptable al incluir corrosión).

c) Calculamos el número de láminas y su peso.

$$\text{No. de láminas} = \frac{\text{Area lateral del cilindro}}{\text{Area de una lámina}} = \frac{\pi Dh}{6.10 \text{ m} \times 1.52 \text{ m}} =$$

$$N_L = \frac{3.14 \times 19 \text{ m} \times 7.20 \text{ m}}{9.27 \text{ m}^2} = \frac{429.55 \text{ m}^2}{9.27 \text{ m}^2} \approx 47 \text{ láminas}$$

$$\text{Peso de láminas} = 347 \frac{\text{kg}}{\text{Lámina}} \times 47 \text{ láminas} = 16,309 \text{ kg}$$

d) Calculamos la soldadura en la envolvente cilíndrica con su peso empleado.

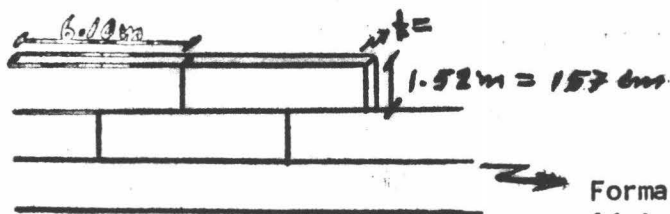
Las láminas de la envolvente cilíndrica van a trabajar a tracción.

$$\sigma_1 = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \text{Esfuerzo de trabajo de la lámina del acero estructural.}$$

$$\sigma_2 = (1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) (0.3 \text{ cm}) = 500.94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$t = 0.3 \text{ cm} =$ Espesor de la lámina en la envolvente cilíndrica.

$$\sigma_3 = (0.47 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) (0.3 \text{ cm}) = 0.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = \text{Esfuerzo que soporta la lámina.}$$



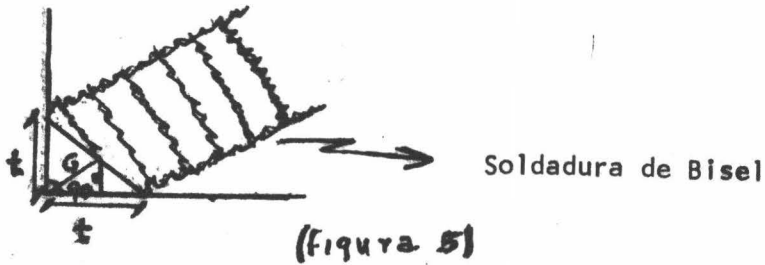
(Figura 4)

Forma en que se solda la lámina

$$\sigma_4 = 910 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \text{Esfuerzo de trabajo de tracción de soldadura.}$$

$$\sigma_5 = (910 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) (G) = (910 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) (0.21 \text{ cm}) = 191.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$G =$ Cafeto de la soldadura o garganta de soldadura.



$$G = t \operatorname{Sen} 45^\circ = (0.3 \text{ cm}) (0.7071) = 0.21 \text{ cm}$$

Si $\sigma_2 > \sigma_3 \geq \sigma_5$, es aceptable.

El peso de soldadura empleada será:

$$\text{Peso de soldadura} = 0.37 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Metros de soldadura empleada = 716.28 m (que se obtiene midiendo la periferia de una lámina y multiplicando este resultado por las 47 láminas).

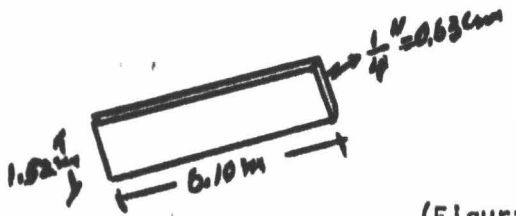
$$47 (6.10 \text{ m} + 6.10 \text{ m} + 1.52 \text{ m} + 1.52 \text{ m}) = 716.28 \text{ m}$$

y al peso obtenido se multiplica por (2) para obtener un porcentaje de seguridad.

$$\text{Peso de soldadura empleada} = 0.37 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 716.28 \text{ m} \times 2 = 530.05 \text{ kg}$$

12.- DISEÑO DE LAMINAS EMPLEADAS EN EL FONDO DEL TANQUE CON SU SOLDADURA

La lámina va a descansar sobre el concreto, por lo que únicamente tendrá esfuerzos de tracción debido a la fuerza horizontal ejercida por el fluido sobre la pared vertical.



(Figura 1)

Por esta razón, el espesor de las láminas será el mismo que el espesor de las láminas en la envolvente cilíndrica y únicamente calcularemos el número de láminas y el peso de su soldadura empleada.

a) Espesor de láminas en el fondo del tanque.

$t = 0.48 \text{ cm} = \frac{3''}{16}$ con dimensiones de 6.10 m x 1.52 m y peso propio de 347 kg.

b) Número de láminas y su peso total.

$$N = \frac{\text{Area circular del fondo del tanque}}{\text{Area de cada lámina}} =$$

Area de cada lámina

$$= \frac{\pi r^2}{1.52 \text{ m} \times 6.10 \text{ m}} = \frac{3.14 (9.5 \text{ m})^2}{9.72 \text{ m}^2} = \frac{283.39 \text{ m}^2}{9.72 \text{ m}^2} = 30.5 \text{ láminas}$$

El peso de las láminas será:

$$W = 347 \frac{\text{kg}}{\text{Lámina}} \times 30.5 \text{ láminas} = 10,583.5 \text{ kg}$$

c) peso de soldadura empleada en las láminas del fondo.

$$\text{peso de soldadura} = 0.37 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Metros de soldadura = 464.82m (que se obtiene midiendo la periferia de una lámina y multiplicando este resultado por las 30.5 láminas).

$$30.5 (6.10 \text{ m} + 6.10 \text{ m} + 1.52 \text{ m} + 1.52 \text{ m}) = 464.82 \text{ m}$$

y al peso obtenido se multiplica por (2) para obtener un porcentaje de seguridad.

$$\text{Peso de soldadura empleada} = 0.37 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 464.82 \text{ m} = 171.97 \text{ kg.}$$

Nota: En caso de que por sismo se agrietara el concreto sobre el que descansan las láminas del fondo del tanque, estas láminas tendrían que soportar el peso del líquido en el tanque; por lo que calculamos el peso del líquido en el fondo del tanque y comparamos los respectivos esfuerzos de fracción del líquido en la lámina, de la lámina y de la soldadura a tracción.

Calculamos el esfuerzo σ_1 que el líquido ejerce en el fondo del tanque.

$$P = w \cdot h \cdot A = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 283.5 \text{ m}^2 \times 7.20 \text{ m} = 2,041,000 \text{ kg}$$

P = Carga en kg del líquido en el fondo del tanque.

W = Peso específico del líquido en $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

A = πr^2 = Area circular en el fondo del tanque en $\text{m}^2 = 3.14 \cdot (9.5 \text{ m})^2 = 283.5 \text{ m}^2$

h = altura del líquido en el tanque en m.

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} = \frac{2,041,000 \text{ kg}}{283.5 \text{ m}^2 \times 10^4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2}} = 0.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

σ_1 = presión en el fondo del tanque efectuada por el líquido en $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$$\sigma_2 = 0.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 0.3 \text{ cm} = 0.216 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = \text{presión que va a soportar la lámina en el fondo del tanque}$$

t = 0.3 cm = Espesor de la lámina

$$\sigma_3 = 16698 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \text{Esfuerzo permisible de la lámina.}$$

$$\sigma_4 = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 0.3 \text{ cm} = 500.94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = \text{Esfuerzo a que va a trabajar la lámina.}$$

$$\sigma_5 = 910 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \text{Esfuerzo permisible de tracción de soldadura.}$$

$$\sigma_6 = 910 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times G = 910 \times 0.21 \text{ cm} = 191.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

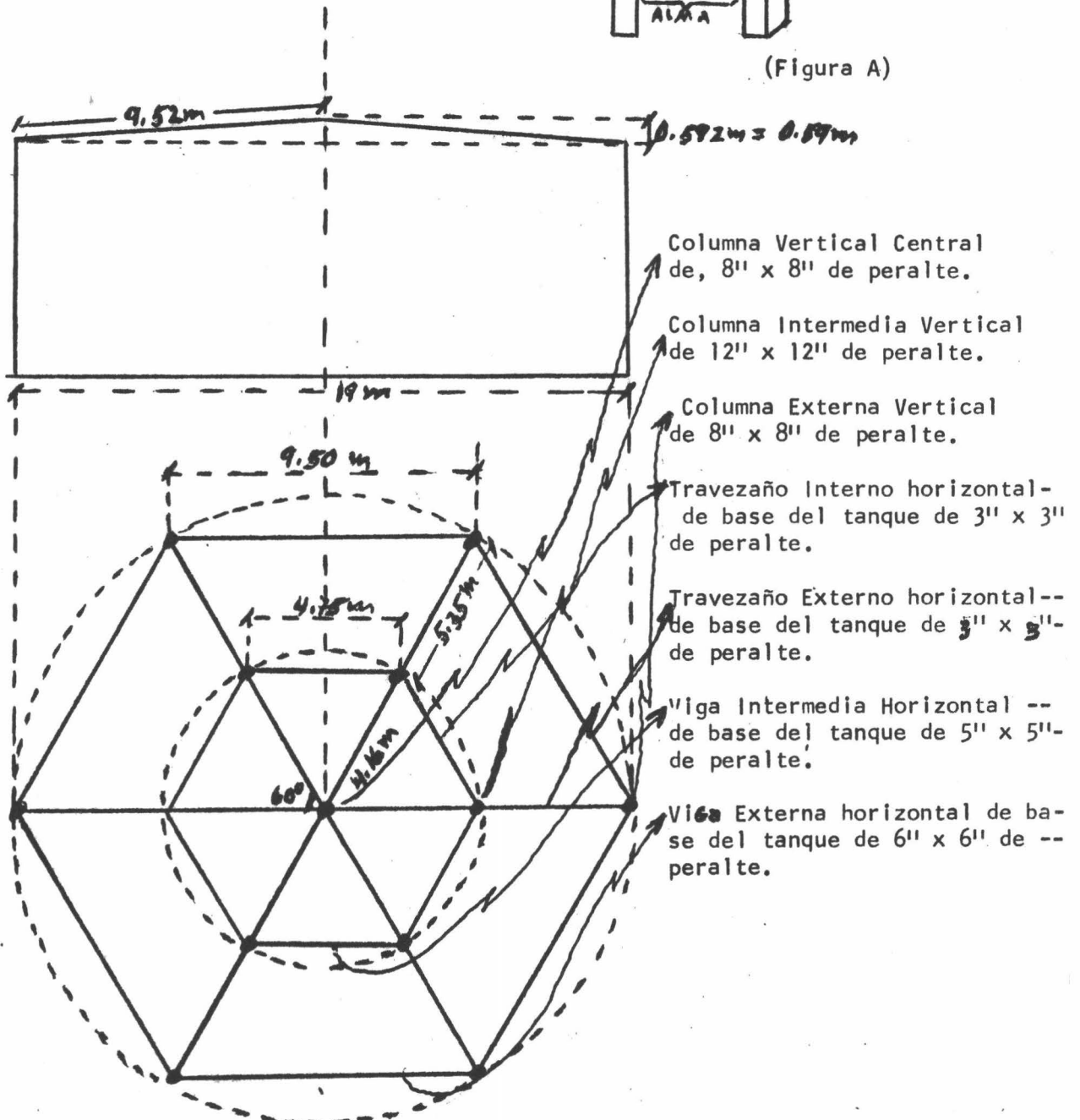
Si $\sigma_4 > \sigma_2 < \sigma_6$ es aceptable.

13.- DISEÑO DE LA BASE DEL TANQUE, EMPLEANDO TRAVEZAÑOS Y VIGAS PARA SOPORTAR EL ESFUERZO CORTANTE DE LAS COLUMNAS VERTICALES -- DEL TANQUE.

La base del tanque quedará de acuerdo a la figura siguiente;



(Figura A)



(Figura B)

En total, para diseño de la base del tanque (sin tomar en cuenta el forro de láminas de la misma base del tanque, cuyo cálculo es aparte) se emplearán:

- 1 Columna central vertical (ya diseñada)
- 6 Columnas intermedias verticales (ya diseñadas)
- 6 Columnas externas verticales (ya diseñadas)
- 6 Travezaños internos horizontales
- 6 Travezaños externos horizontales
- 6 Vigas intermedias horizontales
- 6 Vigas externas horizontales

El peso soportado de cada columna central, intermedia y externa, verticales respectivamente con su peso propio, será respectivamente:

- a) Columna central vertical de 8" x 8" de peralte con peso de --
2268.38 kg.
- b) Columna intermedia vertical de 12" x 12" de peralte con peso de
3491 kg.
- c) Columna externa vertical de 8" x 8" de peralte con peso de --
1536.04 kg.

El peso soportado de cada travezaño horizontal, intermedio y externo, para la base del tanque incluyendo su propio peso será:

- d) Travezaño horizontal intermedio de 3" x 3" de peralte con peso -
de 35.28 kg y 4.16 m de longitud.
- e) Travezaño horizontal externo de 3" x 3" de peralte con peso de -
45.41 kg y 5.35m de longitud.

El peso soportado de cada viga horizontal, intermedia y externa, para la base del tanque incluyendo su propio peso, será:

- f) Viga intermedia de 5" x 5" de peralte con peso de 60.68 kg y ---
4.75 m de longitud.

g) Viga externa de 6" x 6" de peralte con peso de 176.7 kg y 9.50 m de longitud.

Como las columnas verticales tienen un peso determinado, - al descansar sobre la base, van a impartir un esfuerzo cortante a los travezaños de la base y vigas correspondientes de la base.

De los datos (siguientes) proporcionados por el manual de fundidora Monterrey para acero estructural A36 de la ASTM y de -- la Sociedad Americana de soldadura AWS, vemos que el esfuerzo cortante es menor que el de tensión y del de compresión respectivamente y por tanto será este esfuerzo cortante el que emplearemos, no obstante que es este esfuerzo cortante el que se produce.

Para el acero estructural A36 ASTM:

$$\text{Esfuerzo al cortante} = 0.40 F_y \left(0.40 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 1012 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

F_y = Límite aparente de elasticidad -
o fluencia del acero estructural

$$\text{Esfuerzo de tensión-compresión} = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Densidad del acero estructural} = 7.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

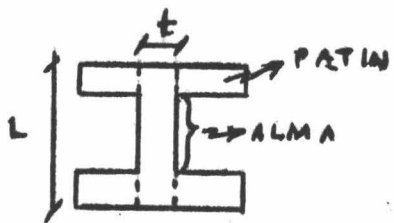
Para la soldadura AWS:

$$\text{Esfuerzo de cortante} = 790 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

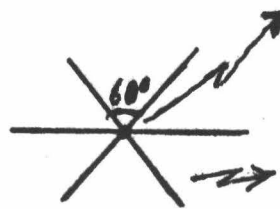
$$\text{Peso de soldadura empleada} = 0.37 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

CALCULO DE CORTANTE DE COLUMNA CENTRAL PARA TRAVEZAÑOS HORIZONTALES INTERMEDIOS EN LA BASE DEL TANQUE.

Peso de columna central = 2268.38 kg (I de 8" x 8" de peralte)



(Figura C)



(Figura D)

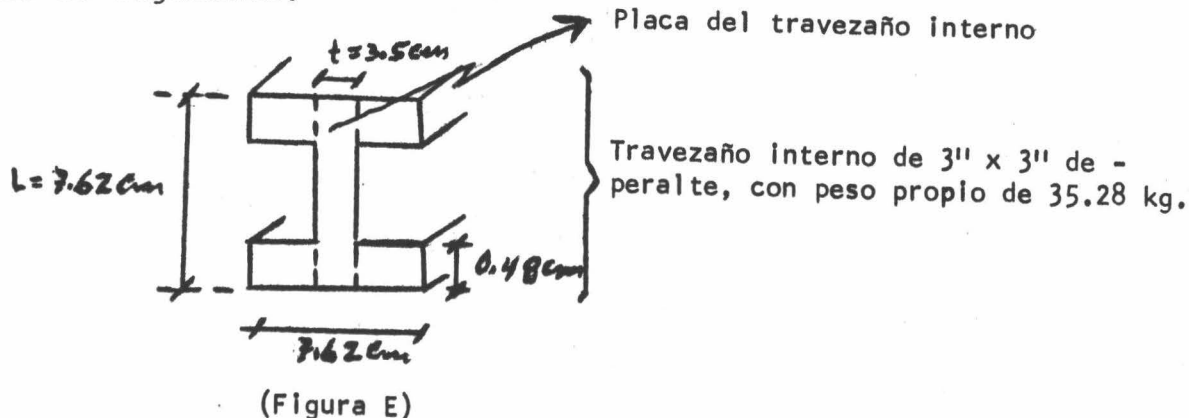
Columna central con peso de 2268.38 kg.

Travezaños interiores con peso de 35.28 kg. y 3" x 3" de peralte.

Como la columna central va a estar apoyada por (6) travezaños, cada travezaño va a soportar $\frac{1}{6}$ del peso de la columna central (y a su vez, tanto la columna vertical como los travezaños horizontales en la base del tanque, van a descansar sobre el piso que será de concreto para darle rigidez).

El detalle de colocación y soldadura, será mecánico ya que hay un ángulo de (60°) entre cada travezaño sobre la columna central, en el que el material empleado no se altera por ser de las mismas propiedades que el ya calculado; (o sea, empleando cuñas y soldadura de ser necesario).

Como va haber un cortante entre columna y travezaño en la base, lo va a resistir el travezaño, empleando como área de cortante lo siguiente:



$$A_1 = 7.62 \text{ cm} \times 3.5 \text{ cm} = 26.67 \text{ cm}^2 = \text{Area cortante de travezaño.}$$

$$P_1 = \frac{\text{peso de columna}}{6} = \frac{2268.38 \text{ kg}}{6} = 376.06 \text{ kg} = \text{peso de cortante que va a soportar un travezaño interno.}$$

Vamos a soldar en forma de bisel (indicado en la página 30- de esta tesis, figura c).

$$\sigma_1 = 1012 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \text{Esfuerzo cortante permisible de la placa de acero estructural.}$$

$$\sigma_2 = (1012 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) (3.5) = 3542 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = \text{Esfuerzo de trabajo de la placa de acero estructural del travezaño interno estructural de la base del tanque.}$$

$$\sigma_3 = \frac{P_1}{A_1} = \frac{376.06 \text{ kg}}{26.67 \text{ cm}^2} = 14.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \text{Esfuerzo a que esta trabajando la misma placa del travezaño interno de base.}$$

$$\sigma_3 = 14.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (3.5 \text{ cm}) = 49.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

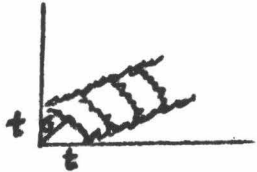
$$\sigma_4 = 790 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \text{Esfuerzo permisible cortante de la soldadura empleada.}$$

$$\sigma_5 = \left[(790 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) (3.5) \right] 2 = 5530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = \text{Esfuerzo al cortante de trabajo de soldadura en el travezaño interno.}$$

t = 3.5 cm en figura E.

Nota: Al comprobar los esfuerzos --

calculados, se ve que no es necesario multiplicar por (2) el esfuerzo (σ_5) de soldadura, pero se hace esto previendo cualquier falla por colocación de soldadura.



$$G = t \text{ Sen } 45^\circ = (3.5\text{cm}) (0.707) = 2.48 \text{ cm} =$$

= Garganta de soldadura.

(Solo para soldadura a traslape)

Si $\sigma_2 > \sigma_3 \leq \sigma_5$ es aceptable.

El peso de soldadura en un travezaño y en los (6) travezaños internos, será:

$$\text{Peso de soldadura empleada} = 0.37 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Para esto se mide el perímetro transversal del travezaño interno y se multiplica por el peso de soldadura empleada, y al dato obtenido se multiplica por (2) para obtener un factor de seguridad.

$$(0.37 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) (38.82 \text{ cm}) (2) = 28.73 \text{ kg.}$$

Como son 6 travezaños, se multiplica por 6.

$$(28.73 \text{ kg}) (6 \text{ travezaños}) = 172.38 \text{ kg.}$$

Esta misma forma se sigue para las columnas intermedias y externas de base.

Por criterio, al analizar los pesos de las columnas intermedias y externas verticales de base, se concluye que es suficiente los datos empleados de dimensiones y pesos de travezaños y vigas dados supuestamente en la figura (B).

El peso total de travezaños y vigas dados en la figura (B) y el cálculo de la soldadura empleada en la base del tanque:

El único criterio faltante es de que la soldadura empleada, si se calculó para los 6 travezaños intermedios soportando la columna central.

Unicamente para cerrar como dato el peso total (pero advirtiendo que hay que calcularlo en cada caso) y como el que resiste el cortante mayor es la viga mayor, ó sea la viga de 6" de peralte; (al peso de soldadura calculado para columna central y un travezaño interno de 3" de peralte que es 23.73 kg, lo multiplicamos por el número de puntos de contacto que exista entre columnas, travezaños y vigas de base; ó sea:

$28.73 \text{ kg} \times 24 = 689.52 \text{ kg}$, como peso total de soldadura empleada en la base del tanque.

Resumiendo:

Peso de 6 travezaños internos	= 6 (35.28)	= 211.68 kg
peso de 6 travezaños externos	= 6 (45.41)	= 272.46 kg
Peso de 6 vigas internas	= 6 (60.68)	= 364.08 kg
Peso de 6 vigas externas	= 6 (176.7)	= 1060.20 kg
Peso de soldadura total empleada.		<u>= 689.52 kg</u>
		2598.94 kg

Nota: Al calcular los travezaños y vigas en la base, debe seleccionarse un perfil cercano al esfuerzo que va a soportar.

El sismo y viento se toma como un 33% adicional del esfuerzo calculado.

Nota: Estos travezaños y vigas horizontales en el fondo del tanque, van a estar encima de la lámina del fondo del tanque; y como dicha lámina esta calculada para soportar el líquido en el tanque en caso de agrietamiento del suelo (plantilla de concreto de 50 cm. de espesor para dar rigidez), no interfiere en nada a dicha lámina.

14.- DISEÑO DE LA ESCALERA.

Altura = 7.50 m

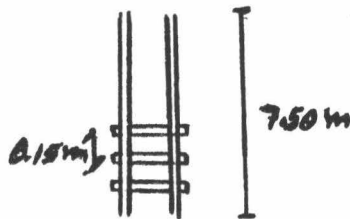
Longitud de cada escalón = 0.50 m.

Número de escalones = $\frac{750 \text{ cm.}}{15 \text{ cm.}} = 50$ escalones

peso soportado en cada columna: (suponiendo un peso de $350 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ soportado por cada escalón ó travezaño).

$350 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 50 \text{ escalones} = 17,500 \text{ kg.}$

$\frac{17500 \text{ kg}}{2} = 8750 \text{ kg} =$ peso soportado por cada columna sin incluir el peso propio de los 50 travezaños.



(Figura 1)

a). cálculo del esfuerzo que va a soportar cada escalón ó travezaño. (para esto seleccionamos de la página 262 del manual una sección rectangular de 2.54 cm x 2.54 cm. de lado respectivamente).

Como se trata de una carga uniformemente distribuida y travezaño libremente apoyado en ambos extremos, tendremos:

se aplica la fórmula:

$$\sigma_1 = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \text{Esfuerzo de trabajo del acero estructural empleado.}$$

$$\sigma_2 \text{ max} = \frac{M_c \cdot y}{I} = \frac{(1090 \text{ kg-cm}) \left(\frac{2.54 \text{ cm}}{2} \right)}{67.2 \text{ cm}^4} = 21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Y \quad M_c = \frac{WL^2}{8} = (W_{pp} + W_{te}) \frac{L^2}{8} = \left(0 + 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) \left(\frac{0.50 \text{ m}}{8} \right)^2 = 10.9 \text{ kg-m}$$

= Momento flector de la barra ó escalón.

Y = Distancia al eje neutro de la barra cuadrada en cm.

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} (50 \text{ cm}) (2.54 \text{ cm})^3 = 67.2 \text{ cm}^4 =$$

= Momento de inercia con respecto al eje de gravedad para el cual el momento efectúa flexión. En cm^4 .

Si $\sigma_1 > \sigma_2$ es aceptable.

Nota: La fórmula $\sigma_2 = \frac{M_c \cdot y}{I}$ es considerando una viga en voladizo, apoyada en un extremo. El peso de un escalón y de los 50-escalones con su soldadura es:

$$\begin{aligned} \text{Peso de un travezaño } W_1 &= \rho \times V \\ &= 7.8 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \times 3.6 \times 10^{-4} \text{ m}^3 = \\ &= (28.08 \times 10^{-4} \text{ Ton}) \left(\frac{10^3 \text{ kg}}{\text{Ton}} \right) = \\ &= 2.81 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Siendo: $\rho = 7.8 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$ = Densidad del acero.

V = Volumen de escalón de 50 cm. de longitud más 5 cm. por perforación = 55 cm. por 2.54 cm x 2.54 cm

de lado respectivamente = $3.6 \times 10^{-4} \text{ m}^3$

peso de los 50 escalones:

$$\begin{aligned} W_2 &= (2.81 \text{ kg}) (50 \text{ escalones}) = \\ &= 140.5 \text{ kg.} \end{aligned}$$

peso de soldadura empleada:

Como la soldadura va a soportar esfuerzo al cortante, necesitamos conocer las reacciones, en cada lado del escalón.

Nota : Al considerar la escalera con travezaños libremente apoyados, para facilitar su desarmado, es necesario ponerle --- unos pasadores ó topes de soldadura con espesor de la placa de escalón empleada.

Como no conocemos el cortante que se puede producir por deslizamiento del escalón en uno ó en otro sentido, suponemos como cortante la carga máxima que va a soportar (en este caso de 88.90 por cada lado extremo del escalón, por deslizamiento que produce un cortante en la soldadura empleada), y en esta forma calculamos la soldadura.

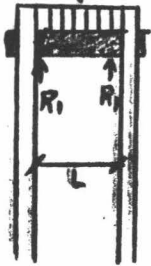
$$350 \frac{\text{kg}}{\text{m}} (0.5 \text{ m}) = 175, \frac{175}{2} = 88.9 \text{ kg.}$$

Nota: Como al colocar los travezaños sobre las columnas hay que perforar estas, para introducir los travezaños; luego a cada columna calculada sin agujeros y una vez calculada, se saca una proporción entre el peso que soporta y la dimensión que debe tener al descontar los agujeros para soportar ese mismo peso. En este diseño se hizo dicha comparación (en las páginas siguientes), al observar los esfuerzos, el peso soportado, el area de perforación de cada escalón y el area transversal de cada columna para soportar el mismo peso, siendo aceptable.

La fórmula para carga uniformemente distribuida y travezaño libremente apoyado en sus extremos, es:

$$\sum F_y = 2 R_1 - PL = 0$$

$$R_1 = \frac{PL}{2} = \frac{(355.62 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) (0.50 \text{ m})}{2} = 88.90 \text{ kg}$$



Siendo:

$$P = \text{Peso que soporta cada escalón en } \frac{\text{kg}}{\text{m}} + \text{peso propio de cada escalón en } \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$= 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + (2.81 \frac{\text{kg}}{0.5\text{m}}) = 355.62 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

(Figura 2) = Viga con carga uniformemente distribuida y 2 columnas

$$\sigma_1 = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \text{Esfuerzo permisible de placa del acero estructural A36 del ASTM}$$

$$\sigma_1 = 1669.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 2.54 \text{ cm} = 3241.29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = \text{Esfuerzo de trabajo de placa.}$$



(Figura 3)

$$\sigma_2 = \frac{R_1}{A_1} = \frac{88.90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{6.45 \text{ cm}^2} = 13.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \text{Esfuerzo a que esta trabajando la placa.}$$

$$\sigma_2 = 13.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 2.54 \text{ cm} = 34.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = \text{Esfuerzo a que esta trabajando la placa en } \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

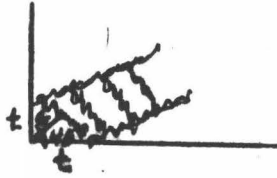
$$\sigma_3 = 790 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \text{Esfuerzo permisible de cortante de la soldadura.}$$

$$\sigma_3 = 790 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times G = 790 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 1.79 \text{ cm} = 1414 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$G = t \text{ Sen } 45^\circ = 2.54 \text{ cm} \times 0.7071 = 1.79 \text{ cm.}$$

G = Garganta de soldadura.

t = Espesor de placa en cm.



(Figura 4)

Si $\sigma_1 > \sigma_2 \leq \sigma_3$ es aceptable.

El peso de soldadura es:

$$W_s = 0.37 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times (2.54 \text{ m} \times 2) = 1.9 \text{ kg}$$

$$0.37 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = \text{peso de soldadura empleada}$$

5.08 m = Metros de soldadura (como se va a soldar en dos lados extremos será:

2(2.54 cm) x 50 escalones = 254 cm = 2.54 m) y este peso se multiplica por 2 para tener un factor de seguridad por pérdidas.

Cálculo de las columnas empleadas en la escalera con su pe-

so.

El peso que soporta cada columna será: 8750 kg + 140.5 kg = 8890.5 kg. (página 66)

Siendo: 8890.5 kg el peso de los 50-escalones incluyendo el peso propio de los 50 escalones - que es de 140.5 kg. (siendo $\frac{2.81 \text{ kg}}{\text{travezaño}}$).

Con la fórmula de Euler, tenemos que la carga crítica para la columna será:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{4L^2} = \frac{(3.14)^2 (2.1 \times 10^6) \frac{\text{kg}^2}{\text{cm}^2} \times I \text{ cm}^4}{4 (7.50 \text{ cm})^2}$$

$$P_{cr} = 8.3 I$$

siendo:

P_{cr} = Carga crítica de la columna en kg.

P_{cr} = Carga crítica de la columna
en kg.

E = Modulo de elasticidad del acero
empleado = $2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

I = Momento de inercia de la columna
respecto al eje que sufre --
flexión en cm^4

L = Longitud de la columna en cm.

De la página 241 del manual buscamos un momento de inercia-
que al multiplicarse por 8.3, sobre pase la carga que soporta de --
8890.5 kg. encontramos una columna tipo I de 8" = 20.3 cm. de peral-
te, con peso propio de $52 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ e $I = 1777 \text{ cm}^4$

Luego

$$P_{cr} = 8.3I = 8.3 (1777 \text{ cm}^4) = 14749 \text{ kg}$$

El peso de una columna será:

$$W_c = 52 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 7.50 \text{ m} = 405.08 \text{ kg.}$$

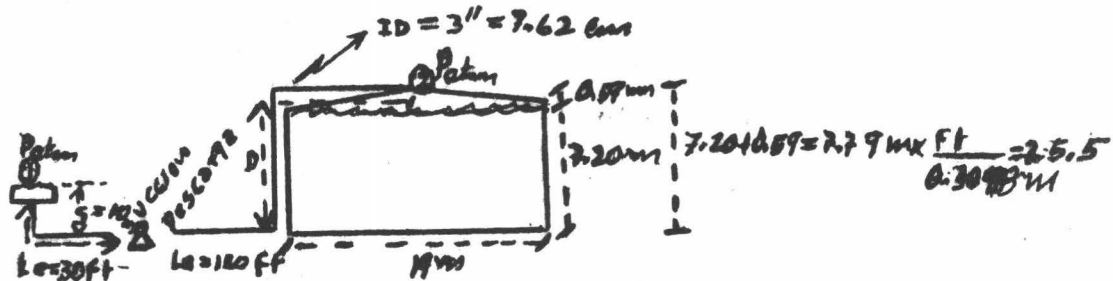
7.50 m = Longitud de cada columna.

El peso de las dos columnas será:

$$W = 405.08 \text{ kg} \times 2 = 810.16 \text{ kg.}$$

El peso de 50 escalones + soldadura empleada + peso propio
de las 2 columnas es = $140.5 \text{ kg} + 1.9 + 810.16 \text{ kg} =$
952.56 kg.

- 15).- DISEÑO DE LA BOMBA NECESARIA PARA ALIMENTAR EL TANQUE; PARA LO CUAL EMPLEAREMOS EL METODO DE LAS CABEZAS O CARGAS.



- a).- Efectuo un ^Bvernoulli de (1) a succión.

$$Z_1 + \frac{u^{-2}}{2 g_c} + P_1 V_1 = Z_s + \frac{u^{-2}}{2 g_c} + P_s V_s + h_f \Big|_1^s$$

Despreciando las energías cinéticas $\frac{u^{-2}}{2 g_c}$ y eliminando $P_1 V_1$ por no haber trabajo externo.

Luego:

$$Z_1 = Z_s + P_s V_s + h_f \Big|_1^s$$

$$P_s V_s = (Z_1 - Z_s) - h_f \Big|_1^s$$

$$H_s = s - h_f (1-s) + P$$

- b).- Efectuo un segundo ^Bernoulli de descarga a (2)

$$Z_D + \frac{u^{-2}}{2 g_c} + P_D V_D = Z_2 + \frac{u^{-2}}{2 g_c} + P_2 V_2 + h_f \Big|_D^2$$

De igual forma:

$$P_D V_D = (Z_2 - Z_D) + h_f \Big|_D^2$$

$$H_D = D + h_f (D-2) + P$$

Si los tanques estan cerrados a la atmosfera, entonces a H_S y H_D se les suma respectivamente su presión p y p' .

$$h_{f(1-s)} = \frac{Le \cdot \frac{AP}{100}}{f \cdot 100}$$

$$h_{f(D-2)} = \left[Le (D-2) \right] \left(\frac{AP}{100} \right)$$

$$\frac{AP}{100} = (H_{fs}) (\rho) = \frac{f' u^{-2} Le}{2 g_c D} \rho$$

$$H = H_D - H_S$$

$$B_{hp} = \frac{Q \cdot H}{(550 \times 60) E}$$

Z_1, Z_s, Z_D, Z_2 = Son las respectivas alturas de la tubería en ft, H_s = cabeza de succión de ft, S = cabeza estática de succión en ft (pies)
 h_{SL} = cabeza dinámica de succión (que es la fricción efectuada en la tubería) en:

$$\frac{\text{lb ft}}{\text{lb}} \rightarrow \text{ft}$$

H_D = cabeza de descarga en ft

D = cabeza estatica de descarga en ft.

h_{SD} = cabeza dinámica de descarga en ft.

H = cabeza de la bomba de ft.

$\frac{AP}{100}$ = caída de presión por 100 ft de tubería en $\frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$

f' = faning (constante adimensional)

\bar{u} = velocidad media del fluido en $\frac{\text{ft}}{\text{seg}}$

Le = longitud equivalente de la tubería en ft.

$$g_c = \text{aceleración de la gravedad en } \frac{(lb) (ft)}{(lb) (seg)^2}$$

Supongamos una bomba y tubería con los siguientes datos y de acuerdo al dibujo de bomba presentado en la página anterior.

$Q = 200 \text{ G.P.M. (galones por minuto)}$

$Q = 3" = 7.62 \text{ cm. cédula 40}$

Diámetro interno de la tubería

$LD = 3.068" = 0.2557 \text{ ft.}$

Sección transversal de la tubería $S = 0.0513 \text{ ft.}$

$$\mu_{60^\circ F} = 1.1 \text{ Cp}$$

$$\mu = \text{Viscosidad cm Cp} \longrightarrow \frac{lb}{ft \text{ seg}}$$

$$1 \text{ Cp} = 0.000672 \frac{lb}{ft \text{ seg}}$$

$$\rho = \text{Densidad en } \frac{lb}{ft^3}$$

$$\bar{v} = 8.68 \frac{ft}{seg}$$

$$\bar{v} = \text{Velocidad media del fluido en } \frac{ft}{seg}$$

$$\frac{lb}{lb_m} = 1$$

$$G_c = \text{Aceleración de la gravedad } \frac{lb \text{ ft}}{lb \text{ seg}}$$

$$\rho_{60^\circ F} = 62.3 \frac{lb}{ft^3}$$

1 galon = 3.785 litros

$Le_s =$ Longitud equivalente en la succión en ft o sea del lado izquierdo de la bomba.

1 m³ = 264.5 galones

$$G_c = 32.2 \frac{lb \text{ ft}}{lb \text{ seg}^2}$$

$S = 10 \text{ ft}$

$Le_D =$ Longitud equivalente en la descarga en ft o sea del lado derecho de la bomba.

$Le_s = L_{\text{tubería}} +$ longitud equivalente correspondiente a un codo de 90° en pies

$$D = (7.20 \text{ m} + 0.59 \text{ m}) = 7.79 \times \frac{ft}{0.305 \text{ m}} = 25.5 \text{ ft}$$

$Le_D = L_{\text{tubería}} +$ longitud equivalente correspondiente a 3 codos de 90° en pies.

Para encontrar la $\frac{\Delta P}{100}$ efectuamos los siguientes calculos y consultamos el crane en la siguiente forma:

$$f' = ?$$

$$\frac{\epsilon}{LD} = \frac{0.00015 \text{ ft}}{0.2557 \text{ ft}} = 0.000585 \approx 0.0006$$

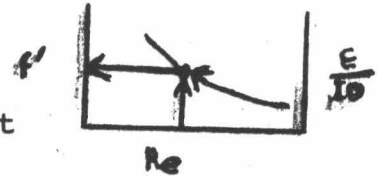
$$N_{Re} = \frac{LD \bar{v} \rho}{\mu} = \frac{0.2557 \text{ ft} \times 8.68 \frac{\text{ft}}{\text{seg}} \times 62.3 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}}{1.1 C_p \times \frac{0.000672 \frac{\text{lb}}{\text{ft seg}}}{1 C_p}} = 188,000 = 1.88 \times 10^5 \text{ (Adimencional)}$$

$f' = 0.027$ que se encuentra con el Re y el $\frac{\epsilon}{LD}$ consultando la página A24 del Crane

f' = fanning (constante adimencional)

ϵ = Rugosidad de una tubería de acero en ft

LD = Diámetro interno de la tubería en ft.



$$\frac{\Delta P}{100} = \frac{(f') (\bar{u}^2) (Le) (\rho)}{2 (g_c) (LD)} = \frac{0.027 (8.68)^2 \frac{\text{ft}^2}{\text{seg}^2} \times 100 \text{ ft} \times 62.3 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}}{2 (32.2 \frac{\text{lb ft}}{\text{lb seg}^2}) (3.068 \text{ in} \times 12 \frac{\text{in}}{\text{ft}})}$$

$$= 5.34 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \text{ 100 ft de tubería}$$

Para encontrar \bar{v} se calcula con:

$$\bar{v} = \frac{Q}{S} = \frac{200 \frac{\text{gal}}{\text{min}}}{0.513 \text{ ft}^2} \times \frac{\text{ft}^3}{7.48 \text{ gal}} \times \frac{1 \text{ min}}{60 \text{ seg}} = 8.68 \frac{\text{ft}}{\text{seg}}$$

\bar{v} = Velocidad media del fluido en $\frac{\text{ft}}{\text{seg}}$

Q = gasto en $\frac{\text{gal}}{\text{min}}$

$S = 0.0513 \text{ ft}^2$ = sección transversal de la tubería.

$1 \text{ ft}^3 = 7.48 \text{ galones}$

o bien para agua consultando el Crane página B-14 con Q, ϕ y encontrando $\bar{v} = 8.68 \frac{\text{ft}}{\text{seg}}$

Para encontrar $H_s = S - h_{SL}$ tenemos:

$$S = Z_1 - Z_2 = (0) - (10) = -10 \text{ ft}$$

$$h_{SL} = Le \frac{\Delta P}{100} = (30 \text{ ft}) \frac{5.34 \frac{\text{in}^2}{100 \text{ ft}}}{100 \text{ ft}} \times 144 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}^2} \times \frac{1}{62.3 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}} =$$

$$= 3.7 \frac{\text{lb ft}}{\text{lb}_m} = 3.7 \text{ ft}$$

Para Le (página A-31 del Crane)

$\frac{L}{D}$ página A-30 del (Crane)

Se encuentra $\frac{L}{D}$ para un codo de

90° y luego con $\frac{L}{D}$ e ID se en-

cuentra L $\frac{L}{D}$

1 codo de 90° 30

$L' = Le$ (página A31 del crane)

longitud de tubería x

$$1 \times 7.6 = 7.6 \text{ ft}$$

Solo por suposición tomamos $Le = 30 \text{ ft}$ en vez de 7.6 ft ya que no conocemos la longitud de la tubería (cuando se conoce la Le se le suma la Le del codo que es de 7.6 ft)

$$H_S = (-10 \text{ ft}) - (3.7 \text{ ft}) = -13.7 \text{ ft}$$

Para encontrar $H_D = D + h_{SD}$ tenemos:

$$D = Z_2 - Z_D = 0 - (25.5 \text{ ft}) = -25.5 \text{ ft}$$

L = longitud de tubería en ft
 D = ID = Diámetro interno de la tubería en in \rightarrow ft

$\frac{L}{D}$ = relación adimensional de 2 magnitudes

$L' = Le$ = Longitud equivalente de la tubería en ft.

$$h_{SD} = Le \times \frac{\Delta P}{100} = 170 \text{ ft} \times \frac{5.34 \frac{\text{in}^2}{100 \text{ ft}}}{100 \text{ ft}} \times 144 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}^2} \times \frac{1}{62.3 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}} =$$

$$= 20.98 \frac{\text{lb ft}}{\text{lb}_m} = 20.98 \text{ ft}$$

Para Le (página A-31 del Crane)

$\frac{L}{D}$

L'

3 codos de 90°

30

$$3 \times 7.6 = 23 \text{ ft}$$

3 codos de 90°	30	3 x 7.6 = 23 ft
longitud tubería	x	$\frac{x \text{ ft}}{23 + x} = 170 \text{ ft}$

(supuesta)

$$H_D = 25.5\text{ft} + 20.98\text{ft} = 46.48 \text{ ft.}$$

Para H:

$$H = H_D - H_S = (96.48\text{ft}) - (-13.7 \text{ ft}) = 60.18 \text{ ft}$$

Las características de la bomba para su cotización son:

a) - Líquido por bombear: H₂O a 20°C

$$\mu = 1.1 C_p$$

$$S_{gr} = 1$$

b) - Bombeo: Q = 200 G.P.M.

$$H = 60.18\text{ft}$$

La potencia requerida es:

$$B_{hp} = \frac{Q H}{(550 \times 60) E} = \frac{200 \frac{\text{gal}}{\text{min}} \times 60.18\text{ft}}{550 \times 60 \times 0.8} = 0.46 \text{ HP} \approx \frac{1}{2} \text{ HP}$$

Q = gasto en $\frac{\text{galones}}{\text{minuto}}$

H = cabeza de la bomba en ft

S_{gr} = gravedad específica del líquido

E = Eficiencia de la bomba

B_{hp} = Potencia en caballos

550x60 = factor de conversión.

$$1 \text{ Hp} = 550 \frac{\text{Lb} - \text{ft}}{\text{seg}}$$

$$1 \text{ minuto} = 60 \text{ segundos}$$

16).- CALCULO ECONOMICO DEL TANQUE.

I).- peso total de láminas de acero estructural requeridas, de - - -

(1.52 m x 6.10 m cada una)

a).- En 30.63 láminas de techo (página 13)

14,467.4 kg

Soldadura empleada en el techo (página 15)

208.68 kg

b).- En 47 láminas para envolvente (página 53)

cilíndrica. 16,309 kg.

Soldadura empleada en envolvente (página 54)

cilíndrica 530.05 kg.

c).- En 30.5 láminas para el fondo (página 55)

del tanque. 10,583.50 kg.

Soldadura empleada en el fondo (página 56)

del tanque. 171.97 kg.

II).- peso total de travezaños, vigas y columnas estructurales.

d).- En 18 travezaños interiores de (página 21)

4.16 de longitud y peso de $8.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

cada uno (35.28 kg x 18 travezaños = 635.04 kg)

(página 21)

e).- En 36 travezaños exteriores de -- $8.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

5.35 m de longitud y peso de $8.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

cada uno (45.41 kg x 36 travezaños = 1634.76 kg)

(página 22)

f).- En placa piramidal central con peso -- (Página 29)

de 6 placas rectangulares de apoyo y la

soldadura empleada. (61.04 kg).

- g).- En 6 vigas interiores de 4.75 m (página 33)
de longitud y peso de $14.88 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
cada una. ($60.68 \text{ kg} \times 6 \text{ vigas} = 364.08 \text{ kg}$)
- h).- En 6 vigas externas de 9.50 m (página 35)
de longitud y peso de $18.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
cada una. ($176.7 \text{ kg} \times 6 \text{ vigas} = 1060.20 \text{ kg}$)
- i).- En una columna central de (página 37)
7.69 m de longitud y peso de --
 $52 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ cada una. (399.88 kg)
- j).- En 6 columnas intermedias (página 39)
de 7.29 m de longitud y peso --
de $47.39 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ cada una
($345.46 \text{ kg} \times 6 \text{ columnas} = 2072.76 \text{ kg}$)
- k).- En 6 columnas externas de (página 40)
6.97 m de longitud y peso de --
 $27.38 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ cada una
($190.84 \text{ kg} \times 6 \text{ columnas} = 1145.04 \text{ kg}$)
- En el fondo del tanque (página 65)
- l).- En 6 travezaños interiores -
de 4.16 m de longitud, 211.68 kg
- m).- En 6 travezaños exteriores de -
5.35 m de longitud, 272.46 kg .
- n).- En 6 vigas intermedias --
de 4.75 m de longitud, 364.08 kg .
- o).- En 6 vigas exteriores de --
9.50 m de longitud. 1060.20 kg .
- p).- peso de soldadura en --
L, M, N, O. 689.52 kg .



III).- Peso de remaches (página 49)

(Como se da como dato el peso del remache en kg por 100 remaches, y por regla de tres y en página 10 - de esta tesis, tenemos:)

$$q).- \frac{6.45 \times 18}{100} = 1.16 \text{ kg.}$$

$$r).- \frac{5.95 \times 18}{100} = 1.07 \text{ kg.}$$

$$s).- \frac{5.95 \times 72}{100} = 4.64 \text{ kg.}$$

$$t).- \frac{48 \times 6.45}{100} = 3.10 \text{ kg.}$$

$$u).- \frac{24 \times 5.95}{100} = 1.42 \text{ kg.}$$

$$v).- \frac{24 \times 6.45}{100} = 1.55 \text{ kg.}$$

Total =12.94 kg.

IV.- Peso de Escalera (página 71)

w).- 2 columnas de 7.50 m.

de longitud con peso de -

52 $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$ cada una, y --

50 escalones de 2.54 cm. -

x 2.54 cm. (página 67)'

de esta tesis), y la solda-

dura empleada.

(9.52.56 kg.)

Sumando los pesos correspondientes de -
I, II, III y IV, tenemos el peso total -
del tanque.

(En página 78)

a)	14	467.	40
		208.	68
b)	16	309.	00
		530.	05
c)	10	583.	50
		171.	97
d)		635.	04
e)	1	634.	76
f)		61.	04
g)		364.	08
h)	1	060.	20
i)		399.	88
j)	2	072.	76
k)	1	145.	04
l)		211.	68
m)		272.	46
n)		364.	08
o)	1	060.	20
p)		689.	52
q, r, s, t, u, v)		12.	94
w)		952.	56

Peso total --

del tanque 52, 856. 84

528.57 kg = peso de pintura = 1% del peso total -
por 2 capas de pintura (pág 118 del -
manual)

Costo total del acero estructural:

Considerandolo a $\frac{\$ 2.50}{\text{kg}} = 52,856.84 \text{ kg} \times 2.50 \frac{\$}{\text{kg}} = 132,142.1$

Costo de diseño (40% del costo de material, incluyendo el precio de
la bomba, mano de obra y pintura)

$132,142.1 \$ \times 0.40 = 52,856.84 \$$

Costo total del tanque = \$ 184,998.94

17).- CONCLUSIONES.

Este tipo de tanque se diseña a base de columnas y vigas por que el ángulo de inclinación en el techo es de $3^{\circ} 34'$, siendo casi-horizontal.

Se puede almacenar agua, petróleo, líquidos orgánicos no corrosivos al acero estructural, y en caso de almacenarse líquidos corrosivos se debe cubrir el tanque con resinas especiales y de acuerdo a las condiciones del líquido.

El armado del tanque se debe efectuar en el lugar de almacenamiento.

Debe llevar aditamentos.

a).- En la parte superior del tanque:

Como arrestador de flama, que sirve como piloto para evitar incendios en líquidos volátiles e inflamables.

Registro para medidor de volumen.

Registro de hombre para limpieza del tanque u otra finalidad.

Válvula de venteo a la atmósfera para líquidos no volátiles y que el aire no los afecte.

Válvula para recibir el líquido fluido, cuyo diámetro depende del gasto deseado.

b).- En la parte inferior y sobre la pared del tanque unos visores transparentes para observar el interior.

Una, dos o varias valvulas para distribuir el fluido del tanque a la tubería cuyo diámetro está en función del gasto requerido.

Se tomó como costo de diseño, el 40% adicional del costo de material en el que, en este porcentaje está incluida la mano de obra.

El costo total del tanque para un volumen de 2040.37 m^3 (dos

mil cuarenta punto treinta y siete metros cúbicos) fue de 184,998.94 \$ (ciento ochenta y cuatro mil, novecientos noventa y ocho punto noventa y cuatro \$/100 M.N.), tomando como precio promedio el de:

$\frac{\$ 2.50}{\text{kg de acero estructural}}$

La forma del tanque se hace rolando las láminas en maquinas de rodillos de acuerdo a un radio considerado y utilizando 3 sinchos horizontales de columna externa a columna externa en la parte alta, media y baja para asentar las láminas y poderlas soldar.

Estos 3 sinchos o fjas de acero se desprenden y se colocan en otro tramo de columna a columna, una vez que han sido soldadas las láminas del primer tramo.

18).⁴ BIBLIOGRAFIA.

1.- Resistencia de Materiales

William A. Nash

Toda la obra

Editorial Mc Graw Hill (1969)

2.- Manual de Fundidora Monterrey.

páginas: 24, 118, 169, 186, 187, 241, 262, 279, 280, 297,
384.

Adicionadas al final de esta tesis.

3.= Manual Crane.

páginas: A24, A30, A31.

Adicionadas al final de esta tesis.

$$F_F = \left(\frac{F_{y^*} - 910}{1400} \right) 46.4 d$$

Donde "d" en centímetros es el diámetro del rodillo o de la base de oscilación.

(f).- Remaches y Tornillos.

1.- Los esfuerzos unitarios permitidos en tensión y corte - para remaches; tornillos y partes roscadas (En kg/cm² del área del remache antes de colocarse; la espiga del tornillo o parte roscada) son los siguientes:

	Tensión (Ft)	Corte (Fv)
Para remaches de Acero A 141.....	1400	1050
Para tornillos y partes roscadas de Acero A 307	980	700

2.- Los esfuerzos permitidos en empuje del área proyectada de remaches y tornillos son los siguientes:

Para remaches	2810 kg/cm ²
para tornillos	1760 kg/cm ²

(g).- Soldaduras (Esfuerzos en kg/cm² en el área de la garganta)

1.- Soldaduras de chaflán, ranura, tapón y de bisel con penetración parcial, ejecutadas con electrodos de Serie A 233 Clase E 60, o por proceso de Arco Sumergido grado SA-1950

Soldaduras de chaflán, ranura, tapón y de bisel con penetración parcial, ejecutadas con electrodos de Serie A 233 Clase E 70 o por proceso de arco sumergido grado SA-21100

2.- Soldaduras de bisel con penetración completa.

Para los esfuerzos permisibles en tensión, compresión, flexión, corte y empuje en soldaduras de bisel con penetración completa, se usarán los permitidos en la Sección 5 para el material conec

(*) Cuando las piezas en contacto tienen diferente punto de cedencia se tomará el valor menor para Fy.

tado y para soldaduras de penetración parcial, cuando el esfuerzo sea de compresión, empuje o tensión paralela al eje de la soldadura, (ver la Sección 17 (b) para electrodos y proceso para soldadura de arco sumergido que deben emplearse en los diferentes tipos de acero).

(h).- Acero Vaciado y Forjado.

1.- Tensión (En la sección neta).

$$F_t = 0.60 F_y$$

2.- Corte (En la sección total)

$$F_v = 0.40 F_y$$

3.- Compresión.

Lo mismo especificado en la sección 5 (c).

2).- Los remaches de campo y los tornillos se facturarán por su peso efectivo.

pintura:

Se agregará un porcentaje del peso teórico del material protegido por pintura como sigue:

La mitad de 1% por cada capa de pintura de taller.

La cuarta parte del 1% por cada capa de aceite.

Electrodos para soldar:

El peso de soldaduras de taller y de campo se basan sobre el peso bruto de los electrodos requeridos para hacer la soldadura calculados como sigue:

1).- Las soldaduras de chaflán de lados iguales se calcularán por el peso de los electrodos de acuerdo con la siguiente tabla:

PESO PARA SOLDADURAS DE CHAFLAN ORDINARIO

Dimensión de la soldadura en milímetros	Total de Electrodo en bruto requerido en kilos por metro de soldadura (**)	
	Soldadura continua	Soldadura intermitente (*)
3	0.12	0.13
5	0.22	0.25
6	0.37	0.42
8	0.53	0.59
10	0.74	0.82
13	1.23	1.35
16	1.86	2.08
19	2.60	2.90
22	3.50	3.87
25	4.46	4.91

2).- para chaflanes de lados desiguales se multiplica el valor correspondiente al lado menor con la relación: $\frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}}$

3).- Para todas las soldaduras de ranura se calculará el peso del electrodo agregando 100% al peso basado sobre la sección transversal neta y su longitud. El volumen teórico de una ranura rectangular con abertura de raíz igual a cero se calcula como si tuviera una abertura de .8 mm.

SECCION 4.- DIBUJOS Y ESPECIFICACIONES.

a).- Para facilitarle la ejecución de un trabajo al Fabricante, el Comprador suministrará, dentro del plazo que en el contrato se estipule, un plano con los datos topográficos del terreno, así como planos completos y suficientes.

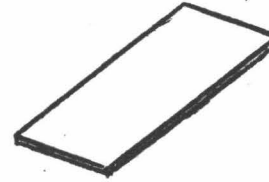
(**) Longitud neta según indicación en los dibujos, excluyendo los extremos donde empieza y termina la soldadura.

(*) Longitud de la soldadura menor de 32 veces del tamaño especificado.

PLANCHA NIVELADA

"ACERO MONTERREY"

Pesos por pieza en kilogramos

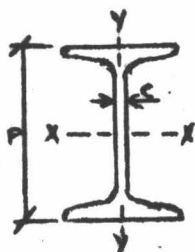


Medidas		1"	7/8"	3/4"	5/8"	1/2"	3/8"	5/16"	1/4"	3/16"
Pies	Metros	25.4 mm.	22.2 mm.	19.1 mm.	15.9 mm.	12.7 mm.	9.5 mm.	7.9 mm.	6.4 mm.	4.8 mm.
3' x 6'	(.914x1.83)	333	291	250	208	167	125	104	83	62
3' x 8'	(.914x2.44)	444	389	333	278	222	167	139	111	83
3' x 10'	(.914x3.05)	555	486	416	347	278	208	173	139	104
4' x 8'	(1.22x2.44)	592	518	444	370	296	222	185	148	111
4' x 10'	(1.22x3.05)	740	643	555	463	370	278	231	185	139
4' x 12"	(1.22x3.66)	888	777	666	555	444	333	278	222	167
5' x 10'	(1.52x3.05)	925	810	694	578	463	347	289	231	174
5' x 15'	(1.52x4.57)	1388	1214	1041	867	694	520	434	347	260
5' x 20'	(1.52x6.10)	1850	1619	1388	1157	925	694	578	463	347 kg
6' x 12'	(1.83x3.66)	1332	1166	999	833	666	500	416	333	
6' x 18'	(1.83x5.49)	1998	1749	1499	1249	999	749	625	500	
6' x 20'	(1.83x6.10)	2220	1943	1665	1388	1110	883	694	555	
KILOS POR M ²		199.18	174.38	149.38	124.49	99.59	74.69	62.24	49.76	37.35
KILOS POR PIE ²		18.504	16.191	13.878	11.565	9.252	6.939	5.783	4.626	3.470

88

NUESTROS PROCESOS EN LA
FABRICACION DEL ACERO
SON LOS MEJORES

(161)

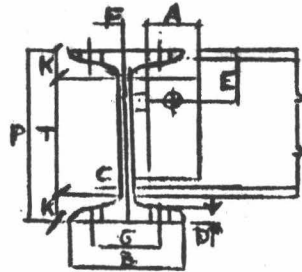


VIGAS
PROPIEDADES

PERALTE		P e s o kg/m	Area cm ²	EJE x-x			EJE y-y		
P mm	P Puig.			l cm ⁴	r cm	S cm ³	l cm ⁴	r cm	S cm ³
76.2	3	8.48	10.52	103.3	3.12	27.1	19.1	1.35	6.5
101.6	4	11.46	14.26	248.3	4.17	48.9	32.1	1.50	9.5
127.0	5	14.88	18.52	503.3	5.21	79.3	51.2	1.65	13.4
152.4	6	18.60	23.29	906.8	6.25	119.0	77.0	1.83	18.2
177.8	7	22.77	28.52	1507.9	7.26	169.6	111.1	1.98	23.9
203.2	8	27.38	34.39	2367.2	8.31	233.0	157.3	2.13	31.0
228.6	9	32.44	40.71	3534.8	9.32	309.3	214.8	2.29	39.1
254.0	10	37.80	47.55	5082.0	10.34	400.2	286.8	2.46	48.4
304.8	12	47.39	59.74	8982.9	12.27	589.4	395.4	2.57	62.3
304.8	12	60.72	76.39	11193.7	12.12	734.5	574.8	2.74	86.2
381.0	15	63.84	80.52	18387.3	15.11	965.2	608.5	2.75	87.1
381.0	15	90.48	114.00	25348.6	14.91	1330.6	1080.5	3.07	141.8

NUESTROS ACEROS SON
DE LA MEJOR
CALIDAD

VIGAS
DATOS PARA DETALLAR



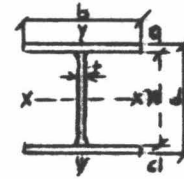
P Peralte de la Viga	Peso	PATIN		ALMA			DISTANCIAS				Gra mil G	Diámet. Máx. - de los rema-- ches o tor-- nillos
		Ancho	Espesor	Espesor	Medio Espesor	Tangente	K	E	F	A		
		B	D	C	C 2/3	T						
mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	
76.2	8.48	59	6.6	4.3	2	45	15.5	38	12	27	36	9.5
101.6	11.46	68	7.4	4.8	3	70	16.0	50	13	32	38	12.7
127.0	14.88	76	8.3	5.3	3	89	19.0	64	13	35	40	12.7
152.4	18.60	85	9.1	5.8	3	114	19.0	76	13	40	44	15.8
177.8	22.77	93	9.9	6.4	3	133	22.5	59	13	43	56	15.8
203.2	27.38	102	10.8	6.9	4	159	22.0	72	14	48	56	19.0
228.6	32.44	110	11.6	7.4	4	178	25.5	85	14	51	60	19.0
254.0	37.80	118	12.5	7.9	4	208	25.5	97	14	55	66	19.0
304.8	47.32	127	13.8	8.9	5	248	28.5	93	15	59	74	19.0
304.8	60.72	133	16.7	11.7	6	235	35.0	93	16	61	74	19.0
381.0	63.84	140	15.8	10.4	6	317	32.0	111	16	65	80	19.0
381.0	90.48	152	20.7	15.0	8	298	41.5	111	18	68	80	19.0

VENDEMOS CALIDAD:
GARANTIZAMOS NUESTROS
PRODUCTOS

COLUMNAS COMPUESTAS DE TRES

PLACAS SOLDADAS

DIMENSIONES Y PROPIEDADES



d x b	DIMENSIONES NOMINALES			AREA cm. ²	PESO Kg/m.	EJE X - X			EJE Y - Y		
	d x b	t	c			I	S	r	I	S	r
	pulg.	mm.	mm.			mm.	cm. ²	Kg/m.	cm.	cm. ³	cm.
16 x 16*	406 x 406	22.2	38.1	383.06	300	112058	5515	17.10	42652	2099	10.55
16 x 16*	"	19.1	25.4	274.19	215	82171	4044	17.31	28435	1399	10.15
16 x 16	"	15.9	22.2	238.10	187	73001	3593	17.51	24875	1224	10.22
16 x 16	"	12.7	19.1	201.61	158	63414	3121	17.74	21317	1049	10.28
14 x 14*	356 x 356	15.9	25.4	229.03	180	53083	2986	15.22	19046	1071	9.12
14 x 14*	"	12.7	22.2	197.58	155	47171	2653	15.44	16662	937	9.18
14 x 14	"	11.1	19.1	170.77	134	41369	2327	15.56	14280	803	9.14
14 x 14	"	9.5	15.9	143.75	113	35296	1985	15.67	11899	669	9.10
12 x 12*	305 x 305	15.9	25.4	195.16	153	32470	2131	12.90	11996	787	7.84
12 x 12*	"	12.7	22.2	168.55	132	28969	1901	13.11	10493	689	7.89
12 x 12	"	11.1	19.1	145.77	114	25497	1673	13.22	8994	590	7.85
12 x 12	"	9.5	15.9	122.78	96	21832	1433	13.31	7494	492	7.81
10 x 10**	254 x 254	15.9	25.4	161.29	127	18037	1420	10.57	6944	547	6.56
10 x 10**	"	12.7	22.2	139.51	109	16183	1274	10.77	6074	478	6.60
10 x 10**	"	11.1	19.1	120.77	95	14316	1127	10.89	5205	410	6.57
10 x 10**	"	9.5	15.9	101.82	80	12321	970	11.00	4337	342	6.53
8 x 8**	203 x 203	15.9	22.2	110.48	87	7856	773	8.43	3111	306	5.31
8 x 8**	"	12.7	19.1	95.77	75	7003	689	8.55	2666	262	5.28
8 x 8**	"	11.1	15.9	80.84	63	6073	598	8.67	2221	219	5.24
8 x 8**	"	9.5	12.7	65.73	52	5061	498	8.77	1777	175	5.20

* Sección compacta.

En el peso nominal se incluye el peso de la soldadura.

+ Estas secciones están sujetas a fabricación especial.

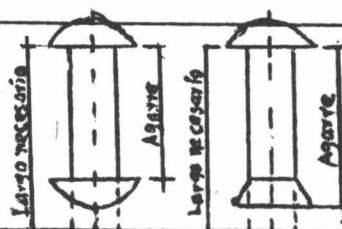


SECCIONES RECTANGULARES

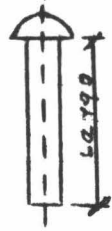
AREAS EN cm²

ANCHOS		ESPEORES						
		3/16"	1/4"	1/16"	3/8"	7/14"	1/2"	9/16"
Pulg. mm		4.8	6.4	7.9	9.5	11.1	12.7	14.3
1/4	6.4	0.30	0.40	0.50	0.60	0.71	0.81	0.91
1/2	12.7	0.60	0.81	1.01	1.21	1.41	1.61	1.82
3/4	19.1	0.91	1.21	1.51	1.81	2.12	2.42	2.72
1	25.4	1.21	1.61	2.02	2.42	2.82	3.23	3.63
1 1/4	31.8	1.51	2.02	2.52	3.02	3.53	4.03	4.54
1 1/2	38.1	1.81	2.42	3.02	3.63	4.23	4.84	5.44
1 3/4	44.5	2.12	2.82	3.53	4.23	4.94	5.65	6.35
2	50.8	2.42	3.23	4.03	4.84	5.65	6.45	7.26
2 1/4	57.2	2.72	3.63	4.54	5.44	6.35	7.26	8.17
2 1/2	63.5	3.02	4.03	5.04	6.05	7.06	8.07	9.07
2 3/4	69.9	3.33	4.44	5.54	6.65	7.76	8.87	9.93
3	76.2	3.63	4.84	6.05	7.26	8.47	9.68	10.89
3 1/4	82.6	3.93	5.24	6.55	7.86	9.17	10.48	11.79
3 1/2	88.9	4.23	5.65	7.06	8.47	9.88	11.29	12.70
3 3/4	95.3	4.54	6.05	7.56	9.07	10.59	12.10	13.61
4	101.6	4.84	6.45	8.06	9.68	11.29	12.90	14.52
4 1/4	108.0	5.14	6.85	8.57	10.28	12.00	13.71	15.42
4 1/2	114.3	5.44	7.26	9.07	10.89	12.70	14.52	16.33
4 3/4	120.7	5.75	7.66	9.58	11.49	13.41	15.32	17.24
5	127.0	6.05	8.07	10.08	12.10	14.11	16.13	18.15
5 1/4	133.4	6.35	8.47	10.59	12.70	14.82	16.94	19.05
5 1/2	139.7	6.65	8.87	10.09	13.31	15.52	17.74	19.96
5 3/4	146.1	6.96	9.27	11.59	13.91	16.23	18.55	20.87
6	152.4	7.26	9.68	12.10	14.52	16.94	19.36	21.77
6 1/4	158.8	7.56	10.08	12.60	15.12	17.64	20.16	22.68
6 1/2	165.1	7.86	10.48	13.11	15.73	18.35	20.97	23.59
6 3/4	171.5	8.17	10.89	13.61	16.33	19.05	21.77	24.50
7	177.8	8.47	11.29	14.11	16.94	19.76	22.58	25.40
7 1/4	184.2	8.77	11.69	14.62	17.54	20.46	23.39	26.31
7 1/2	190.5	9.07	12.10	15.12	18.15	21.17	24.19	27.22
7 3/4	196.9	9.38	12.50	15.62	18.75	21.88	25.00	28.13
8	203.2	9.68	12.90	16.13	19.35	22.58	25.81	29.03
8 1/4	209.6	9.98	13.31	16.63	19.96	23.29	26.61	29.94
8 1/2	215.9	10.28	13.71	17.14	20.56	23.99	27.42	30.85
8 3/4	222.3	10.59	14.11	17.64	21.17	24.70	28.23	31.75
9	228.6	10.89	14.52	18.15	21.77	25.40	29.03	32.66
9 1/4	235.0	11.19	14.92	18.65	22.38	26.11	29.84	33.57
9 1/2	241.3	11.49	15.32	19.15	22.98	26.81	30.65	34.48
9 3/4	247.7	11.79	15.73	19.66	23.59	27.52	31.45	35.38
10	254.0	12.10	16.13	20.16	24.19	28.23	32.26	36.29

REMACHES
LARGOS NECESARIOS PARA
DIVERSOS AGARRES



Agarre en Pulg.	CABEZA REDONDA					CABEZA EMBUTIDA				
	Diámetro					Diámetro				
	1/2	5/8	3/4	7/8	1	5/8	3/4	7/8	1	
1/2	11/2	13/4	13/4	13/4	21/8	11/8	11/4	11/4	13/8	13/8
5/8	15/8	17/8	17/8	17/8	21/4	11/4	13/8	13/8	11/2	11/2
3/4	13/4	2	2	2	23/8	13/8	11/2	11/2	13/8	15/8
7/8	17/8	21/8	21/8	21/8	21/2	11/2	15/8	15/8	13/4	13/4
1	2	21/4	21/4	21/4	25/8	15/8	13/4	13/4	17/8	17/8
11/8	21/8	23/8	23/8	23/8	23/4	13/4	17/8	17/8	2	2
11/4	21/4	21/2	21/2	21/2	27/8	17/8	2	2	21/3	21/8
13/8	23/8	25/8	25/8	25/8	3	2	21/8	21/8	21/4	21/4
11/2	25/8	23/4	23/4	23/4	31/4	21/8	21/4	23/8	23/8	21/2
15/8	23/4	27/8	27/8	27/8	33/8	21/4	23/8	21/2	21/2	25/8
13/4	3	3	3	3	35/8	23/8	21/2	25/8	25/8	23/4
17/8	31/8	31/8	31/8	31/8	33/4	21/2	25/8	23/4	23/4	27/8
2	31/4	31/4	31/4	31/4	37/8	25/8	23/4	27/8	27/8	3
21/8	33/8	33/8	33/8	33/8	4	23/4	27/8	3	3	31/8
21/4	31/2	31/2	31/2	31/2	41/8	27/8	3	31/8	31/8	31/4
23/8	35/8	35/8	35/8	35/8	41/4	3	31/8	31/4	31/4	33/8
21/2	33/4	4	4	4	43/8	31/8	31/4	33/8	33/8	31/2
25/8	37/8	41/8	41/8	41/8	41/2	31/4	33/8	31/2	31/2	35/8
23/4	4	41/4	41/4	41/4	45/8	33/8	31/2	35/8	35/8	33/4
27/8	41/8	43/8	43/8	43/8	43/4	31/2	35/8	33/4	33/4	37/8
3	43/8	41/2	41/2	41/2	5	33/4	37/8	37/8	4	41/8
31/8	41/2	45/8	45/8	45/8	51/8	37/8	4	4	41/8	41/4
31/4	45/8	43/4	43/4	43/4	51/4	4	41/8	41/8	41/4	43/8
33/8	43/4	47/8	47/8	47/8	53/8	41/8	41/4	41/4	43/8	41/2
31/2	47/8	5	5	5	51/2	41/4	43/8	43/8	41/2	45/8
35/8	5	51/4	53/8	51/2	55/8	43/8	41/2	41/2	45/8	43/4
33/4	51/8	53/8	51/2	55/8	53/4	41/2	45/8	45/8	43/4	47/8
37/8	51/4	51/2	55/8	53/4	57/8	45/8	43/4	43/4	47/8	5
4	53/8	55/8	53/4	57/8	6	43/4	47/8	47/8	5	51/8
41/8	55/8	57/8	6	61/8	61/4	47/8	5	5	51/8	51/4
41/4	53/4	6	61/8	61/4	63/8	5	51/8	51/8	51/4	53/8
43/8	6	61/4	63/8	61/2	65/8	51/8	51/4	51/4	53/8	51/2
41/2	61/8	63/8	61/2	65/8	63/4	51/4	53/8	51/2	51/2	55/8
45/8	61/4	61/2	65/8	63/4	67/8	51/2	55/8	55/8	55/8	53/4
43/4	63/2	65/8	63/4	67/8	7	55/8	53/4	53/4	53/4	57/8
47/8	61/2	63/4	67/8	7	71/8	53/4	57/8	57/8	57/8	6
5	65/8	67/8	7	71/8	71/4	57/8	6	6	6	61/8



REMACHES CON CABEZA

REDONDA

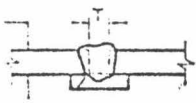
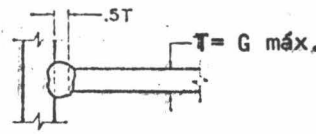
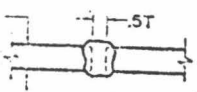
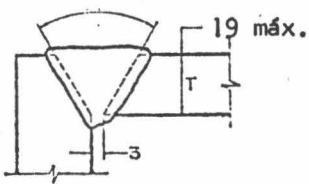
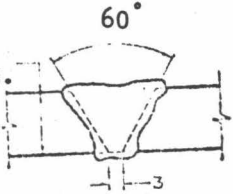
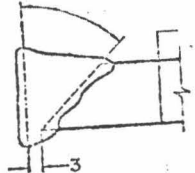
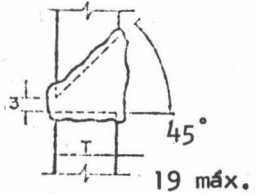
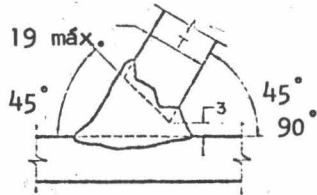
PESO APROXIMADO EN KG. POR
100 REMACHOS

LARGO EN PULGADAS	DIAMETRO DE LOS REMACHES EN PULGADAS					
	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"
1/2	1.425					
5/8	1.560					
3/4	1.755	3.250	5.500			
7/8	1.935	3.450	6.100			
1	2.170	3.850	6.700	11.100		
1 1/4	2.505	4.400	7.500	11.200		
1 1/2	2.810	5.055	8.250	12.800	18.500	27.300
1 5/8						
1 3/4	3.235	5.950	9.650	14.400	19.600	29.125
2	3.490	6.450	10.450	15.700	21.700	30.950
2 1/4	4.015	7.200	11.600	17.400	22.800	32.775
2 1/2	4.200	7.850	12.700	18.700	24.800	34.600
2 3/4	4.625	8.100	13.700	19.975	26.700	36.800
3	4.720	9.650	14.500	21.100	29.200	39.600
3 1/4	5.345	10.025	15.300	22.500	30.800	42.100
3 1/2	5.530	10.400	16.400	23.700	32.600	44.600
3 3/4	5.955	10.950	16.700	25.100	36.000	47.300
4	6.050	11.500	18.800	27.100	36.200	50.000
4 1/4		12.000	19.650	28.400	38.050	52.200
4 1/2		12.500	20.500	29.700	39.900	54.400
4 3/4		13.000	21.750	31.050	41.950	56.600
5		13.500	23.000	32.400	44.000	58.800
5 1/4			24.050	33.700	45.850	61.300
5 1/2			25.100	35.000	47.700	63.800
5 3/4			26.150	36.600	49.550	65.900
6			27.200	38.200	51.400	68.000
Por pulg. adic.	1.330	2.520	4.200	5.800	7.400	9.200
PESO APROXIMADO EN KG. DE LAS CABEZAS DE LOS REMACHES						
Diámetro de los remaches en pulgadas	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"
100 cabezas hechas en - el taller	1.09	2.27	4.41	7.27	10.91	15.91
100 cabezas hechas en - el campo	0.86	1.82	3.41	5.68	8.41	12.27

UNIONES SOLDADAS

PENETRACION COMPLETA

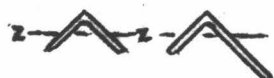
Uniones con soldadura de arco manual con electrodo protegido de espesor limitado
Permitido por la sección 17(b) de las especificaciones

<p>B-L 1a</p> <p>T=6 máx.</p>  <p>RECTA</p>	<p>TC-L1</p>  <p>RECTA</p>
<p>B-L 1b</p> <p>T=6 máx.</p>  <p>RECTA</p>	<p>C-L2</p>  <p>V SIMPLE</p>
<p>B-L2</p>  <p>V Simple</p>	<p>TC-L4a</p>  <p>Bisel Simple</p>
<p>B-L4</p>  <p>ab BISEL SIMPLE</p>	<p>TC-L4b</p>  <p>BISEL SIMPLE</p>

- a Calibrar la raíz por el lado opuesto al que va a soldarse.
- b Para posición horizontal únicamente.

Acotaciones en milímetros

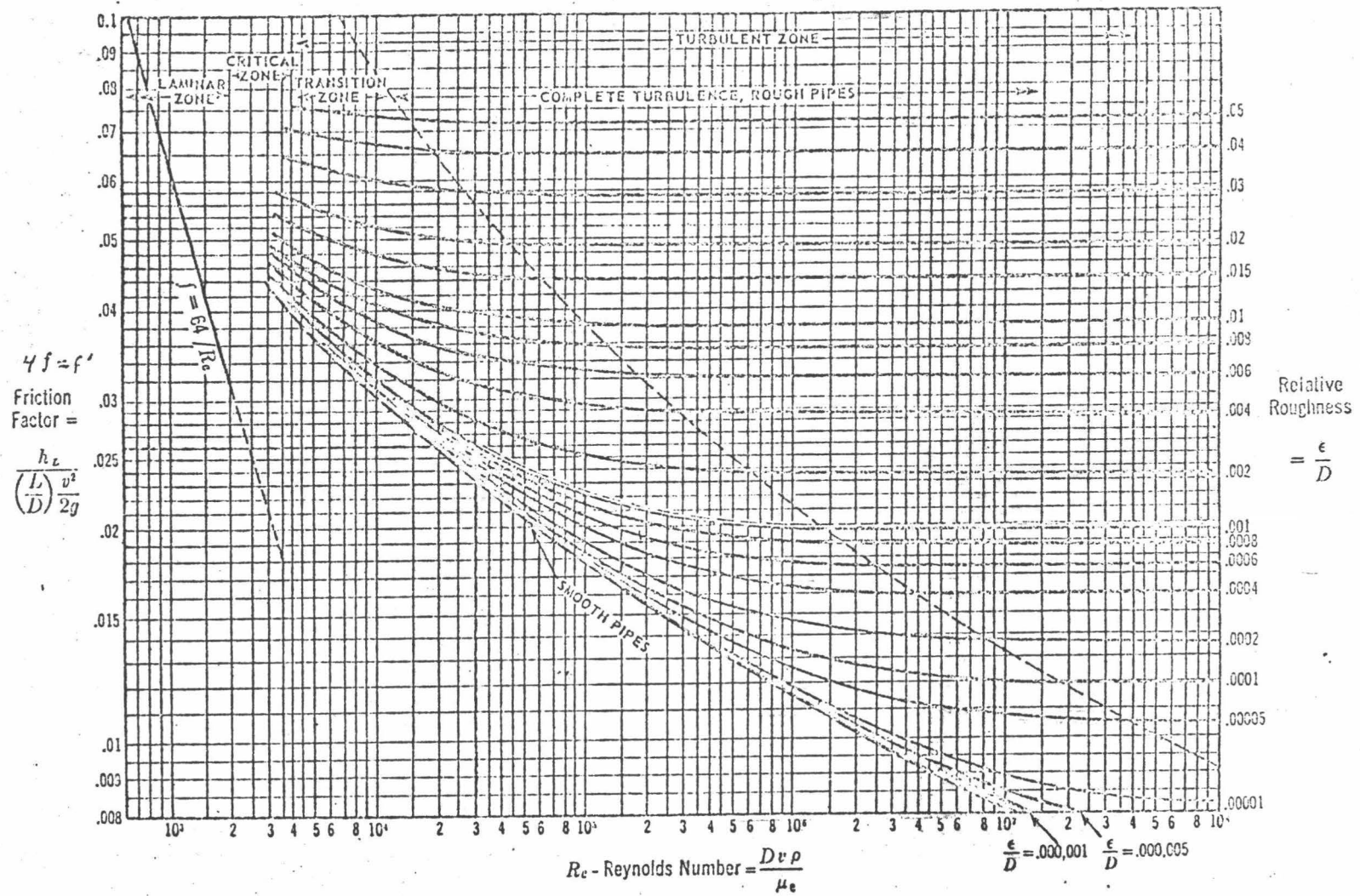
La dimensión del chaflán de refuerzo en las uniones en te o esquina, serán igual a T/4, con 10 mm. como máximo.



ANGULO EN TENSION
CAPACIDAD DE CARGA EN
TONELADAS METRICAS
Esfuerzo Unitario permitido
= 1520 kg/cm²

DIMENSIONES		Sin Agujeros		Remaches de 16 mm. (5/8")			
				1 ag. de 19 mm.		2 ag. de 19 mm.	
Lados	Grueso	Area	Carga	A. neta	Carga	A. neta	Carga
mm.	mm.	cm ²	Tons.	cm ²	Tons.	cm ²	Tons.
101.6 x 76.2	19.0	30.26	46.0	26.65	40.5	23.04	35.0
	15.9	25.67	39.0	22.65	34.4	19.63	29.8
	12.7	20.96	31.9	18.55	28.2	16.14	24.5
	11.1	18.51	28.1	16.39	24.9	14.28	21.7
	9.5	16.00	24.3	14.19	21.6	12.38	18.8
	7.9	13.48	20.5	11.98	18.2	10.48	15.9
76.2 x 76.2	6.3	10.90	16.6	9.70	14.7	8.50	12.9
	15.9	21.68	33.0	18.66	28.4	15.64	23.8
	12.7	17.74	27.0	15.33	23.3	12.92	19.6
	11.1	15.68	23.8	13.56	20.6	11.45	17.4
	9.5	13.61	20.7	11.80	17.9	9.99	15.2
	7.9	11.48	17.5	9.98	15.2	8.48	12.9
63.5 x 63.5	6.3	9.29	14.1	8.09	12.3	6.89	10.5
	9.5	11.16	15.62	9.35	13.09	7.54	10.56
	7.9	9.48	13.27	7.98	11.17	6.48	9.07
	6.3	7.68	10.75	6.48	9.07	5.28	7.39
50.8 x 50.8	4.8	5.81	8.13	4.90	6.86	4.00	5.60
	9.5	8.77	12.28	6.96	9.74	5.15	7.21
	7.9	7.42	10.39	5.92	8.29	4.42	6.19
	6.3	6.06	8.48	4.86	6.80	3.66	5.12
44.4 x 44.4	4.8	4.61	6.45	3.70	5.18	2.80	3.92
	7.9	6.39	8.95	4.89	6.85	3.39	4.75
	6.3	5.20	7.28	4.00	5.60	2.80	3.92
	4.8	4.03	5.64	3.12	4.37	2.21	3.09

Los valores bajo la línea punteada se calcularon para acero A-7 con un esfuerzo unitario de 1,400 kg/cm².



$4f = f'$
 Friction Factor = $\frac{h_L}{(L/D) \frac{v^2}{2g}}$

Problem:
 Determine the friction factor for 10-inch cast iron pipe (10.16" I.D.) at a Reynolds number flow of 30,000.
Solution: The relative roughness (see page A-23) is 0.001. Then, the friction factor (f) equals 0.026.

For other forms of the Re equation, see page 3-2.
 Data extracted from *Friction Factors for Pipe Flow* by L. F. Moody, with permission of the publisher, The American Society of Mechanical Engineers, 29 West 39th Street, New York 18, N. Y.

Schedule (Thickness) of Steel Pipe Used in Obtaining Resistance (A-30)
Of Valves and Fittings of Various Pressure Classes by Test*

Valve or Fitting ASA Pressure Classification (Steam Rating)		Schedule No. of Pipe (Thickness)
250-Pound and Lower		Schedule 40
300-Pound to 600-Pound		Schedule 80
900-Pound		Schedule 120
1500-Pound		Schedule 160
2500-Pound	Sizes 1/2 to 6-inch Sizes 8-inch and larger	xx (Double Extra Strong) Schedule 160

*These schedule numbers have been arbitrarily selected only for the purpose of identifying the various pressure classes of valves and fittings with specific pipe dimensions for the interpretation of flow test data; they should not be construed as a recommendation for installation purposes.

Representative Equivalent Length† in Pipe Diameters (L/D)
Of Various Valves and Fittings

Flow: Turbulent

Description of Product				Equivalent Length In Pipe Diameters (L/D)
Globe Valves	Stem Perpendicular to Run	With no obstruction in flat, bevel, or plug type seat	Fully open	340
		With wing or pin guided disc	Fully open	450
	Y-Pattern	(No obstruction in flat, bevel, or plug type seat)		
		- With stem 60 degrees from run of pipe line	Fully open	175
	- With stem 45 degrees from run of pipe line	Fully open	145	
Angle Valves		With no obstruction in flat, bevel, or plug type seat	Fully open	145
		With wing or pin guided disc	Fully open	200
Gate Valves	Wedge, Disc, Double Disc, or Plug Disc		Fully open	13
			Three-quarters open	35
			One-half open	160
			One-quarter open	900
	Pulp Stock		Fully open	17
		Three-quarters open	50	
		One-half open	260	
		One-quarter open	1200	
Conduit Pipe Line			Fully open	3**
Check Valves	Conventional Swing	0.5†... Fully open		135
	Clearway Swing	0.5†... Fully open		50
	Globe Lift or Stop; Stem Perpendicular to Run or Y-Pattern	2.0†... Fully open	Same as Globe	
	Angle Lift or Stop	2.0†... Fully open	Same as Angle	
	In-Line Ball	2.5 vertical and 0.25 horizontal†... Fully open		150
Foot Valves with Strainer		With poppet lift-type disc	0.3†... Fully open	420
		With leather-hinged disc	0.4†... Fully open	75
Butterfly Valves (8-inch and larger)			Fully open	40
Cocks	Straight-Through	Rectangular plug port area equal to 100% of pipe area	Fully open	18
	Three-Way	Rectangular plug port area equal to 80% of pipe area (fully open)	Flow straight through Flow through branch	44 140
Fittings	90 Degree Standard Elbow			30
	45 Degree Standard Elbow			16
	90 Degree Long Radius Elbow			20
	90 Degree Street Elbow			50
	45 Degree Street Elbow			26
	Square Corner Elbow			57
	Standard Tee	With flow through run		20
With flow through branch			60	
Close Pattern Return Bend				50
Pipe	90 Degree Pipe Bends			See Page A-27
	Miter Bends			See Page A-27
	Sudden Enlargements and Contractions			See Page A-26
	Entrance and Exit Losses			See Page A-26

**Exact equivalent length is equal to the length between flange faces or welding ends.

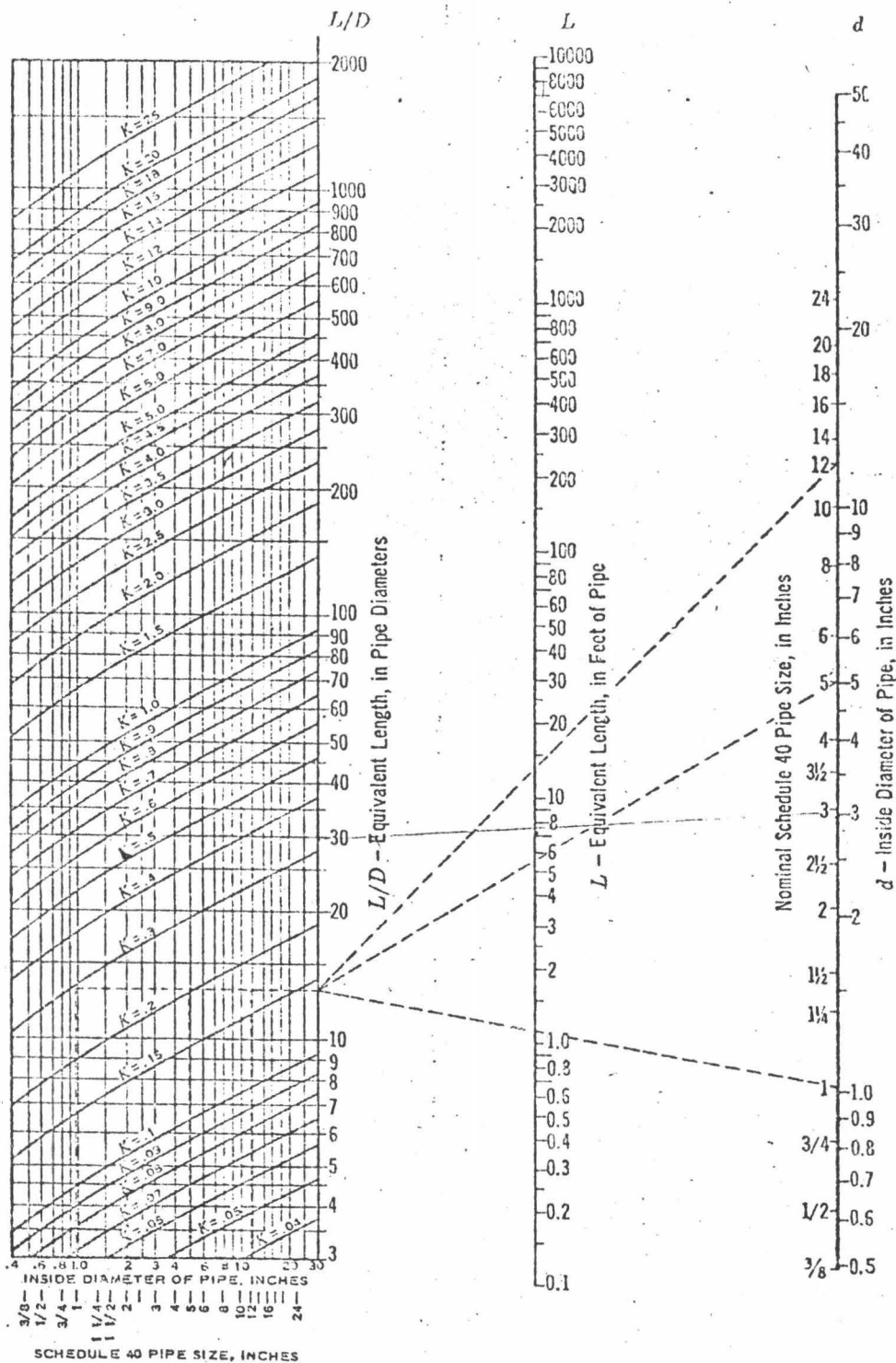
†Minimum calculated pressure drop (psi) across valve to provide sufficient flow to lift disc fully.

‡For limitations, see page 2-11. For effect of end connections, see page 2-10.

For resistance factor "K", equivalent length in feet of pipe, and equivalent flow coefficient "Cv", see pages A-31 and A-32.

*Equivalent Lengths L and L/D and Resistance Coefficient K

(A-31)



Problem: Find the equivalent length in pipe diameters and feet of Schedule 40 pipe, and the resistance factor K for 1, 5, and 12-inch fully-opened gate valves.

*For limitations, see page 2-11.

Solution

Valve Size	1"	5"	12"	Refer to
Equivalent length, pipe diameters	13	13	13	Page A-30
Equivalent length, feet of Sched. 40 pipe	1.1	5.5	13	Dotted lines
Resist. factor K , based on Sched. 40 pipe	0.30	0.20	0.17	on chart.

I N D I C E

El orden de diseño a seguir para este tanque de almacenamiento de petróleo, será el siguiente:

- Jurado Asignado para esta tesis (Página 1 a 4)
- Introducción (Página 5 a 11)
- 1).- Diseño de la lámina del techo. (Página 12).
 - 2).- Diseño de travezaños internos. (Página 19).
 - 3).- Diseño de travezaños externos. (Página 22).
 - 4).- Diseño de la placa cónica piramidal, para soportar: techo - y travezaños internos. (Página 23).
 - 5).- Diseño de vigas internas. (Página 31).
 - 6).- Diseño de vigas externas. (Página 34).
 - 7).- Diseño de columna central. (Página 36).
 - 8).- Diseño de columnas intermedias. (Página 38).
 - 9).- Diseño de columnas externas. (Página 40).
 - 10).- Cálculo de remaches para soportar el deslizamiento de: --- (Página 41).
 - a) Travezaños interiores con placa central y viga intermedia.
 - b) Travezaños exteriores con viga intermedia en un extremo y viga externa en el otro extremo.
 - c) Vigas intermedias sobre columnas intermedias.
 - d) Vigas internas sobre columnas externas.
 - 11).- Diseño de láminas empleadas en la envolvente del tanque -- con su soldadura. (Página 51).
 - 12).- Diseño de láminas empleadas en el fondo del tanque con su soldadura. (Página 55).
 - 13).- Diseño de la base del tanque, empleando travezaños y vigas, para soportar el esfuerzo cortante de las columnas verticales del tanque. (Página 58).
 - 14).- Diseño de la escalera. (Página 66).
 - 15).- Diseño de la bomba empleada para alimentar el tanque. -- (Página 72).
 - 16).- Cálculo económico del tanque. (Página 78).

17).- Conclusiones (Página 82).

18).- Bibliografía. (Página 84).

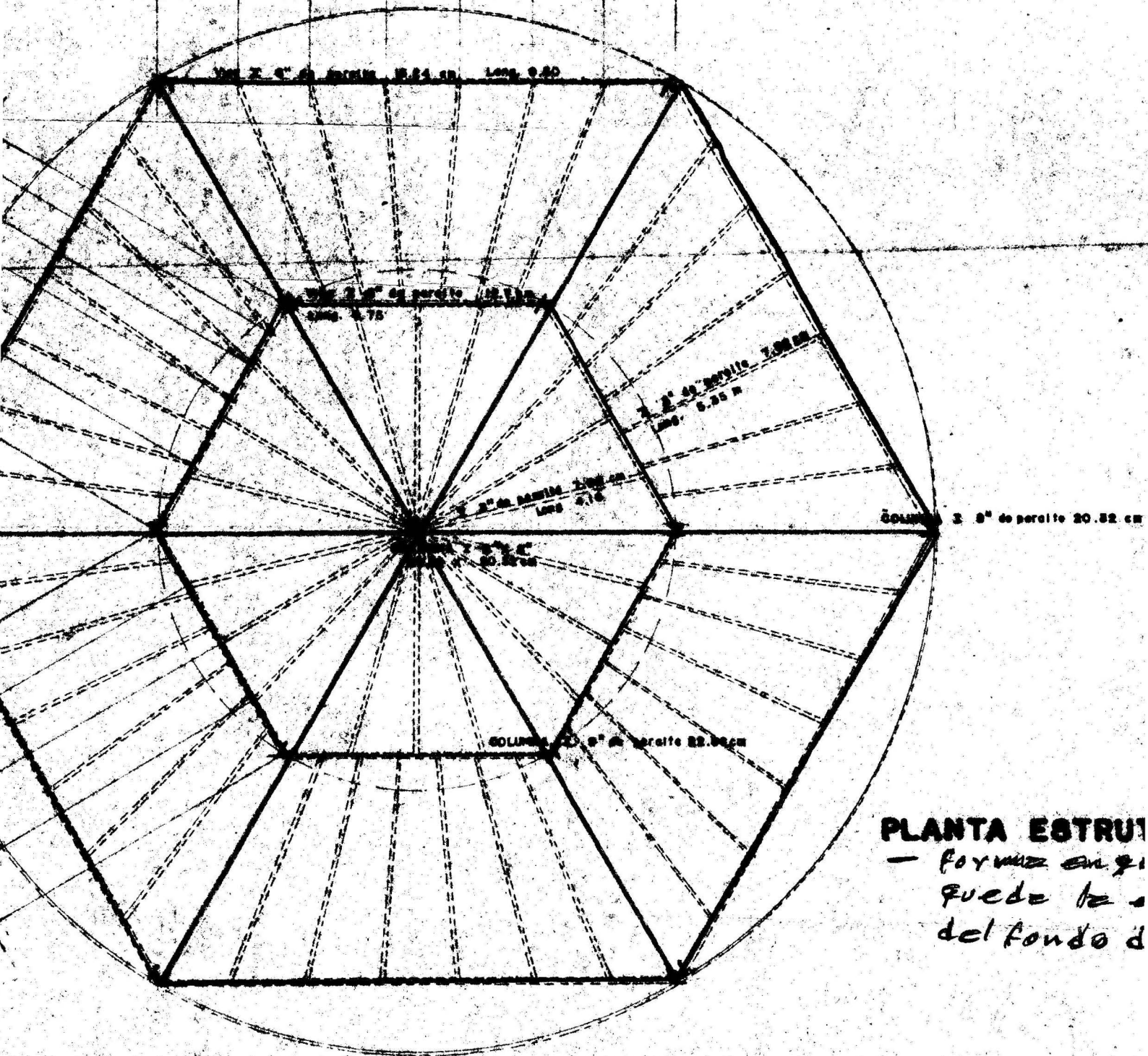
1.30m

19.00m

9.50m

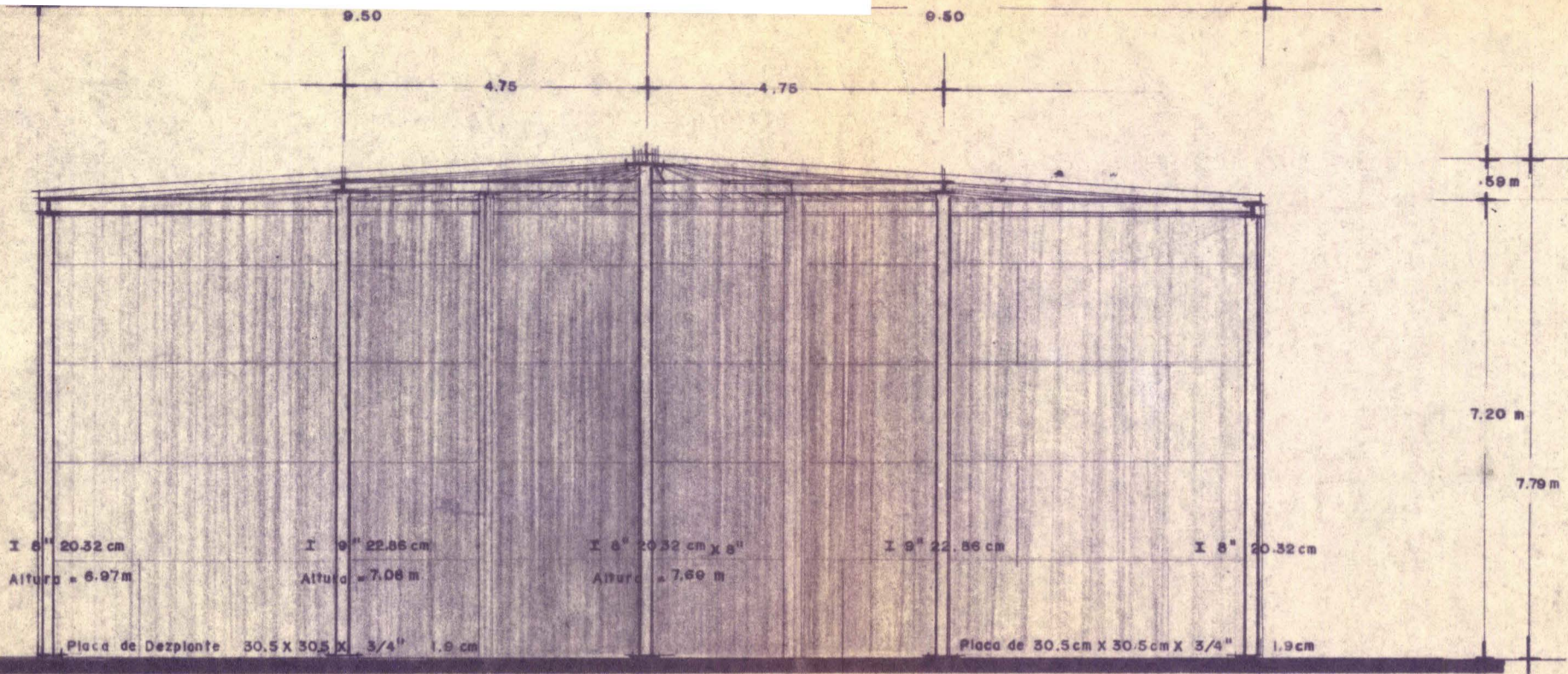
CORTE TRANSVERSO

1.37m 1.37 1.37 1.37 1.37m 1.37 1.37m

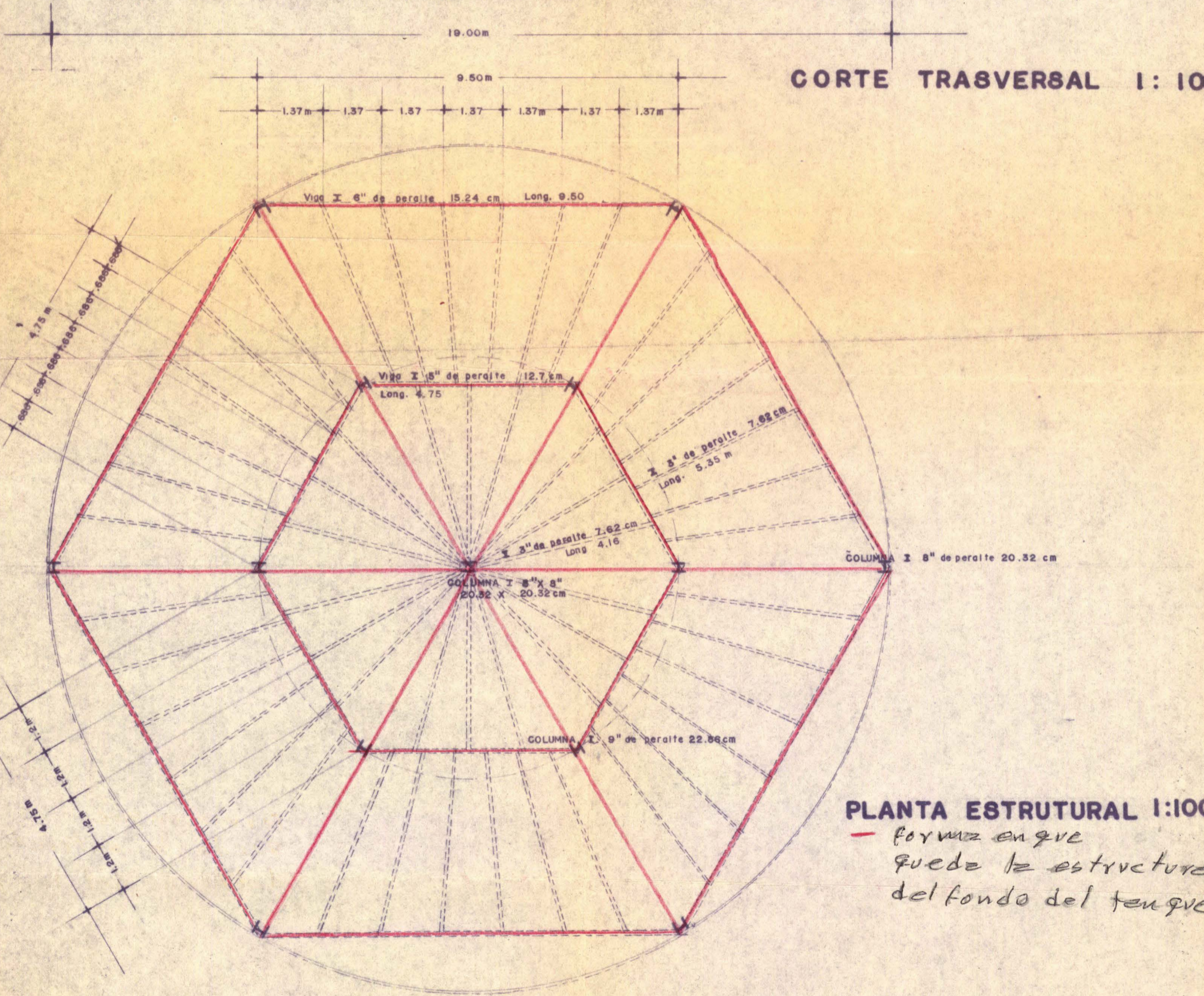


PLANTA ESTRUCTURAL
 - Formas en g
 puede ser
 del fondo d

Sección	Diámetro	Diámetro	Diámetro	Diámetro	Diámetro	Diámetro	Diámetro
INTERNA	2"	6" X 6" 20.82 cm	20.82 cm	1.05 cm	5.0 cm	7.00 m	1
INTERMEDIA	2"	6" 20.82 cm	7.62 cm	0.53 cm	4.00 cm	7.00 m	6
EXTERNA	2"	6" 20.82 cm	10.2 cm	1.05 cm	5.0 cm	9.97 m	6
INTERMEDIA	2"	6" 18.7 cm	7.62 cm	0.53 cm	4.0 cm	9.75 m	6
EXTERNA	2"	6" 18.24 cm	8.5 cm	0.51 cm	4.0 cm	9.60 m	6
INTERIOR	2"	3" 7.62 cm	5.0 cm	0.50 cm	3.0 cm	4.10 m	10
EXTERIOR	2"	3" 7.62 cm	5.0 cm	0.50 cm	3.0 cm	5.50 m	10
DESPLANTE COLUMNA		20.5 X 20.5 cm X 3/4" 1.9 cm					10

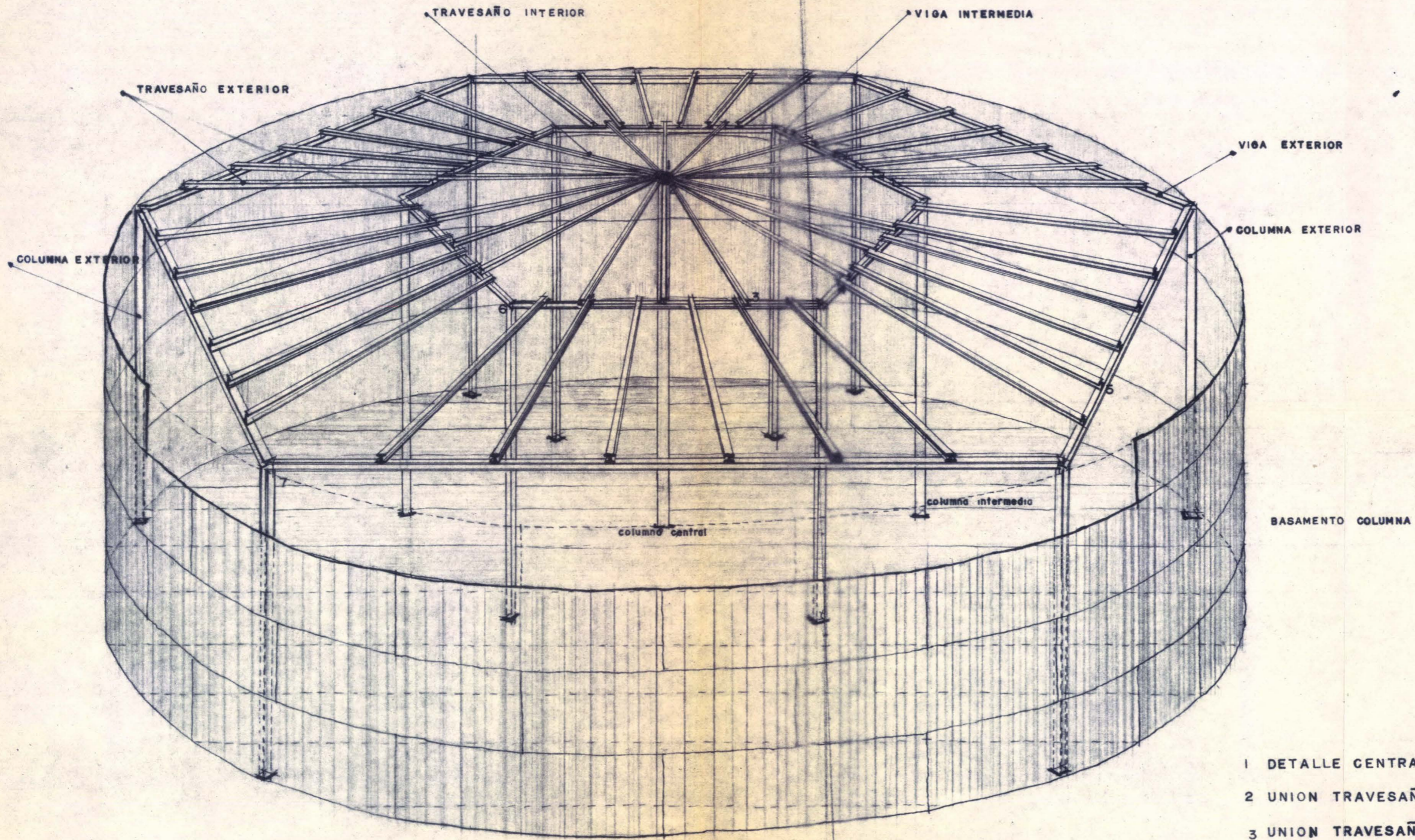


CORTE TRASVERSAL 1:100

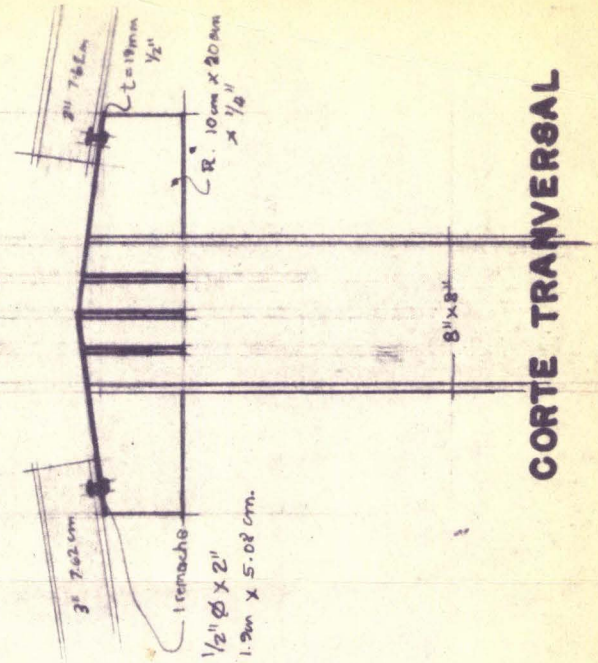
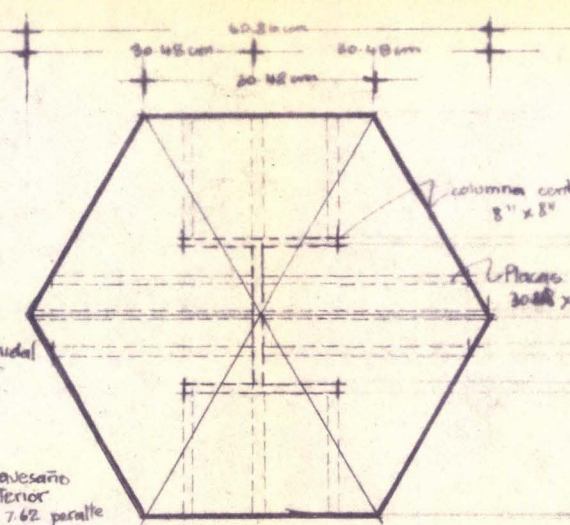
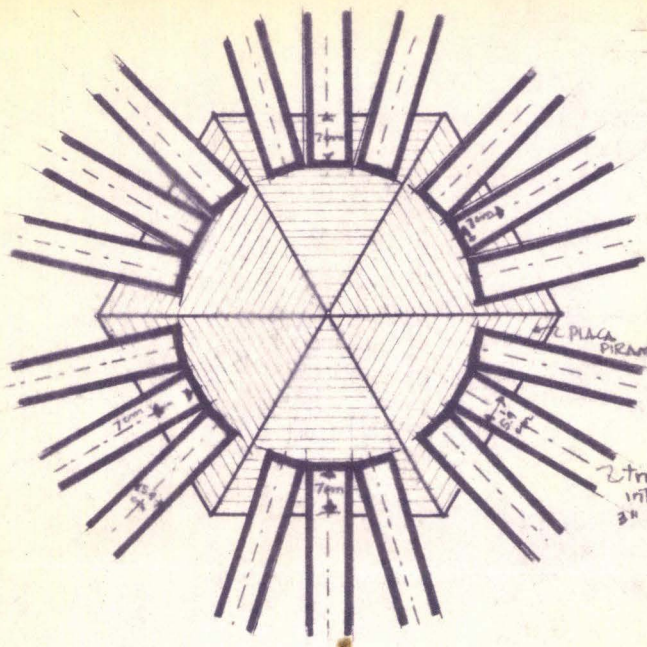


	seccion	peralte	ancho patin	espesor patin	gramil	longitud	numero necesario
COLUMNA CENTRAL	I	8" x 8" 20.32 cm	20.32 cm	1.08 cm	5.6 cm	7.69 m	1
COLUMNA INTERMEDIA	I	9" 22.86 cm	7.62 cm	0.83 cm	4.06 m	7.06 m	6
COLUMNA EXTERNA	I	8" 20.32 cm	10.2 cm	1.08 cm	5.6 cm	6.97 m	6
VIGA INTERMEDIA	I	5" 12.7 cm	7.62 cm	0.83 cm	4.0 cm	4.75 m	6
VIGA EXTERNA	I	6" 15.24 cm	8.5 cm	0.91 cm	4.4 cm	9.50 m	6
TRAVESAÑO INTERIOR	I	3" 7.62 cm	5.9 cm	0.66 cm	3.6 cm	4.16 m	18
TRAVESAÑO EXTERIOR	I	3" 7.62	5.9 cm	0.66 cm	3.6 cm	5.35 m	18
PLACA DE DEZPLANTE COLUMNA		30.5 X 30.5 cm X 3/4" 1.9 cm					13

PERSPECTIVA DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO.



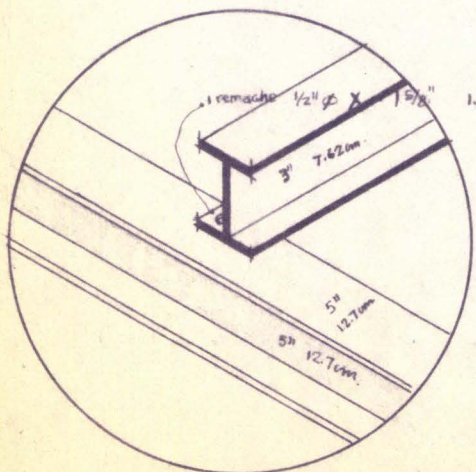
- 1 DETALLE CENTRAL ESTRUCTURA
- 2 UNION TRAVESAÑO INT. ASIENTO PIRAMIDAL
- 3 UNION TRAVESAÑO INT. VIGA INTERMEDIA
- 4 UNION VIGA INTERMEDIA TRAVESAÑO EXT.
- 5 UNION VIGA EXTERIOR TRAVESAÑO EXT.
- 6 UNION VIGA EXT. COLUMNA EXT
- 7 UNION VIGA INTERMEDIA COLUMNA INTERMEDIA.



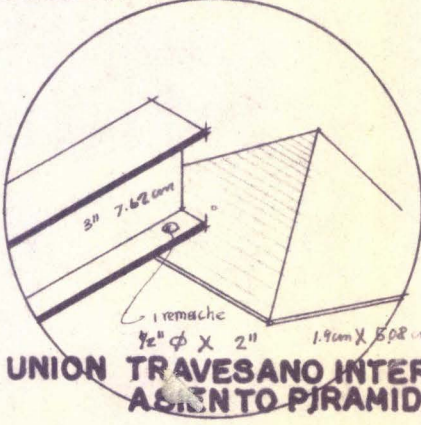
CORTE TRANSVERSAL

PLANTA ASIENTO PIRAMIDAL

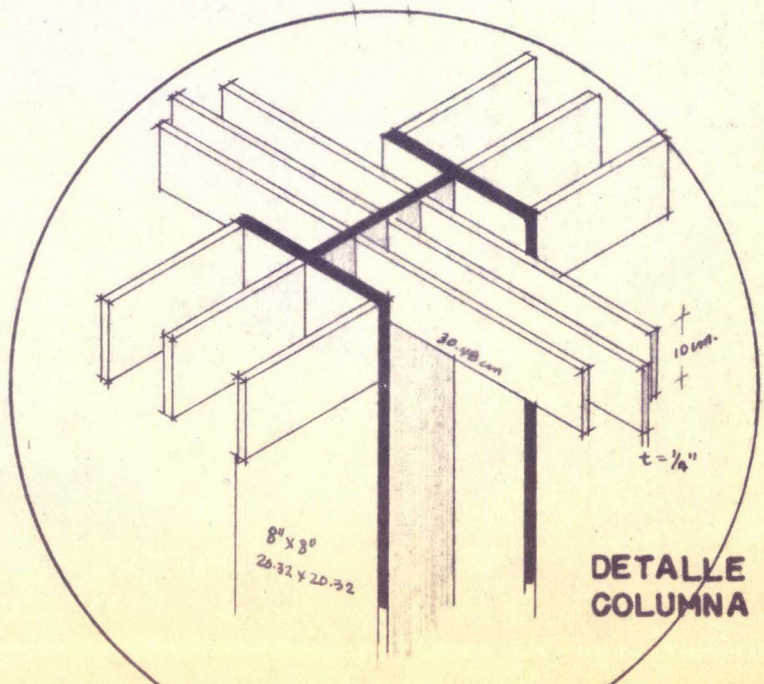
DETALLE CENTRAL ESTRUCTURA



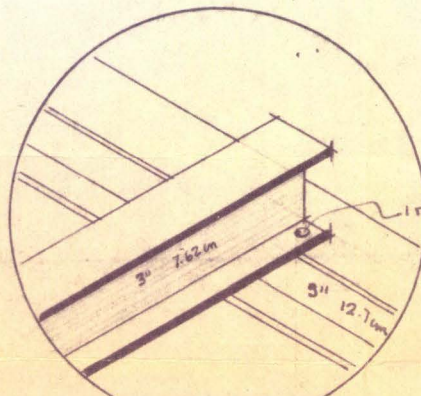
DETALLE UNION TRAVESANO INTERIOR VIGA INTERMEDIA



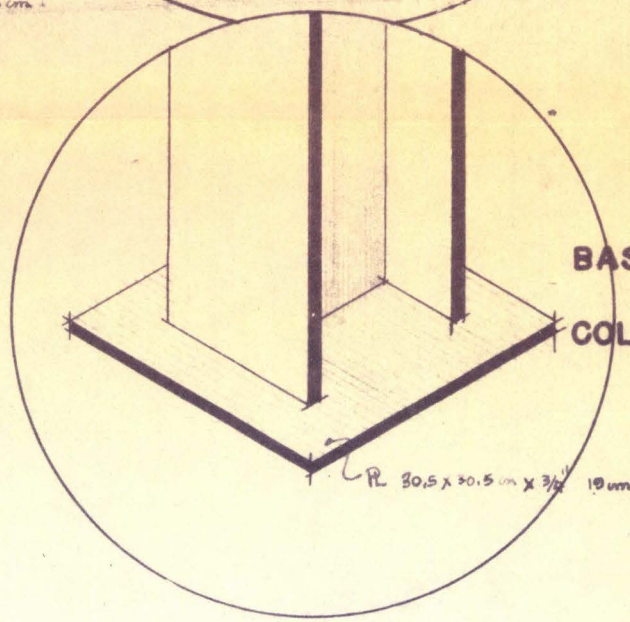
UNION TRAVESANO INTERIOR ASIENTO PIRAMIDAL.



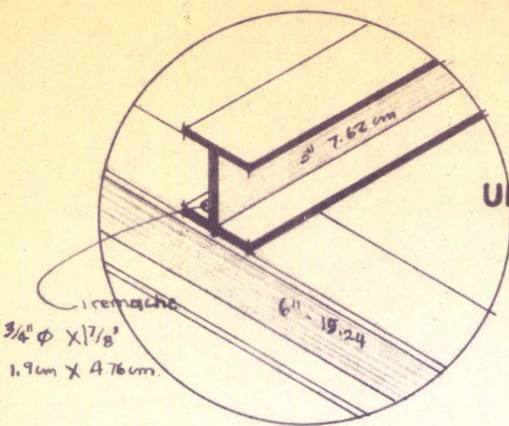
DETALLE CAPITEL COLUMNA CENTRAL



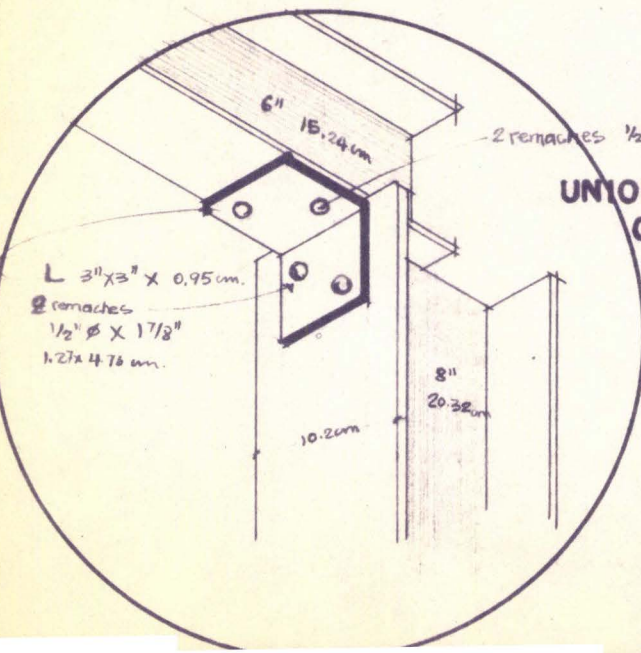
UNION VIGA INTERMEDIA TRAVESANO EXT.



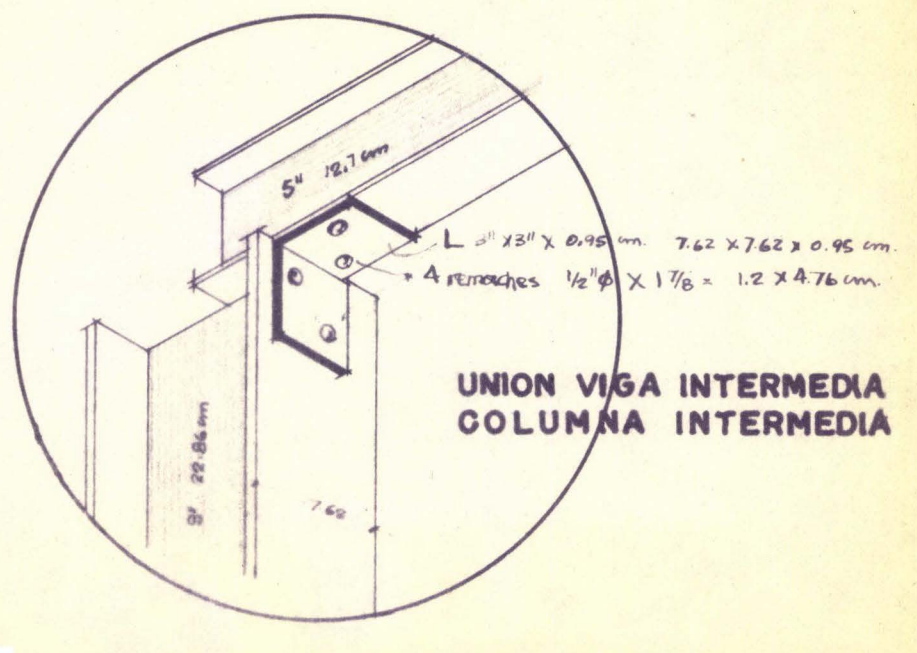
BASAMENTO TIPO EN COLUMNAS



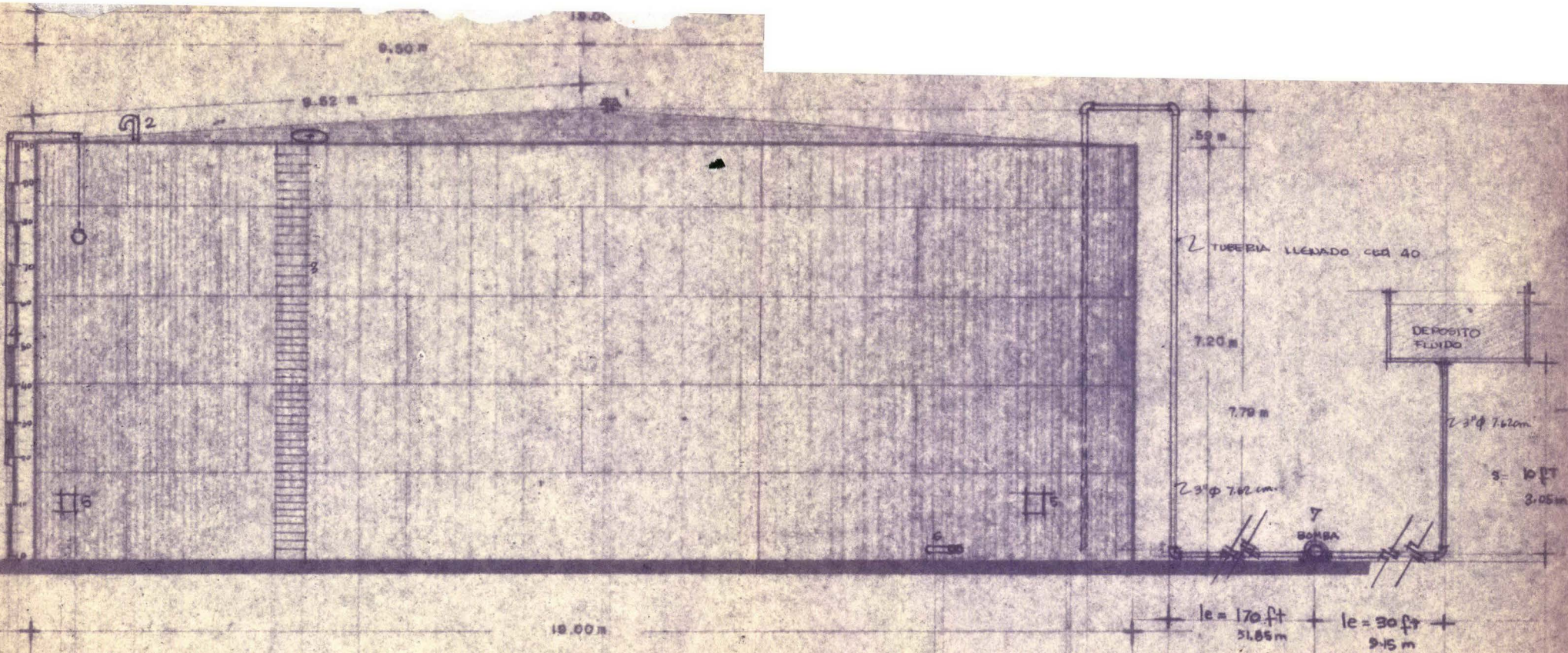
UNION VIGA EXTERIOR. TRAVESANO EXTERIOR



UNION VIGA EXTERIOR COLUMNA EXTERIOR



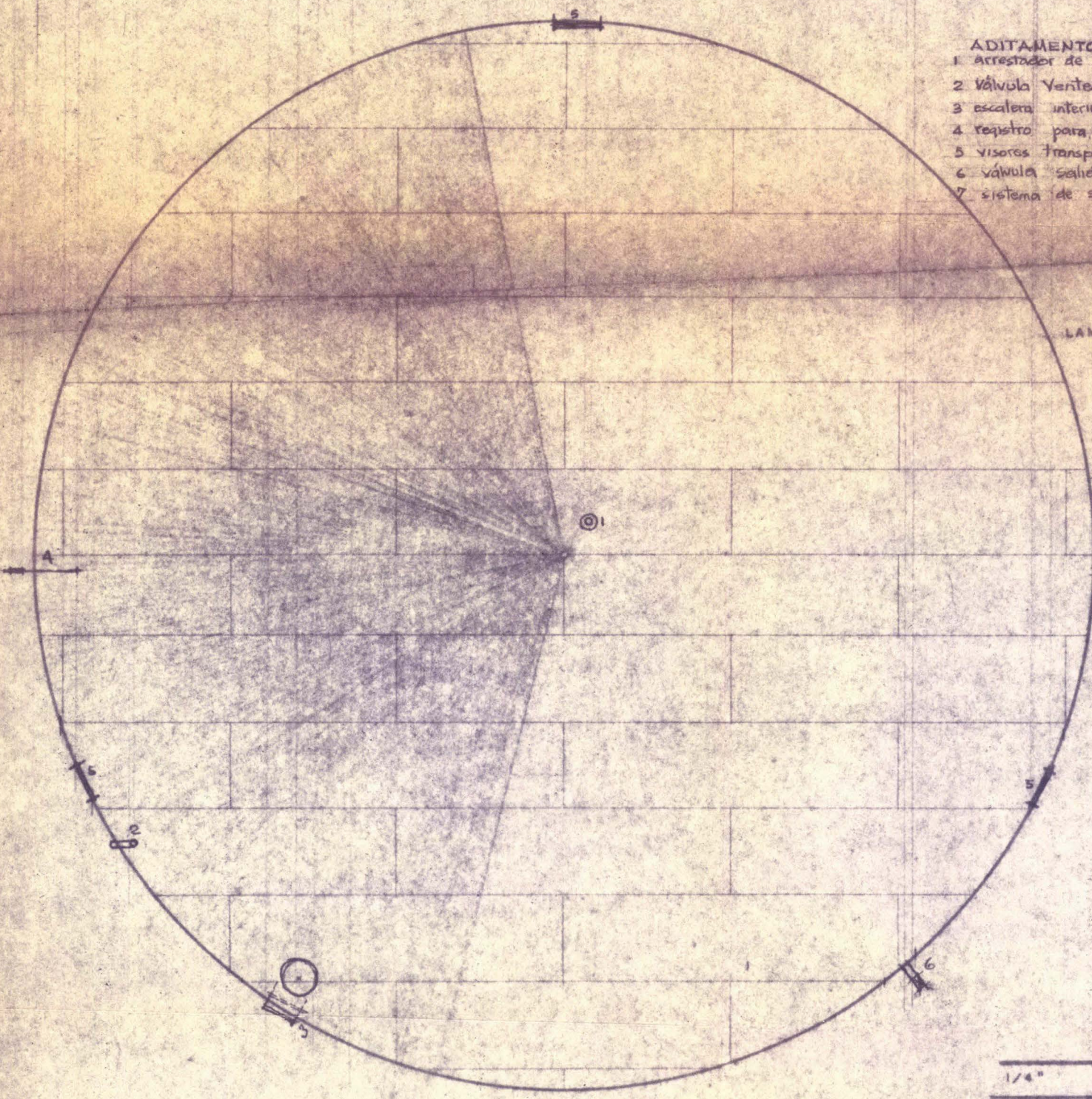
UNION VIGA INTERMEDIA COLUMNA INTERMEDIA



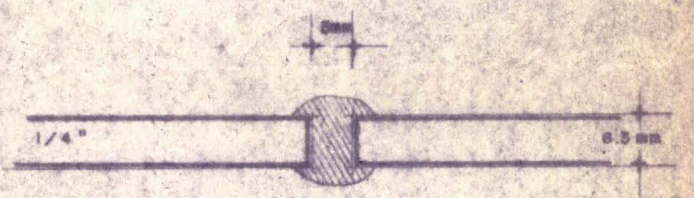
ALZADO 630 1:100

- ADITAMENTOS +**
- 1 Arrestador de flama 4" ϕ y 20 cm altura
 - 2 Válvula Ventos a la atmosfera 4" y 20 cm altura
 - 3 escalera interior y una exterior h=750 numero oc. 50 @ 15 cm
 - 4 registro para medidor de volumen
 - 5 visores transparentes para observacion
 - 6 válvula salida fluido 3" ϕ 762 mm.
 - 7 sistema de succion para llenado +

LAMINA TIPO
1,52 m X 6,10 m X 0,0083 m 1/8"



PLANTA 630 1:100



DETALLE UNION DE PLACAS SOLDADAS

NUMERO DE LAMINAS NECESARIAS EN	T E C H O	50,83
	ENVOLVENTE	48,30
	F O N D O	30,80
T O T A L		129,93