

2ej 166

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA



**ABASTECIMIENTO DE AGUA AL COMPLEJO
PETROQUIMICO LA CANGREJERA, VER.**

TESIS PROFESIONAL

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA**

CIRO ARTURO SOTO JACOME

MEXICO, D. F.

1981



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.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

CONTENIDO

CAPITULO I.- Introducción

CAPITULO II.- Obra de Toma

CAPITULO III.- Línea de Conducción

CAPITULO IV.- Tanques de almacenamiento.

CAPITULO V.- Conclusiones

CAPITULO I

INTRODUCCION

Los grandes yacimientos petrolíferos descubiertos, en la presente década en el Sureste así como la situación socioeconómica del país determinaron que la Empresa Petroleos Mexicanos (PEMEX) impulsara la creación de nuevos polos de desarrollo económico. Esta zona en virtud de su situación Geográfica y sus magnificas riquezas naturales experimenta uno de los desarrollos industriales más grandes que se hayan alcanzado.

Apoyado en los mantos de petróleo crudo y gas natural de la región, PEMEX, construye, amplía y moderniza nuevas instalaciones tales como la Refinería de Minatitlan, el complejo Industrial Pajaritos, el C. I. Cosoleacaque y el que será el complejo petroquímico más grande de América Latina "La Cangrejera", esta que actualmente se construye en el estado de Veracruz.

El complejo petroquímico "La Cangrejera" es la respuesta de Petroleos Mexicanos a la urgente necesidad de producir productos petroquímicos para, de ésta manera, tender a la autosuficiencia en materia de hidrocarburos y evitar, las importaciones que castigan duramente la economía nacional.

ANTECEDENTES

El complejo petroquímico "La Cangrejera" es un centro industrial en desarrollo localizado sobre una superficie - de 230 Ha. situado aproximadamente a diez kilómetros de Coatzacoalcos, Ver., sobre la carretera a Villahermosa, Tab. dicha - superficie dista cuatro kilómetros del complejo Industrial Pajaritos. En la Fig. I.A. se muestra la localización de estos.

El proyecto se inició en su etapa preliminar a principios de 1975 y se espera que las plantas, que conforman la - primera etapa, se encuentren en operación durante el primer semestre de 1981.

La Cangrejera está constituida por diecinueve plantas, integradas totalmente con las instalaciones necesarias de servicios auxiliares, tales como abastecimiento de energía eléctrica, tanques de almacenamiento, etc.

A continuación se enuncian las plantas que integran este centro petroquímico, indicando su producción estimada.

PLANTAS	PRODUCCION
Planta de etileno	500,000 ton/año
Planta de Oxido de etileno	100,000 ton/año
Planta despuntadora de crudo	200,000 Bls/día
planta fraccionadora de hidrocarburos ligeros	113,000 Bls/día
Planta recuperadora de hidrocarburos licuables	9,000 Bls/día

Planta Hidrodesulfurizadora de gasolina ligera	86,000 Bls día
Planta de Oxigeno	200,000 Ton/año
Planta de acetaldehido	100,000 Ton/año
Planta de polietileno de baja densidad	240,000 Ton/año.
Planta reformadora BTX	45,000 Bls/día
Planta extractora de aromáticos	18,000 Bls/día
Planta fraccionadora de solvente	50,000 Ton./año
Planta Hidrodealquiladora de tolueno	3,480 bls/día
Planta de purificadora de hidrogeno	80 MPCD
Planta de xilenos Plus	13,200 Bls/día
Planta de Isomerización de orto y metaxilenos	40,000 Bls/día
Planta de paraxileno	240,000 ton/año
Planta de estireno	150,000 ton./año
Planta de cumeno	40,000 ton/año

ABASTECIMIENTO DE AGUA.

Con motivo de la creación de un nuevo complejo petroquímico de Petróleos Mexicanos denominado "La Cangrejera" y la indispensable y vital necesidad del agua para el funcionamiento y operación del complejo, se llegó a la conclusión de que la única forma de obtener el mencionado líquido era aprovechando la lluvia y alguna otra fuente posible. La captación del agua pluvial sería a través de una represa en algún cruce y el más

adecuado y favorable, por su cercanía al lugar de consumo es el arrollo denominado Teapa.

La operación y funcionamiento de las instalaciones del complejo tales como plantas, calderas, agua contra incendio, etc. requiere de un gasto continuo de agua, y para ello se proyectan una obra de captación, una de conducción y otra de regulación y distribución. El gasto demandado es de $3.32 \text{ m}^3/\text{Seg.}$, sin embargo, las obras se diseñarán con un gasto de diseño $Q_d = 1.5 Q$ demandado ($Q_d = 5.00 \text{ m}^3/\text{Seg.}$) a excepción de los tanques de almacenamiento que se calcularán con el gasto demandado.

Las elevaciones y coordenadas a que se refieren los planos y figuras de este trabajo están referidos al sist. de la Cangrejera, Ver.

La SARH. (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos) proyectó y diseñó una presa para captar las aguas del arrollo Teapa y de esta manera formar un vaso de almacenamiento. A continuación menciono los datos generales de la mencionada presa.

PRESA "LA CANGREJERA"

Cortina de material homogéneo impermeable con un -- filtro de arena a todo lo largo de la sección.

Longitud de la cortina	420.00 Mts.
Altura sobre el lecho del arrollo	15.00 Mts.

Altura desde el desplante	22.00 Mts.
Talud aguas arriba	3:1
Talud aguas abajo	4:1
Elevación del NAME -	21.65 Mts.
Elevación del NAMO -	19.75 Mts.
Elevación del umbral del desague	15.30 Mts.
Capacidad de azolves	5'000.000 M ³
Capacidad útil	18'500.000 M ³
Capacidad superalmacenamiento	14'900.000 M ³
Capacidad Total	38'400.000 M ³

La obra de excedencias o de defensa de la presa propia mente dicha, consiste en un vertedor de cresta libre, canal de descarga con tanque amortiguador y canal de salida. Todas es tas obras recubiertas de concreto.

Longitud de la cresta vertedora	28.00 m
Capacidad del vertedor	160.00 m ³ /Seg.

Obra de toma y descarga de fondo.

Consiste en un canal de acceso, torre de control, com puertas deslizantes, tubo de concreto a presión, tanque amorti guador y canal de conducción.

Capacidad de la obra de toma	10.00 M ³ /Seg.
------------------------------	----------------------------

CAPITULO II

OBRA DE TOMA

La obra de captación se localiza al noreste del complejo justamente a un costado de la presa "La Cangrejera". Esta bocatoma presenta dos etapas de funcionamiento y lo que a continuación se menciona comprende la operación de la primera de ellas.

La obra de toma o captación se compone de:

- A.- Canal de llamada.
- B.- Carcamo de bombeo.
- C.- Plataforma de maniobras.
- D.- Sistema de medición.

II.A.- Canal de llamada

Este cumple la función de conducir el agua del arrollo "Teapa" hacia el carcamo de bombeo y en su principio cuenta con una fosa de sedimentación en la que, por sus dimensiones, la velocidad del agua es pequeña, de tal manera que las materias en suspensión se precipitan al fondo de la misma y de ahí se removerán por medios mecánicos cuando así se requiera.

Como la obra de captación se localiza a 150.00 M.,- aproximadamente, del cauce del arrollo Teapa; se hace necesaria

rio la construcción de una obra para conducir el agua hasta el carcamo de bombeo de esta bocatoma. La localización del carcamo y el arroyo se muestran en la figura II.A.1 a y b en planta y perfil respectivamente.

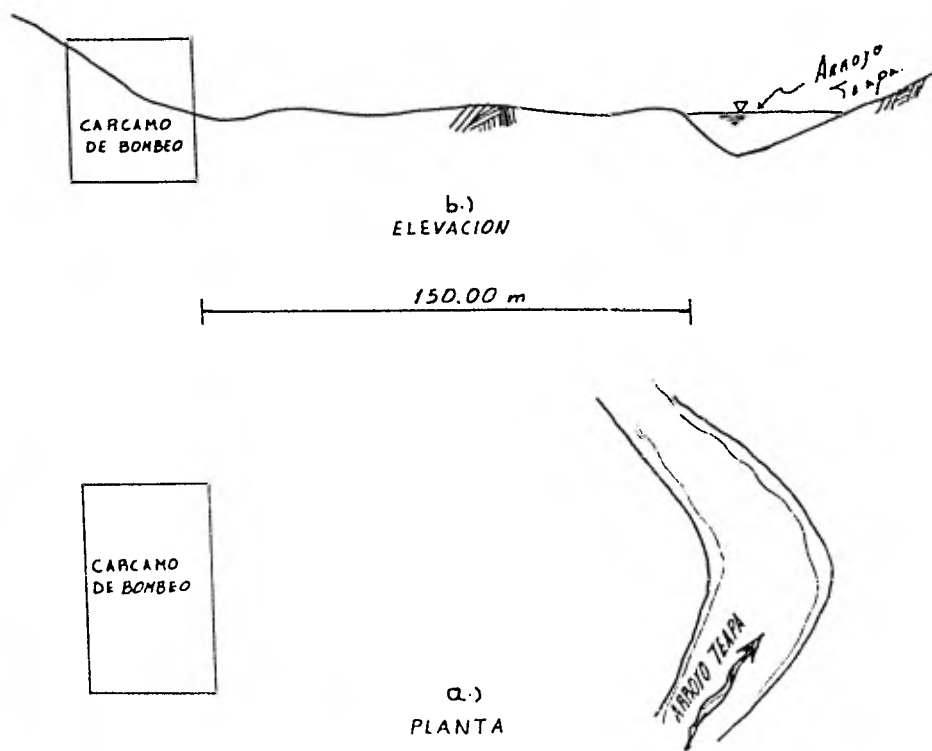


FIG II A 1.

El canal de llamada deberá contar, en su inicio con una estructura desarenadora. En ésta se deberán eliminar las partículas que se encuentran en suspensión en el agua.

El gasto de diseño es de $5.00 \text{ M}^3/\text{Seg.}$, las partículas a eliminar son las mayores de 0.20 mm .

La velocidad crítica es igual a:

$$v = a \sqrt{d} \quad \dots \quad 1$$

dónde

v ——— velocidad crítica

a ——— Coef. que es función de d .

d ——— tamaño mínimo de partículas a eliminar

El ancho de plantilla 'b' para canal trapecial con talúdes 1×1 es:

$$b = \frac{Q}{v \cdot h} - h \quad \dots \quad 2$$

Y aplicando la teoría del efecto retardador de la turbulencia, la longitud del tanque esta dada por;

$$l = \frac{v h^{3/2}}{W h^{1/2} - 0.132 v} \quad \dots \quad 3$$

Con lo anterior, se procede al cálculo:

De la ecuación 1

con $a = 44$ para $0.1 \text{ mm} < d < 1 \text{ mm}$

$$v = 44 \sqrt{0.20}$$

$$v = 0.20 \text{ cm/seg.}$$

Según Sudrí, la velocidad de caída de acuerdo con el tamaño límite de las partículas por eliminar (0,20 mm) vale --
 $W = 3.6 \text{ cm/seg.}$

El ancho de la fosa desarenadora, de la ecuación. --
 II.2 y con un tirante $h = 2.50 \text{ m}$, vale:

$$b = \frac{5}{2.5 \times 0.20} - 2.5 = 7.50 \text{ m}$$

$$b = 7.50 \text{ m}$$

La longitud se calcula con la ecuación 3

$$l = \frac{0.20 \times 2.5^{1/2}}{0.036 \times 2.5^{1/2} - 0.132 \times 0.20}$$

$$l = 26.00 \text{ m}$$

Después de pasar el agua por la estructura desarenadora, se conducirá hasta el cárcamo de bombeo, a través de un canal de sección trapecial con revestimiento de concreto.

Procediendo al diseño, tenemos los siguientes datos-

de proyecto.

$$Qd = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.012$$

$$S = 0.0005$$

$$m = 1$$

de la ecuación

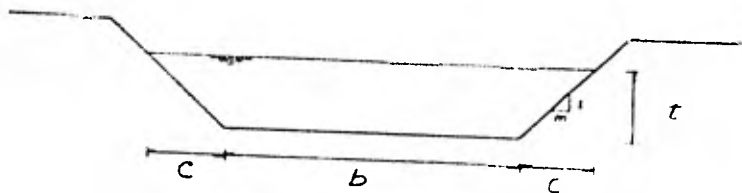
$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = AR^{2/3}$$

$$\frac{5 \times 0.012}{(0.00050)^{1/2}} = AR^{2/3}$$

$$2.683 = AR^{2/3}$$

Sección del canal.



$$A = bt + 2t c/2$$

$$C = mt^2, \text{ sust:}$$

$$A = bt + mt^2$$

$$p = b + 2t \sqrt{m^2 + 1}$$

$$R^{2/3} = \left(\frac{bt + mt^2}{b + 2t \sqrt{m^2 + 1}} \right)^{2/3}$$

de donde:

$$2.683 = (bt + mt^2) \left(\frac{bt + mt^2}{b + 2t \sqrt{m^2 + 1}} \right)^{2/3}$$

Resolviendo por iteraciones:

$$b = 4.00 \text{ m}$$

$$t = 0.79 \text{ m}$$

El cálculo, en lo que concierne al tirante, se puede tomar como preliminar pues en este no se han considerado las pérdidas de carga debido al cambio de sección, más adelante se hará la determinación del tirante efectivo y se mostrará la sección definitiva del canal de conducción.

Para unir la fosa desarenadora con el canal de conducción, es necesario una transición. Si el escurrimiento es subcrítico, una transición en línea recta con un ángulo aproximado de 12.5° es bastante satisfactorio y produce una pérdida de carga de aproximadamente $0.10 \Delta h_v$ en una tracción o reducción del canal. Por lo tanto, es necesario conocer el tipo de escurrimiento que se produce tanto en la fosa desarenadora como en el canal de conducción para ver si es posible hacer una transición de este tipo. Primeramente se revisará la fosa desarenadora.

$$Q_d = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$m = 1.00$$

cálculo del tirante crítico

$$t_{cr \tau} = t_{cr} \left(1 - \frac{1}{3} \nabla + 0.105 \nabla^2 \right)$$

dónde:

t_{cr} = tirante crítico de un canal rectangular

∇ = factor de corrección del método de Agroskin

$t_{cr \tau \text{ trap}}$ = tirante crítico de un canal trapezoidal

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{5}{7.50} = 0.667$$

$$q = 0.667 \text{ m}^3/\text{seg.}/\text{m.}$$

$$t_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$t_{cr} = \sqrt[3]{\frac{0.667^2}{9.81}}$$

$$t_{cr} = 0.397 \text{ m}$$

$$v = \frac{m t_{cr}}{b} = \frac{1 \times 0.397}{7.50}$$

$$v = 0.0476$$

$$t_{cr} = 0.357 \left(1 - \frac{1}{3} (0.0476) + 0.105 (0.0476)^2 \right)$$

$$t_{cr \text{ trap}} = 0.351 \text{ m}$$

como el tirante ($t > t_c$) es mayor que el tirante crítico y $S_o = 0 < S_c$, se deduce que el régimen es subcrítico o lento. Ahora procede calcular el régimen bajo el cual trabaja el canal de conducción.

$$Q_{\text{proy}} = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 4.00$$

$$m = 1.00$$

$$q = \frac{5}{4} = 1.25 \text{ m}^3/\text{seg.}/\text{m}$$

$$t_{cr} = \sqrt[3]{\frac{1.25^2}{9.81}}$$

$$t_{cr} = 0.43 \text{ m}$$

$$Y = \frac{1 \times 0.430}{4.00}$$

$$Y = 0.10756$$

$$t_{cr \text{ trap}} = 0.43 \left(1 - \frac{1}{3} (0.10756) + 0.105 (0.10756)^2 \right)$$

$$t_{cr \text{ trap}} = 0.415 \text{ m}$$

Igual que en el primer caso, el régimen es subcrítico
 pues $t > t_{cr \text{ trap}}$, y $S_0 < S_c$ dado lo anterior se procede al di-
 seño de la transición.

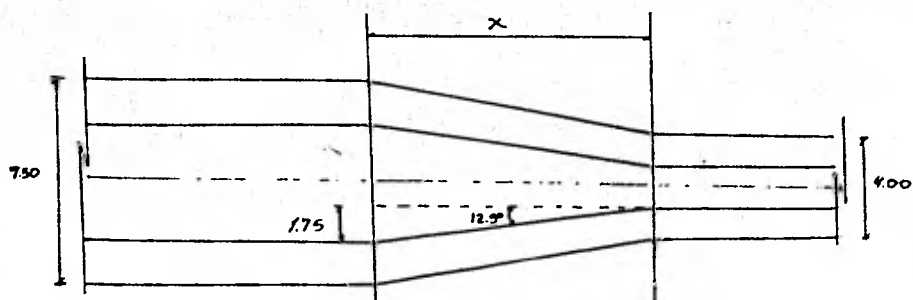


FIG II.A.2

De lo mencionado con anterioridad, realizando una -- transición con un ángulo de 12.5° como máximo podremos conocer las pérdidas de carga y serán iguales a : $h = 0.10 \Delta h$.

$$x = \frac{1.75}{\text{tg } 12.5^\circ} \quad ; \quad x = 8.00 \text{ m}$$

Revisión del perfil del agua en la fosa desarenadora . y el canal de conducción que la transportan del arroyo teapa - al cárcamo de bombeo.

Primero se calculará el tirante al inicio de la fosa para posteriormente determinar la variación de este en los vein tiseis metros que tiene de longitud, así como se calculará tam bién el tirante al inicio del canal de conducción. Posterior a esto se determinará el nivel del agua al llegar al cárcamo de bombeo.

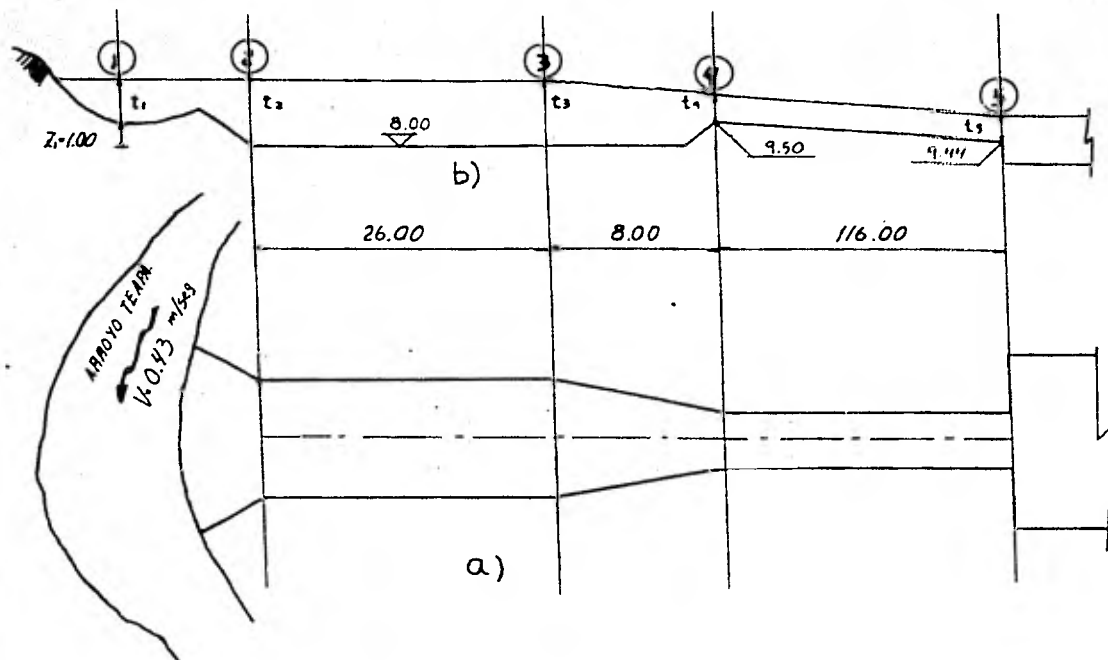


FIG II.A.3

Aplicando la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 2 , ver figura II. A. 3b.

$$Z_1 + t_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + t_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_e$$

Donde h_e son las pérdidas por cambio de dirección y de sección, y vale de ayudas de diseño $0.92 \Delta H_v$.

Sustituyendo valores conocidos:

$$1.00 + 1.50 + \frac{0.43^2}{19.62} = t_2 + \frac{0^2}{19.62 A^2} + 0.92 \left(\frac{0^2}{19.62 A^2} - \frac{0.30^2}{19.62} \right)$$

$$2.508 = t_2 + \frac{25}{19.62 A^2} + 0.92 \frac{25}{19.62 A^2} - 0.004$$

$$2.518 = t_2 + \frac{2.446}{(7.5t + t^2)^2}$$

Ecuación que resuelta por iteraciones nos da un tirante $t_2 = 2.50$ m., que es igual al de diseño.

Revisión del perfil en fosa separadora, lo que interesa de este punto es calcular el tirante a una distancia de - 26.00 m que es donde se inicia la estructura de transición.

datos:

$$S_0 = 0$$

$$b = 7.50 \text{ m}$$

$$m = 1.00$$

$$n = 0.012$$

$$Q = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Sección 2

Sección 3

$$t = 2.50 \text{ m}$$

$$t = 2.499927$$

$$A = 25.00 \text{ m}^2$$

$$A = 24.99 \text{ m}^2$$

$$R_h^{2/3} = 1.436$$

$$R_h^{2/3} = 1.436$$

$$V = 0.20 \text{ m/Seg.}$$

$$V = 0.20 \text{ m/Seg.}$$

$$v^2/2g = 2.0387 \times 10^{-3}$$

$$v^2/2g = 2.088 \times 10^{-3}$$

$$S = \left(\frac{v_n}{R^{2/3}} \right)^2$$

$$S = 2.7942 \times 10^{-6}$$

$$S = 2.7945 \times 10^{-6}$$

$$S_m = 2.7944 \times 10^{-6}$$

$$L = \frac{E_2 - E_1}{S_o - S_m} = \frac{2.499927 + 2.0388 \times 10^{-3} - 2.50 - 2.0387 \times 10^{-3}}{0 - 2.7944 \times 10^{-6}}$$

$$L = 26.00 \text{ m}$$

Como el cambio que se produce en el tirante es despreciable, se puede considerar el tirante t_3 igual al tirante $t_2 = 2.50$, por lo que el valor que se tomará al comenzar la estructura de transición es, precisamente, este.

Cálculo del tirante real al inicio del canal de conducción, que es también la sección final de la estructura de-

Transición. Ver fig. II - A - 4 a y b

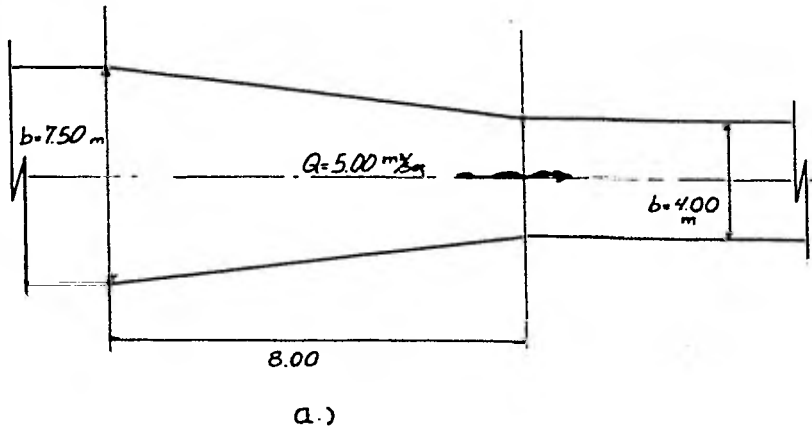
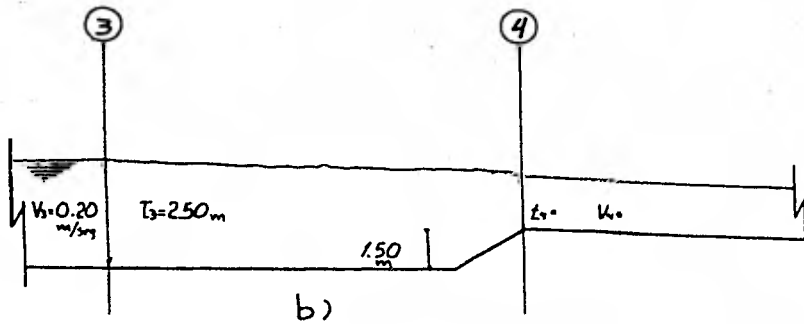


FIG II.A.4

Aplicando la ecuación de la energía entre las secciones 3 y 4, y considerando las pérdidas de carga en la estructura de transición, como $h = 0.10 \Delta h_v$:

$$z_3 + t_3 + \frac{v_3^2}{2g} = z_4 + t_4 + \frac{v_4^2}{2g} + 0.10 \left(\frac{v_4^2}{2g} - \frac{v_3^2}{2g} \right)$$

$$2.50 + \frac{0.20^2}{19.62} = 1.50 + t_4 + \frac{Q^2}{19.62 A^2} + 0.10 \left(\frac{Q^2}{19.62 A^2} - \frac{0.20^2}{19.62} \right)$$

$$2.50 + 0.002 = 1.50 + t_4 + \frac{25}{19.62 A^2} + 0.10 + \frac{25}{19.62 A^2} \cdot 0.10 \times 0.002$$

Agrupando términos:

$$1.002 = t_4 + \frac{1.402}{A^2}$$

$$\text{pero } A^2 = (4t + t^2)^2$$

de donde

$$t_4 + \frac{1.402}{(4t + t^2)^2} = 1.052$$

Ecuación que resuelta por iteraciones nos da un tirante $t_4 = 0.94$ m, que resulta, como se había mencionado con anterioridad, diferente del calculado originalmente pues en este análisis se consideraron las pérdidas de carga provocadas por el cambio en la sección de la fosa desarenadora al canal de conducción a través de la estructura de transición.

De la figura II a 3 a, b se puede notar que la distancia entre el cárcamo de bombeo y el arroyo Teapa es de --- 150.00 m por lo que considerando las longitudes de la fosa de sarenadora y la transición, la del canal de conducción será de 116.00 m y es a esta distancia a la cual se verificará la variación del tirante en el canal para de este manera encontrar el nivel del agua antes de que penetre en el cárcamo de

bombeo.

Determinación del perfil hidráulico en el canal de -
conducción.

Datos:

$$Q = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$m = 1$$

$$n = 0.012$$

$$S = 0.0005$$

$$b = 4.00 \text{ m}$$

Sección 4

$$t = 0.94 \text{ m}$$

$$A = 4.643 \text{ m}^2$$

$$R_h^{2/3} = 0.785$$

$$V = 1.076 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{V^2}{2g} = 5.909 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$S = 2.706 \times 10^{-4}$$

Sección 5

$$t = 0.973 \text{ m}$$

$$A = 4.838 \text{ m}^2$$

$$R_n^{2/3} = 0.799$$

$$V = 1.033 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{V^2}{2g} = 5.442 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$S = 2.403 \times 10^{-4}$$

$$S_m = 2.554 \times 10^{-4}$$

$$L = \frac{E_5 - E_4}{S_0 - S_m}$$

$$L = \frac{0.973 + 5.442 \times 10^{-2} - 0.94 - 5.909 \times 10^{-2}}{5 \times 10^{-4} - 2.554 \times 10^{-4}} = \frac{2.833 \times 10^{-2}}{2.446 \times 10^{-4}}$$

$$L = 116.00 \text{ m}$$

Por lo que el tirante en la sección 5 será igual a $t_5 = 0.97 \text{ m}$.

Después de calcular el perfil hidráulico a lo largo de la fosa desarenadora y del canal de conducción, se puede proceder a el diseño de las secciones, incluyendo el bordo libre y la altura de recubrimiento, que según U.S.B.R. valen, para un gasto $Q = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$, 0.70 y 0.20 m respectivamente. Por lo tanto las secciones quedaran como se muestran en las siguientes figuras.

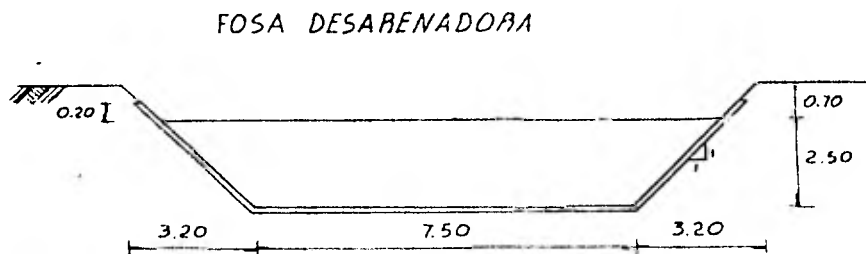


FIG. II · A · 5

CANAL DE CONDUCCION

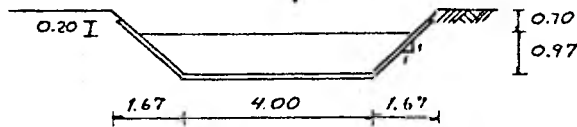


FIG. II. A. 6

II. B.- CARCAMO DE BOMBEO

Esta es otra obra importante del proyecto, pués en la primera etapa de funcionamiento se transportará al agua, mediante las bombas, desde el cárcamo del bombeo hasta un canal corto y de ahí pasará por el medidor Parshall, para posteriormente llegar a la línea de conducción. ver fig....II. b. 1.

Basicamente son tres los problemas que se presentan -- al diseñar un cárcamo de bombeo, cada uno afécta el tamaño y -- costos originales y el manejo adecuado de esos puntos minimizará o eliminará la cavitación y la erosión de los componentes de las bombas. Estas tres causas de la pobre operación que pueda -- tener una bomba son la alta velocidad de succión, los cambios -- de dirección del flujo en el area de influencia de la bomba y -- la inadecuada sumergencia sobre la campana de succión.

Esto se puede suprimir haciendo un diseño adecuado -- del cárcamo de bombeo y para eso, en este caso, se tomará como-

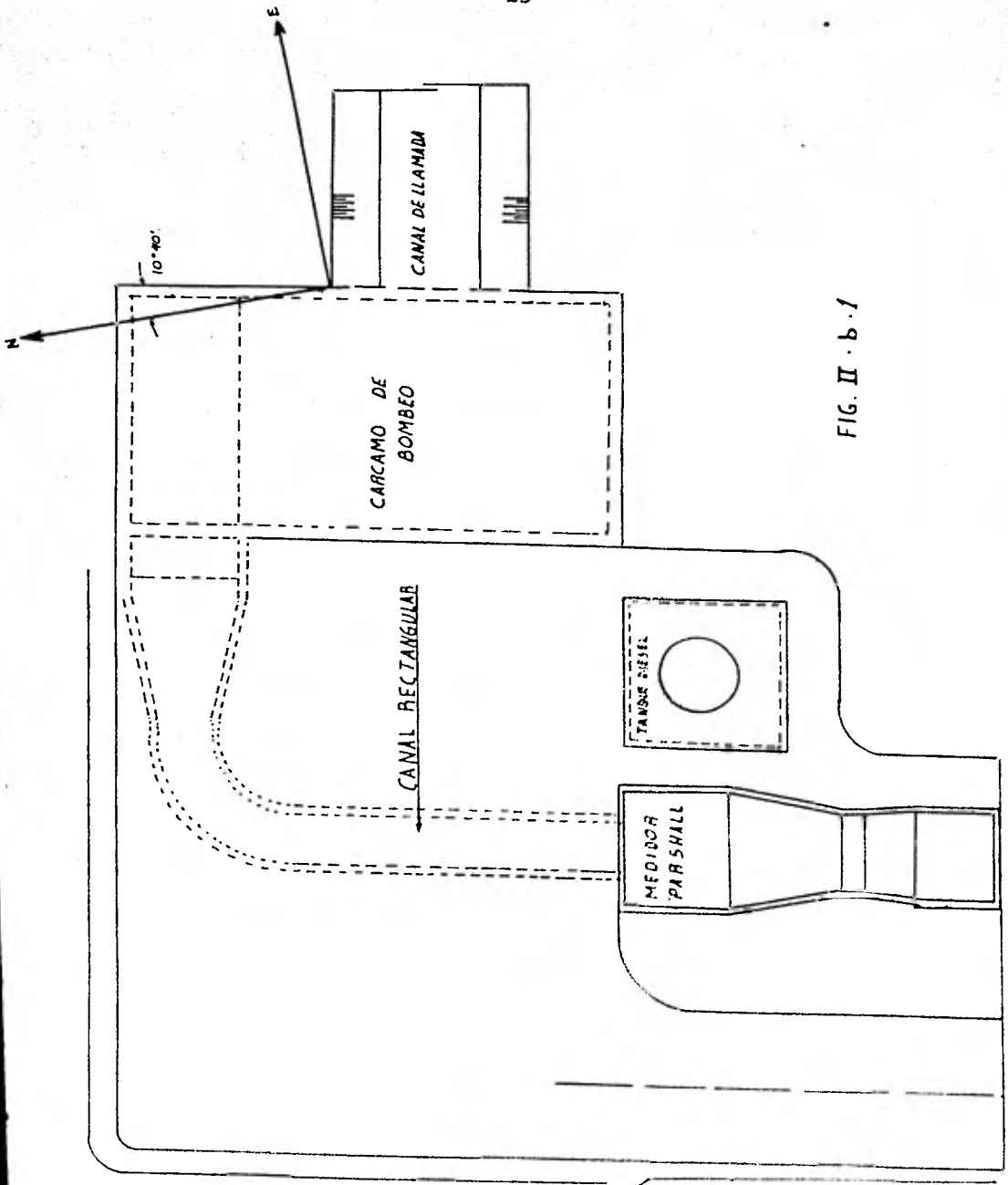


FIG. II · b · 1

guía ayudas de diseño y recomendaciones de BYRON-JACKSON DIVISION.

Una manera de evitar que el flujo sufra cambios de dirección bruscos, en el área de influencia de las bombas, sería alineando estas en forma paralela a un muro pero normal a la dirección de las líneas de corriente de modo que les llegue el flujo simultáneamente a cada tubo de succión.

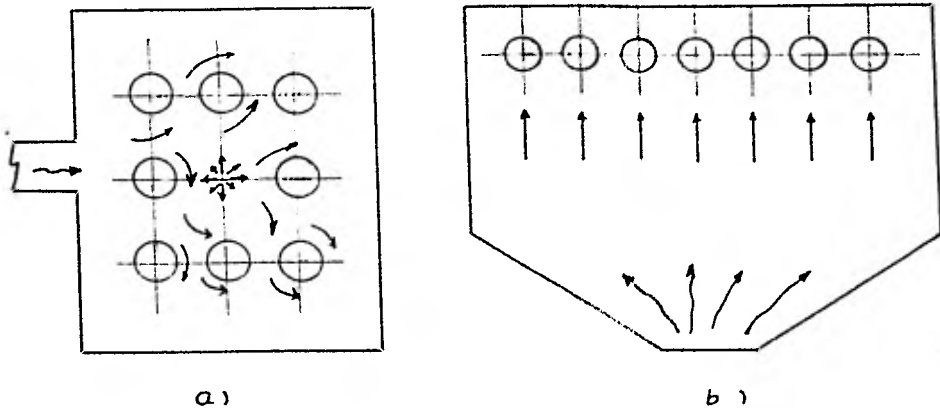


FIG II. b. 2

En la figura II. b. 2a se muestra un arreglo de bombas que puede causar vórtices y una mala operación de estas, para prevenir esos problemas, el perfil del cárcamo y el arreglo

glo de bombas deben ser cambiados como se muestra en la figura II. b. 2b.

Es axiomático que el mal diseño de un cárcamo de bombeo, no requiera únicamente de sumergencia inadecuada para inducir vórtices que también pueden causar cavitación y efectos de mal funcionamiento de las bombas induciendo problemas en la operación. El mejor diseño parece ser también el más económico, puesto que garantiza los máximos resultados de operación para el equipo de bombeo instalado.

Hasta hace poco se contaba con escasa información disponible para diseños de cárcamos y muchos arreglos de estos, - requieren estudios adicionales, no obstante debe ser recordado que frecuentemente el análisis del diseño de un cárcamo dado - puede ser hecho únicamente por la prueba de un modelo a escala del mismo.

Las recomendaciones para el diseño de este tipo de estructuras están ilustrados en las siguientes figuras.

Cuando sea posible se deberan hacer planes y arreglos de acuerdo con los principios ilustrados. El requerimiento fundamental es que el agua debe entrar al cárcamo con un mínimo de turbulencia y a baja velocidad.

Cuando por alguna razón se hiciera necesario realizar una toma lateral, para no disminuir la eficiencia de las bombas por la turbulencia que provoque el cambio brusco de direc-

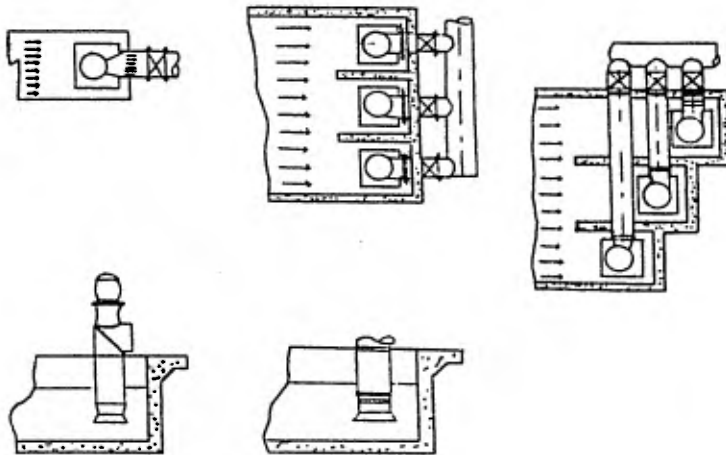
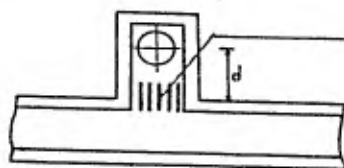
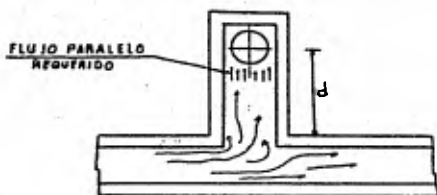


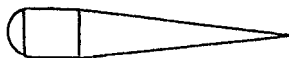
FIG II-b.3

ción, se deberán colocar guías para provocar que el flujo se aproxime a las bombas en línea recta y también para disminuir la distancia requerida para hacer que el flujo se translade -- sin producir vórtices.



GUIAS PARA CONDUCCIA AL
FLUJO EN LINEA RECTA Y RE-
DUCIA LA DISTANCIA ENTRE
EL CANAL Y LA(S) BOMBA(S).

EL AGUA DEBE FLUIR EN FORMA
PARALELA A LAS PAREDES DEL CAR-
CAMO PARA QUE HAYA MINIMA
TURBULENCIA YAUMENTE LA
EFICIENCIA.



CUANDO SEA POSIBLE SE DEBEN
EVITAR COLUMNAS Y TABES-
CAUZADAS EN EL CARCAMO ADE-
LANTE DE LAS BOMBAS

FIG II 6.4

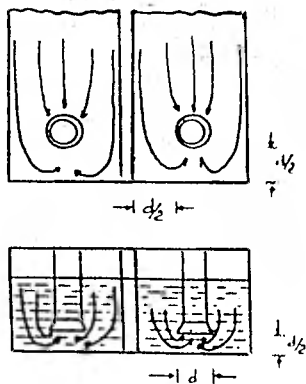


FIG II·b·5

La configuración del piso del cárcamo debe ser tal -- que los cambios bruscos ocurran al menos cinco diámetros del -- lado de la bomba más próximo. Entre mayor sea la distancia, en -- tre la bomba y el cambio en el contorno, mejores serán las con -- diciones de succión en la entrada de la bomba.

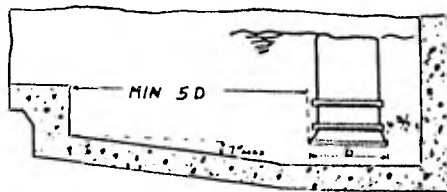


FIG II·b·6

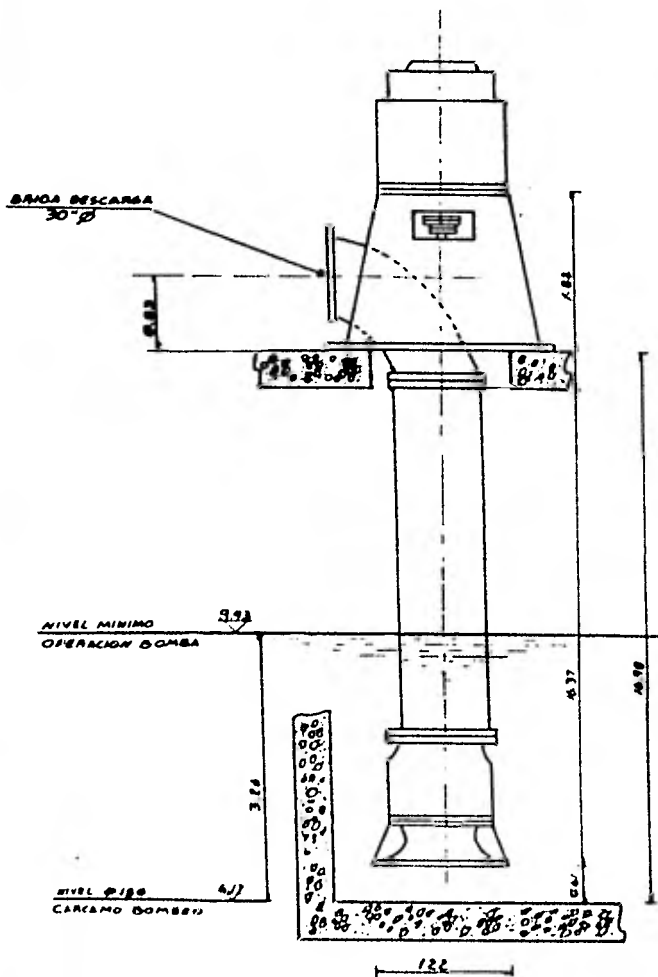


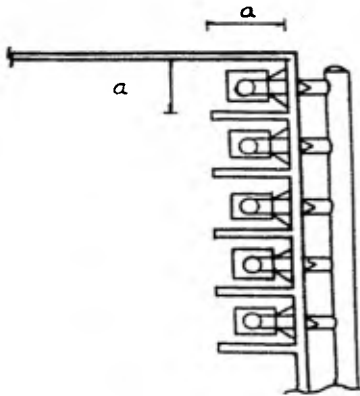
FIG II-6-7

El gasto que será extraído del cárcamo es igual a -
 $Q_0 = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ por lo que será necesario instalar cuatro -
bombas con una capacidad de 20,000 G.P.M. C/u. con lo cual --
quedan cubiertas las necesidades.

De estas cuatro bombas, dos tendrán motor de combus-
tión interna (DIESEL) y los dos restantes contarán con motor-
eléctrico.

Tomando en consideración el mantenimiento que requie-
ran o posibles desperfectos que pueda tener alguna de las uni-
dades, se instalará una adicional con motor de combustión in-
terna (DIESEL). En la fig. II. b. 7 se muestran sus caracterís-
ticas principales, con las cuales se puede proceder al diseño.

De acuerdo con las ayudas de diseño y recomendacio-
nes de BYRN-JACKSON DIVISION, La Geometría y Dimensiones del-
cárcamo serán las que se muestran a continuación.



y de las figuras

II. b. 5 y II. b. 7

$a = 2.44 \text{ m}$

FIG II. b. 8
PLANTA CARCAMO.

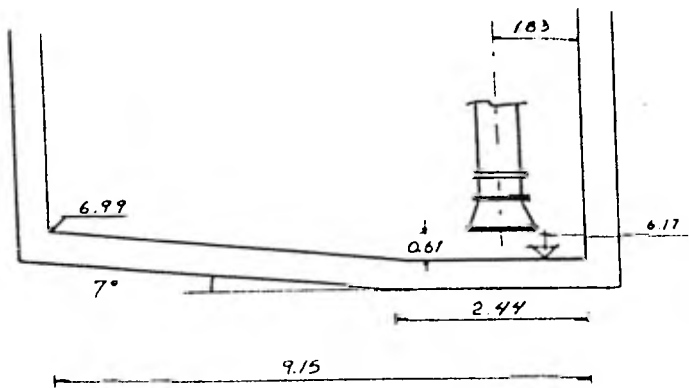


FIG II b. 9

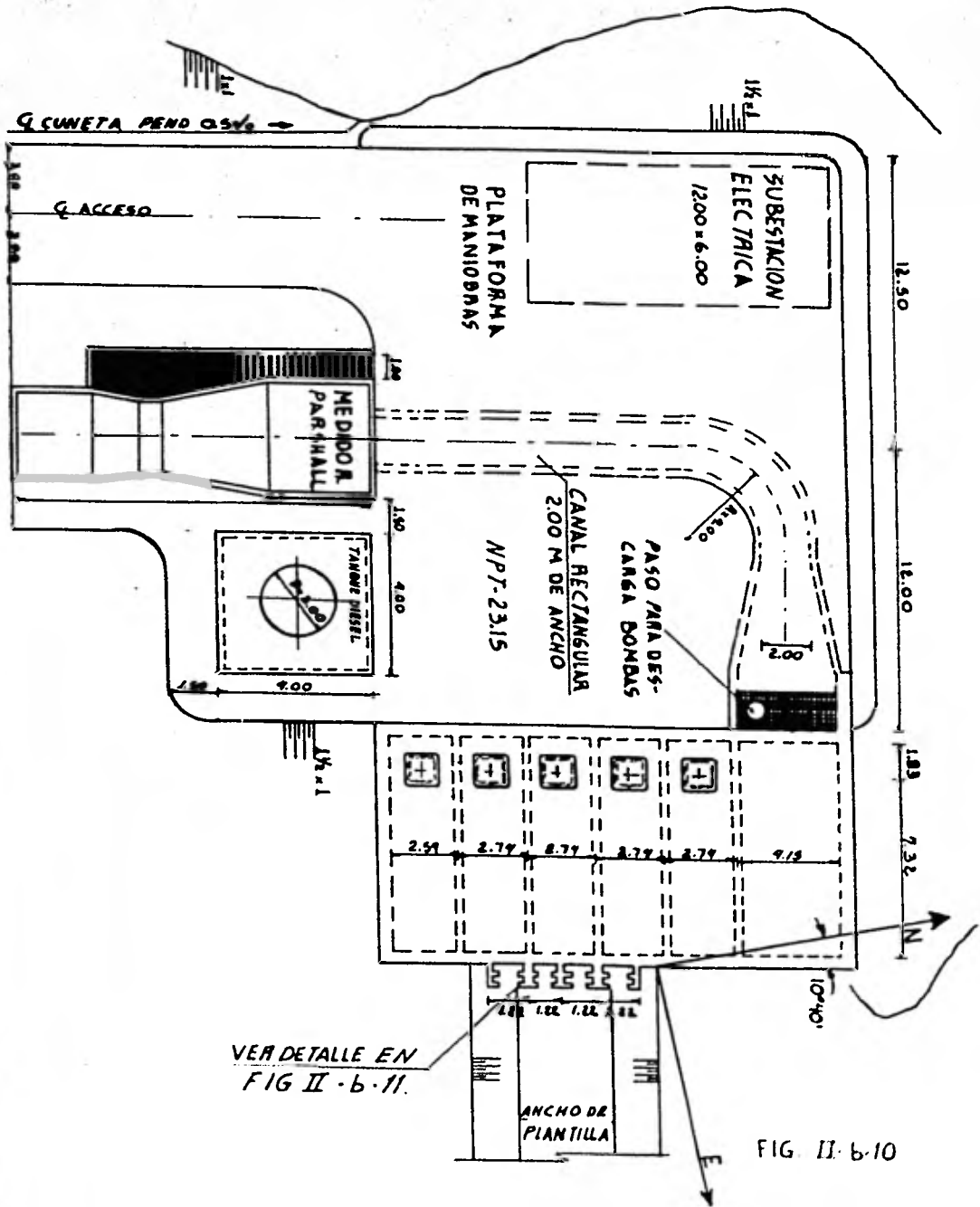
Como se mencionó al principio estas obras tendrán dos etapas de operación, lo anterior servirá durante la primera de ellas, en cuanto a la segunda, se llevará a cabo cuando entre en funcionamiento la presa que se construye aguas abajo del arroyo Teapa, que servirá para represar las aguas que aporte el mencionado arroyo. Esto es cuando el embalse del agua alcance su nivel normal de operación, dejarán de funcionar las bombas y por medio de dos origicios controlados a través de compuertas deslizantes, fluirá el agua de el cárcamo de bombeo (por diferencia de niveles) hacia un canal de conducción situado en la plataforma de maniobras y de ahí al medidor Parshall para, posteriormente llegar a la línea de conducción, quedando las bombas instaladas para situaciones de emergencia. En la fig. II. b. 10 se puede observar el arreglo general del cárcamo de bombeo.

NIVEL DE OPERACION DEL CARCAMO DE BOMBEO.

El nivel de operación del cárcamo de bombeo dependerá del nivel del canal de conducción, en su parte final, de las pérdidas de carga por rejilla a la entrada del cárcamo y por cambio brusco de sección.

Pérdida de carga por rejilla

$$K = C_f \left(\frac{B}{b} \right)^{4/3} \text{ sene} \quad : \quad h_r = K \frac{v^2}{2g}$$



VER DETALLE EN FIG II - b - 11.

FIG II - b - 10

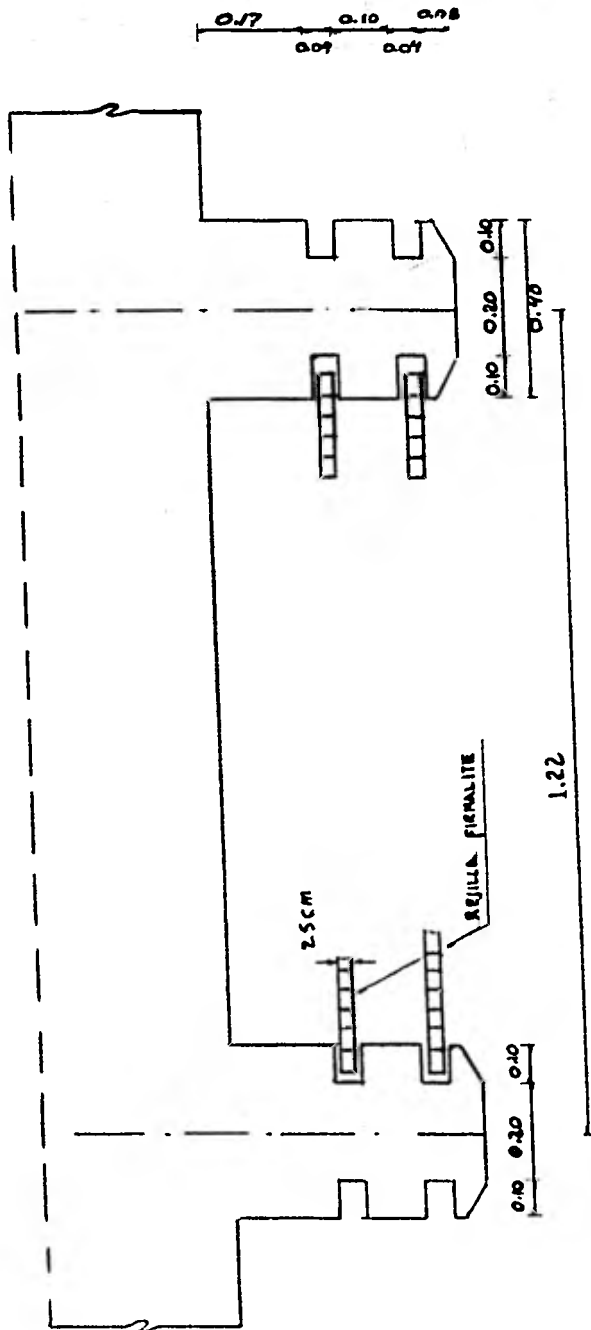
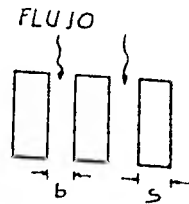
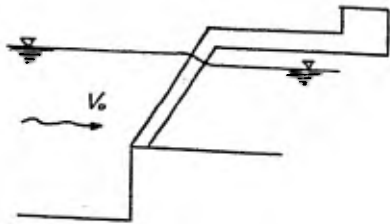


FIG II 6 11



DONDE

$$b = 2.5 \text{ cm}$$

$$s = 1.0 \text{ cm}$$

$$C_f = 2.42$$

Cálculo de v.

$$\text{Claro} = 1.02 \times 4 = 4.08 \text{ m}$$

$$\text{Area} = \text{Claro} \times t$$

$$A = 4.08 \times 0.97$$

$$A = 3.96 \text{ m}^2$$

$$Q_d = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$v = \frac{Q_d}{A} = \frac{5}{3.96}$$

$$v = 1.262 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{v^2}{2g} = 0.081 \text{ m}$$

y

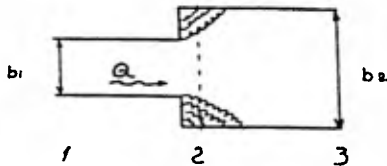
$$K = 2.42 \left(\frac{1}{2.5} \right)^{4/3} = 0.713$$

de donde

$$h_r = 0.713 \times 0.081$$

$$h_r = 0.0578$$

Pérdida de carga por ampliación brusca.



$$h_E = \frac{(v_1 - v_3)^2}{2g}$$

Aplicación de la ecuación de la energía entre 1 y 3

$$y_1 = 0.97 \text{ m}$$

$$y_3 = ?$$

$$v = 1.033 \text{ m/seg.}$$

$$v_3 = ?$$

$$\frac{v^2}{2g} = 5.442 \times 10^{-2}$$

$$b = 13.55$$

$$Z_1 = 9.44$$

$$Z_3 = 6.17$$

$$Y_1 + Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Y_3 + Z_3 + \frac{P_3}{\gamma} + \frac{V_3^2}{2g} + z_h$$

Sustituyendo valores conocidos.

$$0.94 + 9.44 + 0.05442 = Y_3 + 6.17 + \frac{Q^2}{2g A^2} + 0.578 + \frac{(1.033 - \frac{5}{13.55} Y_3)^2}{19.62}$$

$$4.236 = Y_3 + \frac{25}{19.62 \times 13.55^2 Y_3^2} + \frac{(1.033 - \frac{0.369}{Y_3})^2}{19.62}$$

$$4.236 = Y_3 + \frac{6.94 \times 10^{-3}}{Y_3^2} + 5.097 \times 10^{-2} (1.033 - \frac{0.369}{Y_3})^2$$

Resolviendo por iteraciones.

$$Y_3 = 4.19$$

Por lo tanto la elevación del agua en el cárcamo de --
bombeo será:

$$\text{Elev} = Y_3 + Z_3$$

Donde Z_3 es igual a la elevación del piso del cárcamo
y es igual a $Z_3 = 6.17$ m

$$E_{\text{lev}} = 4.19 + 6.17$$

$$E_{lev} = 10.36 \text{ m}$$

Y dado que el nivel de operación del cárcamo es mayor que el nivel mínimo (ver fig. II. b. 7), se puede concluir que el diseño es correcto.

PASO DEL CARCAMO AL CANAL CORTO.

(Segunda etapa de operación)

El mencionado paso se realizará mediante dos orificios rectangulares, como este no tendrá aristas afiladas se puede considerar como de pared gruesa, de donde (para $e/a = 0.50$; donde e = espesor de la pared en la que se practica el orificio y a es la dimensión menor de este), $C_d = 0.60$. Por otra parte, estas, trabajarán como orificios de contracción incompleta, ya que no habrá una distancia igual a tres veces la dimensión mínima del orificio entre estos y los muros que los confinan, por lo que el coeficiente de gasto se deberá corregir con la siguiente relación.

$$C_d = C_{d_0} \left[1 + 0.641 \left(\frac{A_0}{A_t} \right) \right]$$

donde

A_t = área de la pared en contacto con el agua.

A_0 = área del orificio

C_{d_0} = coeficiente de gasto del orificio con contracción completa

C_d = coeficiente de gasto de orificio.

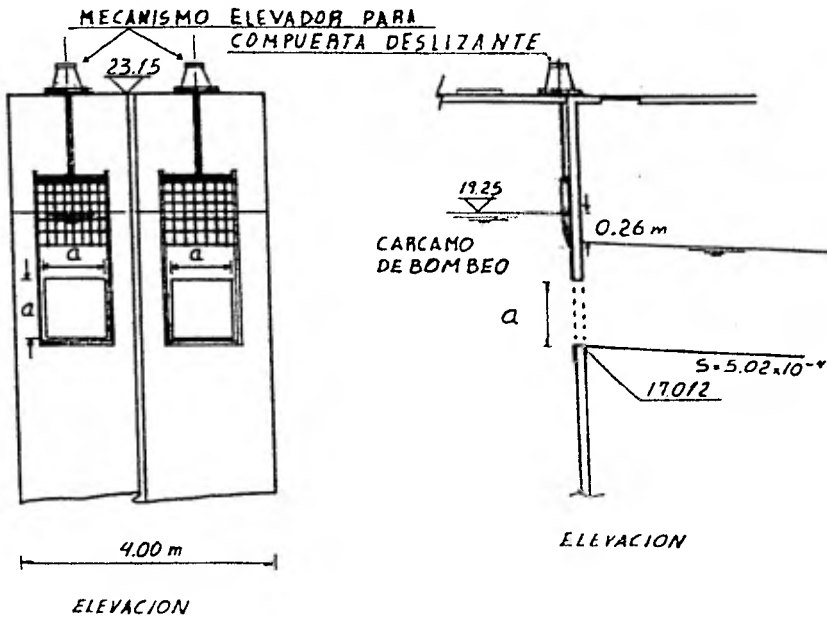


FIG II. b. 12

Cálculo de a .

Para orificios de contracción completa :

$$C_d = 0.60$$

$$Q_{dis} = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg.}; H = 0.26\text{m}$$

ler. tanteo:de

la relación

$$Q = C_d A \sqrt{2 gh}$$

$$A = \frac{Q}{C_d \sqrt{2 gh}}$$

El área del orificio, vale:

$$A = \frac{2.50}{0.60 \sqrt{19.62 \times 0.26}} = 1.846 \text{ m}^2$$

$$y a = \sqrt{1.846}$$

por lo que

$$a = 1.360 \text{ m}$$

Corrección del coeficiente de gasto.

$$C_d = C_{d_0} \left[1 + 0.641 \left(\frac{A_0}{A_t} \right) \right]$$

$$A_0 = 1.36 \text{ m}^2$$

$$A_t = 52.72 \text{ m}^2$$

$$C_d = 0.60 \left[1 + 0.641 \left(\frac{1.36}{52.72} \right) \right]$$

$$C_d = 0.61$$

de donde A será igual a:

$$A = \frac{2.50}{0.61 \sqrt{19.62 \times 0.26}}$$

$$A = 1.81 \text{ m}^2$$

$$y, a = 1.35 \text{ m}$$

Finalmente

$$Q = 0.61 \times 1.35 \times 1.35 \sqrt{19.62 \times 0.26}$$

$$Q = 2.51 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Dado que son dos los orificios.

$$Q_t = 2 \times 2.51 = 5.02 \text{ m}^3/\text{seg.} = Q_d$$

El paso del agua, del carcamo de bombeo al canal corto, a travéz de los orificios, se podrá controlar mediante dos compuertas deslizantes verticales, ver figura II.b.12. y posteriormente llegará al medidor parhall mediante un canal. Ver. -- Fig. II. b. 10.

Lo que a continuación se muestra es el cálculo del -- perfil hidráulico a lo largo de este conducto; conocido el tirante en el inicio de este, ver fig. II. b. 12.

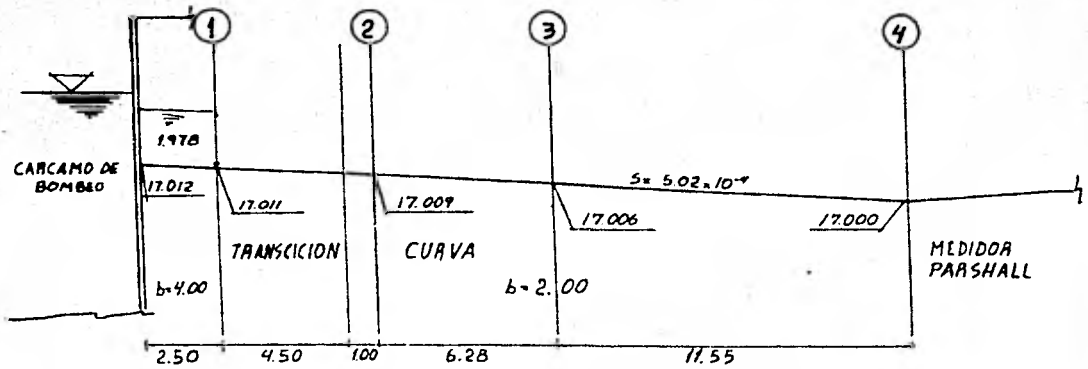


FIG. II·b·13 Perfil canal rectangular
(Ver planta en Fig II·b·10)

Calculo del tirante en la sección 2.

Aplicando la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 2.

$$y_1 + z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_{1-2}$$

De donde h_{1-2} es la pérdida de carga, debido a una reducción en la sección, la cual vale:

$$h = 0.10 \frac{(v_2^2 - v_1^2)}{2g}$$

(pues el ángulo de la transición.

es de 12.50)

$$Y_1 + 17.011 + \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + 17.009 + \frac{V_2^2}{2g} + 0.10 \frac{(V_2^2 - V_1^2)}{2g}$$

$$Y_1 + 1.1 \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + 17.009 - 17.011 + 1.1 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$1.978 + 1.1 \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + 1.1 \frac{V_2^2}{2g} + 17.009 - 17.011$$

$$1.978 + 1.1 \left(\frac{25}{19.62 \times 4^2 \times 1.978^2} \right) = Y_2 + 1.1 \left(\frac{25}{19.62 \times 2^2 \times Y_2^2} \right) - 0.002$$

$$2.0004 = Y_2 + \frac{0.3504}{Y_2^2} - 0.002$$

$$Y_2^3 - 2.0024 Y_2^2 = -0.3504$$

Ecuación que resuelta por iteraciones nos da:

$$Y_2 = 1.906 \text{ m}$$

Aplicaremos también la ecuación de la energía para el cálculo del tirante aguas abajo de la curva.

$$Y_2 + z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} = Y_3 + z_3 + \frac{P_3}{\gamma} + \frac{V_3^2}{2g} + h_{2-3}$$

Donde h_{2-3} es la pérdida de carga ocasionada por el cambio de dirección, la cual vale:

$$h_{2-3} = 2 \frac{b}{r} \frac{V_3^2}{2g}$$

$$\text{como } b = 2 \text{ m}$$

$$r = 4 \text{ m}$$

$$h_{23} = 2 \times \frac{2}{4} \frac{V_3^2}{2g} = \frac{V_3^2}{2g}$$

$$h_{2-3} = \frac{V_3^2}{2g}$$

$$1.906 + 17.006 + 0.0877 = Y_3 + 17.006 + 2 \frac{Q^2}{2g A^2}$$

$$1.9937 = Y_3 + 2 \frac{25}{19.62 \times 4 \times Y_3^2}$$

$$1.9937 = Y_3 + \frac{0.6371}{Y_3^2}$$

$$Y_3^3 - 1.9937 Y_3^2 = -0.6371$$

Resolviendo la anterior ecuación mediante iteraciones nos da:

$$Y_3 = 1.80 \text{ m}$$

Finalmente se calculará la variación en el tirante -
en el tramo 3 - 4.

$$Q = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 2.00 \text{ m}$$

$$n = 0.012$$

$$S_o = 0.000502$$

Sección 3.

$$t = 1.80$$

$$A = 3.60$$

$$R_h^{2/3} = 0.7437$$

$$V = 1.3888$$

$$v^2/2g = 0.0983$$

$$S_3 = 5.02 \times 10^{-4}$$

$$S_m = 5.0205 \times 10^{-4}$$

$$L = \frac{t_2 + \frac{V_2^2}{2g} - t_1 - \frac{V_1^2}{2g}}{S_o - S_m}$$

$$L = 11.47 \text{ m} \approx 11.55$$

Sección 4.

$$t = 1.79999$$

$$A = 3.6$$

$$R^{2/3} = 0.74376$$

$$V = 1.38889$$

$$v^2/2g = 0.09831$$

$$S_4 = 5.021 \times 10^{-4}$$

Como se puede notar no hay cam
bio perceptible por lo que ---

$$Y_4 = 1.80 \text{ m}$$

II-C.- SISTEMA DE MEDICION

Se ha considerado el empleo de vertedores como uno de los mejores métodos para efectuar aforos pero esto dentro de ciertos límites, ya que también presentan algunos problemas. Por ejemplo, es sabido que el agua acarrea en suspensión partículas de tierra que son depositadas arriba de la estructura debido a la disminución de velocidad y estos sedimentos van modificando las distancias de contracción de la cresta y paredes laterales del vertedor, así como la velocidad de llegada, lo cual induce a errores en la medición.

En este caso, por lo anteriormente mencionado y por, las características de el problema se decidió hacer uso de otra estructura denominada conducto medidor Parshall nombre tomado de su creador el Ing. Ralph L. Parshall de la estación agrícola experimental de Colorado, E.U.A. El uso de esta estructura presenta, grandes ventajas entre las cuales se mencionan las siguientes:

a.-) El diseño de la estructura es muy simple y por lo tanto su construcción resulta barata, especialmente si se le sitúa en lugares que deben ser provistos de revestimiento o si se combina con algunas otras estructuras tales como caídas, sifones u otra clase de estructuras.

b.-) La estructura trabaja eficientemente aún tenien

do gran variación en el gasto pues tanto para pequeños como para grandes gastos su determinación se hace con bastante aproximación utilizando las fórmulas empíricas que Parshall obtuvo - después de numerosos experimentos; con ellas se pueden localizar mediciones con bastante precisión pues cuando el medidor - trabaja con descarga ahogada, el error no pasa del cinco por ciento y cuando trabaja con descarga libre, el error es menor - al tres por ciento.

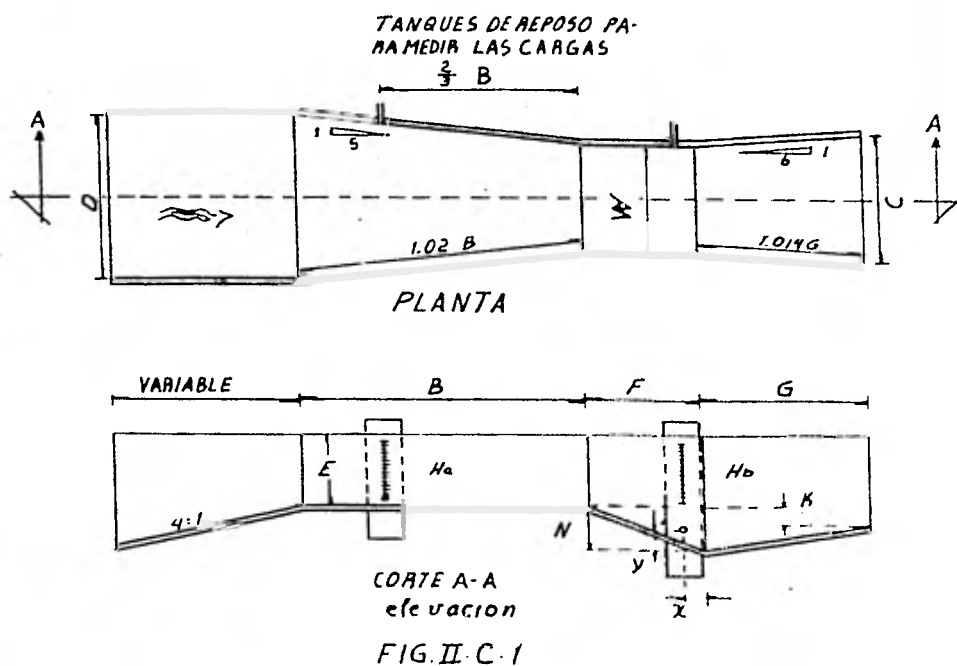
c.-) El problema de azolve aguas arriba de la estructura y en esta misma es eliminado debido a que el aumento de - velocidad la mantiene libre de obstrucciones conservando la misma precisión.

d.-) La pérdida de carga es muy pequeña en comparación con las que se originan en otras estructuras de aforo.

El medidor Parshall esta constituido por tres partes fundamentales: La entrada, la garganta y la salida. La primera está formada por dos paredes verticales simétricas convergentes y de un fondo de plantilla que es horizontal; La garganta se compone por dos paredes verticales pero paralelas y el fondo - es inclinado hacia abajo con una pendiente de 2.67:1.

La salida, por dos paredes verticales divergentes y el fondo es ligeramente inclinado hacia arriba. A la arista --

que se forma por la unión del fondo de la entrada y el de la garganta se llama cresta del vertedor y a su longitud, o sea la distancia entre las dos paredes de la garganta se le llama tamaño del medidor (W) ver figura. II.C.1.



Cuenta además, con dos pozos amortiguadores que sirven para medir con precisión las cargas H_a y H_b antes y después de-

la cresta, están colocados a los lados de la estructura y comunicados a ella por tubería que se conecta a puntos bien definidos de la entrada y la garganta. En estas cámaras se localizan las escalas que sirven para determinar el gasto que pasa a través del medidor.

Existen dos condiciones de descarga a saber, ahogada y libre. Para determinar cada caso se aplica la ecuación (1) - que nos da el llamado grado de sumersión conocido este y el tamaño del medidor (W). se puede conocer el tipo de descarga utilizando la tabla I:

$$S = \frac{H_b}{H_a} \dots\dots\dots (1)$$

tamaño del medidor	descarga libre	descarga ahogada
W menor de 0.30 m	S menor que 0.60	S de 0.60 a 0.95
W entre 0.30 y 2.50 m	S menor que 0.70	S de 0.70 a 0.95
W entre 2.50 y 15.00 m	S menor que 0.80	S de 0.80 a 0.95

TABLA I

Parshall indica que para facilitar el cálculo del -- gasto que pasa a través del medidor, se diseñe este para trabajar en condiciones de descarga libre ya que de esta manera el volumen por unidad de tiempo que cruza la estructura se mide --

tomando en consideración únicamente la carga H_a mediante las siguientes ecuaciones.

Para $W = 0.15$ m

$$Q_{01} = 0.31812 H_a^{1.58} \dots\dots (2)$$

para W entre 0.30 y 2.50 m

$$Q_{01} = 0.372 W (3.281 H_a)^{1.57} W^{0.26} \dots\dots (3)$$

para W entre 2.50 y 15.00 m

$$Q_{01} = (2.293 W + 0.474) H_a^{1.6} \dots\dots (4)$$

En el caso de que el medidor trabaje con descarga ahogada las formulas correspondientes a descarga libre dan un gasto mayor que el real, por lo que es necesario hacer una conexión sustractiva con lo cual nos queda la siguiente ecuación

$$Q_{D.A} = Q_{D1} - C$$

Donde

$Q_{D.A}$ = gasto en el medidor cuando trabaja con descarga ahogada.

$Q_{D.1}$ = gasto en el medidor cuando trabaja con descarga libre.

C = Coeficiente de corrección.

Y el cálculo de los coeficientes se realiza mediante el uso de las siguientes ecuaciones:

para W = 0.15 m

$$C = \frac{0.0285 Ha^{2.22}}{\left(\frac{Ha + 3.05}{3.05} - 5\right)^{1.44}} - \frac{Ha - 0.056}{87.94} \dots\dots (5)$$

Para W entre 0.30 y 2.50 m

$$C = 0.0746 \left[\left(\frac{3.28 Ha}{\left(\frac{1.8}{S}\right)^{1.8} - 2.45} \right)^{4.57 - 3.14S} + 0.0935 \right] W^{0.815} \dots (6)$$

para W entre 2.50 y 15.00m

$$C = 69.671 (S - 0.71)^{3.333} Ha^2 W \dots\dots (7)$$

Por lo anterior se hace notar que el cálculo del gasto, cuando el medidor trabaja ahogado, resulta más laborioso, por lo que, cuando las condiciones lo permitan es recomendable diseñarlo para trabajar bajo las condiciones de descarga libre.

Cálculo de pérdidas de carga en el medidor.

La pérdida de carga que tiene lugar en un medidor -- Parshall es función de su tamaño W, del gasto y del grado de sumersión con que trabaja la estructura y se pueden calcular -

mediante el uso de la ecuación (8) o bien mediante el uso de los nomogramas localizados en las hojas 1 de 2 y 2 de 2 del anexo 2.

$$P = \frac{5.072}{(w + 4.57)^{1.46}} (1 - S)^{0.72} Q^{0.67} \dots\dots (8)$$

Y con estos antecedentes podemos pasar a diseñar la estructura en cuestión, haciendo uso de los nomogramas que se encuentran en las hojas 1 a 11 del anexo 1.

$$\text{Gasto de diseño} = Q_D = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

de la hoja 1 de 11 anexo 1:

El tamaño del medidor es:

$$W = 3.00 \text{ M}$$

el cual nos puede medir un gasto máximo = $Q_{\max} = 5.60 \text{ M}^3/\text{seg.}$

y uno mínimo $Q_{\min} = 0.26 \text{ m}^3/\text{seg.}$

y de las hojas 2 a 11 de 11:

$$B = 4.10 \text{ m}$$

$$C = 3.60 \text{ m}$$

$$D = 4.60 \text{ m}$$

$$F = 0.91 \text{ m}$$

$$G = 1.80 \text{ m}$$

$$K = 0.15 \text{ m}$$

$$X = 0.30 \text{ m}$$

$$Y = 0.23 \text{ m}$$

$$N = 0.34 \text{ m}$$

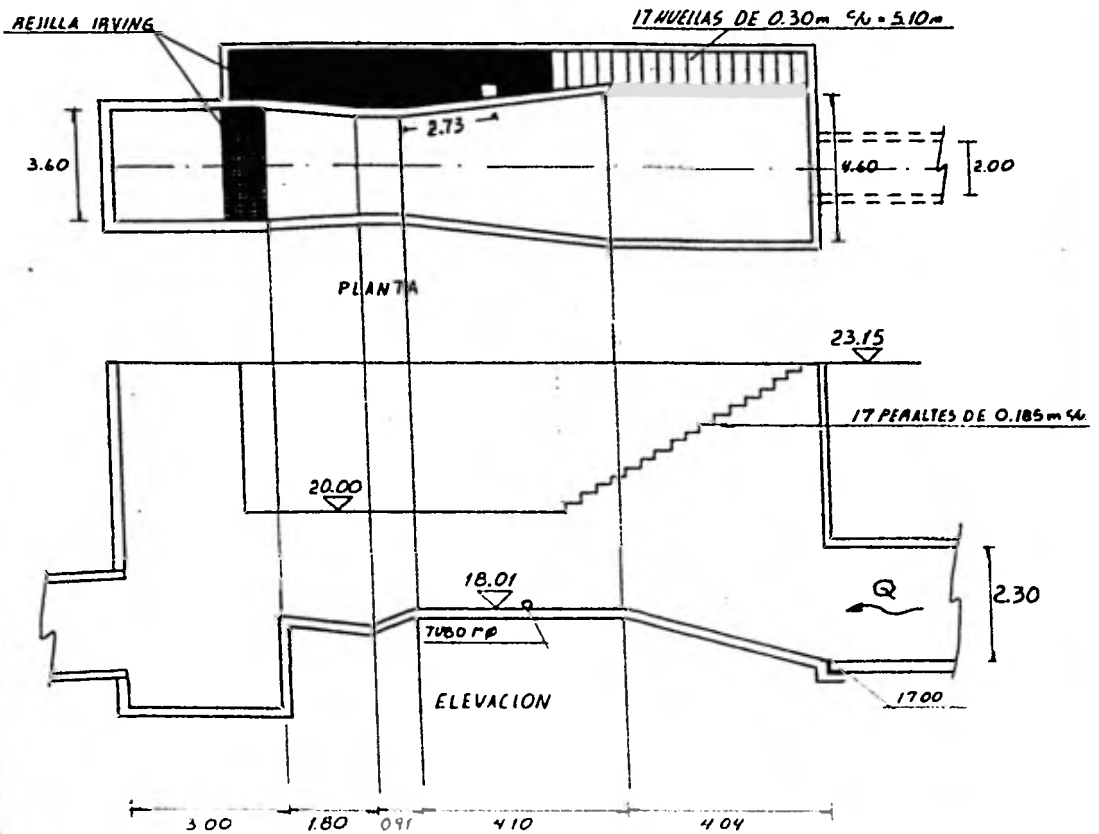


FIG II-C-2

En las figuras II.C.2-a y b podemos observar la proyección en planta y perfil del medidor con las dimensiones antes calculadas.

Ahora bien, como la estructura de medición trabaja con descarga libre ($S < 0.80$), el gasto se calculará mediante la aplicación de la ecuación (4), despejando H_a , con gasto de diseño determinamos la carga necesaria (H_a).

$$H_a = \left(\frac{Q_{\max}}{2.293 W + 0.474} \right)^{0.625}$$

$$= \left(\frac{5}{2.293 \times 3 + 0.474} \right)^{0.625} = 0.79 \text{ m}$$

Ahora bien como se desea que las condiciones de trabajo se lleven a efecto con descarga libre, se procede a calcular el desnivel x necesario para garantizar esta.

de tabla I $S = 0.79$

de ec. (8) $p = 0.25 \text{ m}$

$$H_a = 0.79 \text{ m}$$

$$H_b = 0.79 \times 0.79 = 0.62 \text{ M max}$$

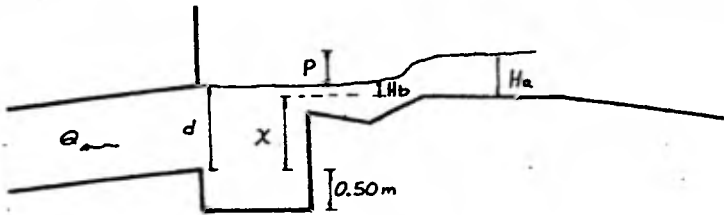


FIG. II. C. 3

De la Fig. anterior:

$$d + p = H_a + x$$

$$1.83 + 0.25 = 0.79 + x$$

De donde

$$x = 1.29 \text{ m (min)}$$

Por lo que la elevación de plantilla al inicio de la línea de conducción será:

$$18.01 - 1.29 = 16.72 \text{ m (max).}$$

Por otra parte como en los cálculos no se toma en --
 cuenta las pérdidas en la entrada y a la salida por las transi-
 ciones, se aumentará la X_{min} en un 10% para absorberlas; por ..
 lo que la elevación de plantilla en la l.C será:

$$\text{elev} = 16.72 - 0.13 = 16.59 \text{ m}$$

$$\text{elev} = 16.59 \text{ m}$$

Diseño de la regleta de medición de la ecuación (4).

$$Q = (2.293 W + 0.474) H_a^{1.6}$$

H_a (cm)	Q (LPS)
5	61
10	185
15	353
20	560
25	800
30	1071
35	1371
40	1697
45	2049
50	2426
55	2825
60	3247
65	3691
70	4195
75	4640
80	5145
85	5670

Estos datos se usarán para el diseño de la regleta pa-
 ra lectura de gastos como se muestra en la fig. II.C.4 a

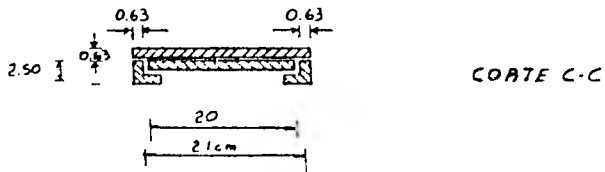
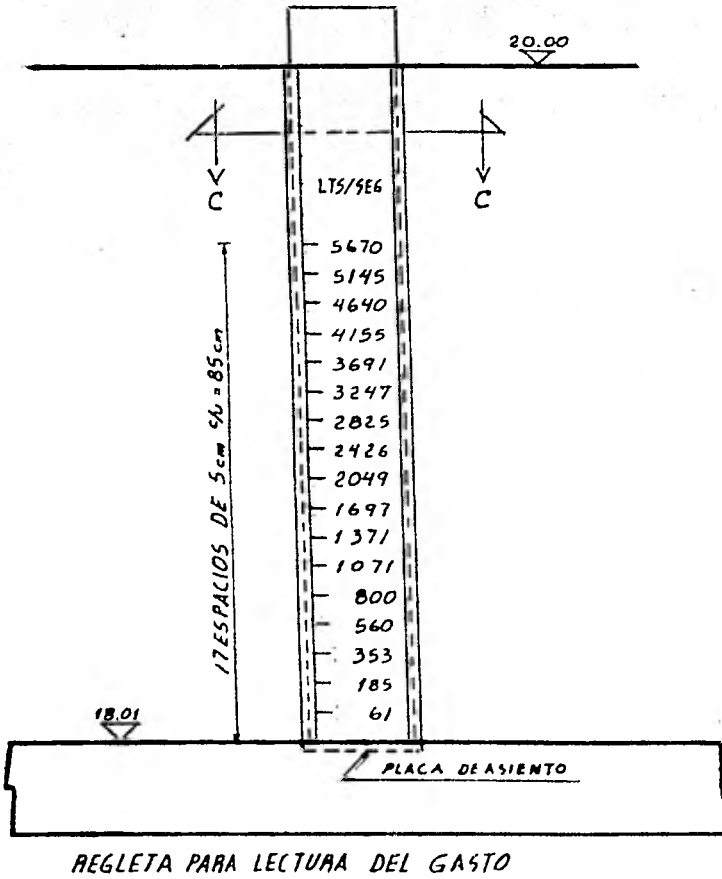
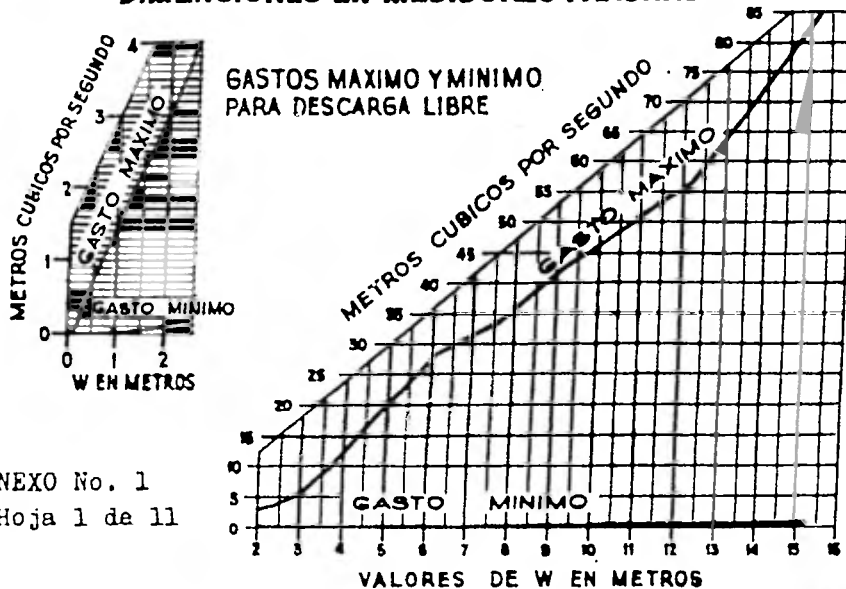


FIG II C.4

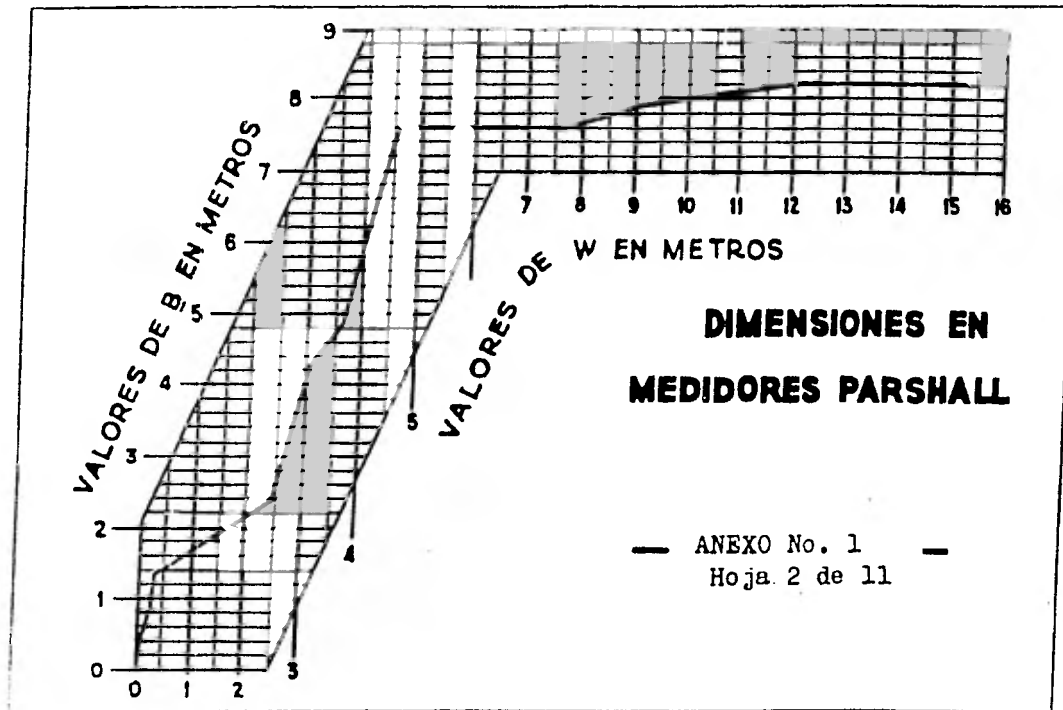
II.D. - PLATAFORMA DE MANIOBRAS.

Finalmente, como parte complementaria de la obra de toma, se tiene a el patio de maniobras, en el se instalará una subestación eléctrica para abastecer de corriente eléctrica a las dos bombas, de este sistema, instaladas en el cárcamo; así como también se instalará un tanque de Diesel que servirá para abastecer de combustible a las otras dos bombas, -- que funcionarán regularmente, y cuando la situación lo amerite a la tercera que estará de repuesto previendo que alguna de las otras tenga fallas mecánicas o por simple mantenimiento. En la fig. II. b. 10, se puede observar el arreglo general de la obra de toma y en este el patio o plataforma de maniobras mencionada.

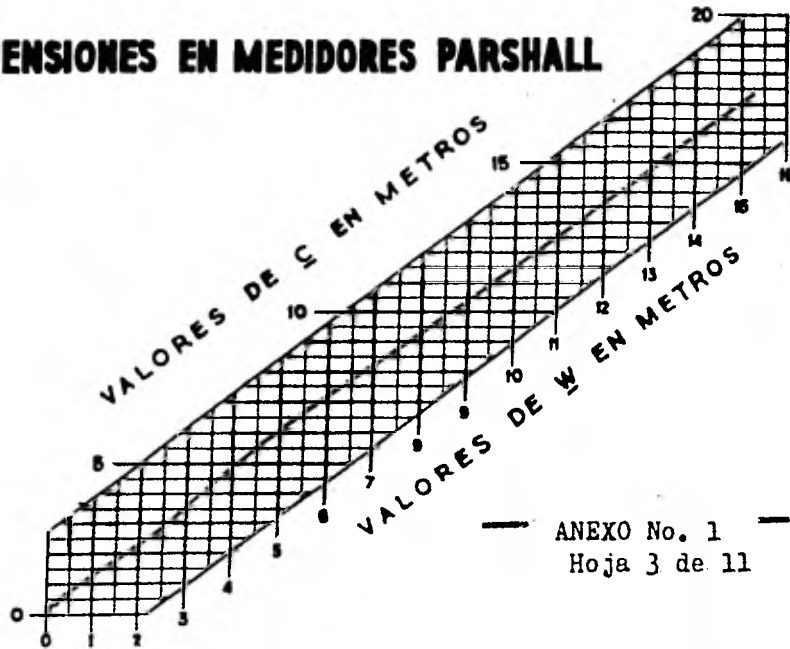
**.- GRAFICAS PARA DETERMINAR
DIMENSIONES EN MEDIDORES PARSHALL**



ANEXO No. 1
Hoja 1 de 11



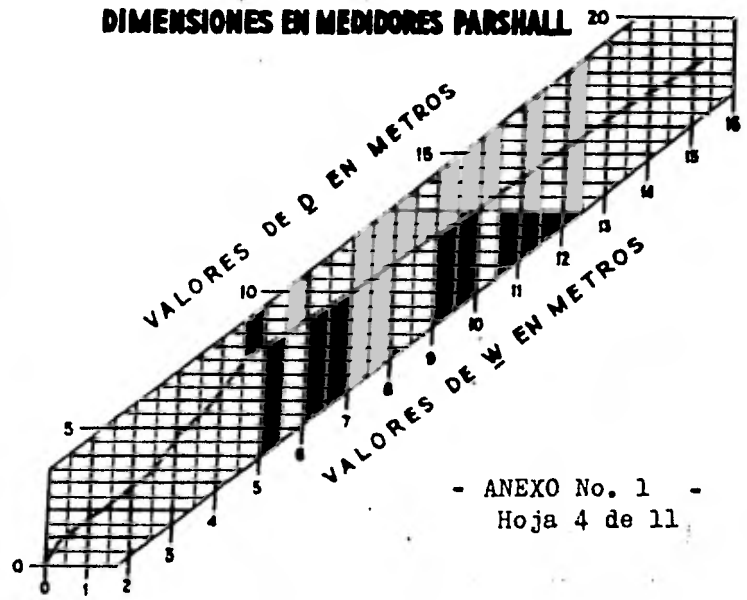
DIMENSIONES EN MEDIDORES PARSHALL



— ANEXO No. 1 —

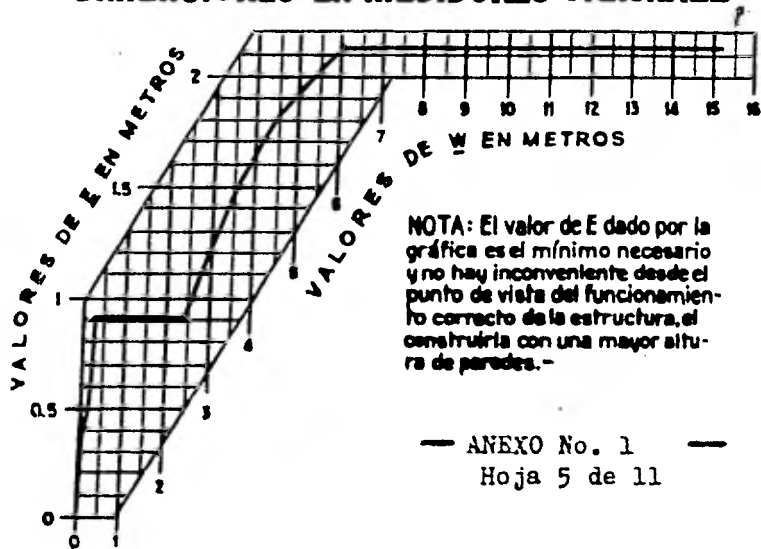
Hoja 3 de 11

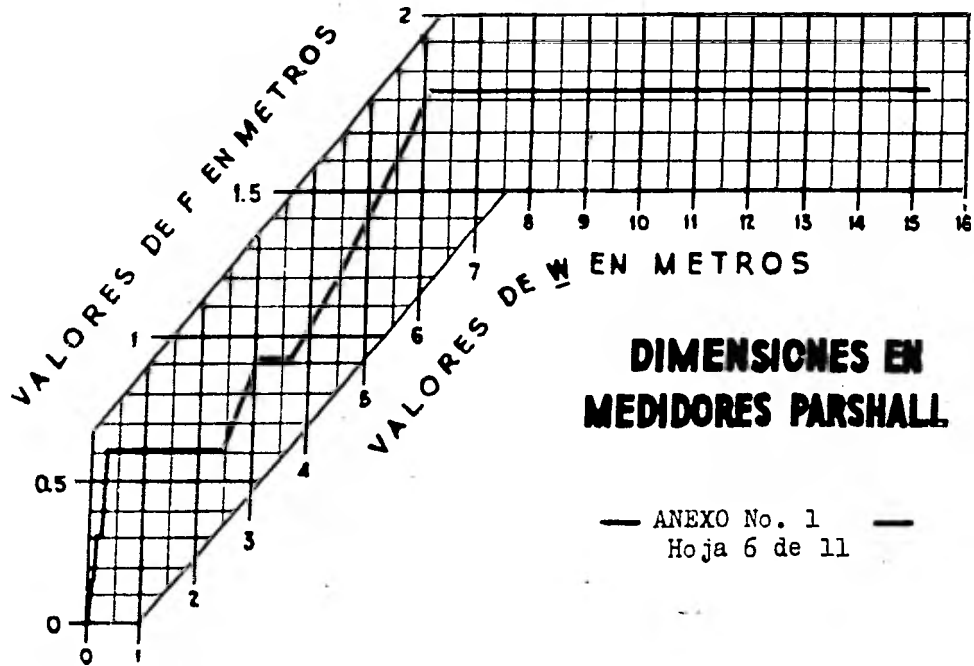
DIMENSIONES EN MEDIDORES PARSHALL



- ANEXO No. 1 -
Hoja 4 de 11

DIMENSIONES EN MEDIDORES PARSHALL

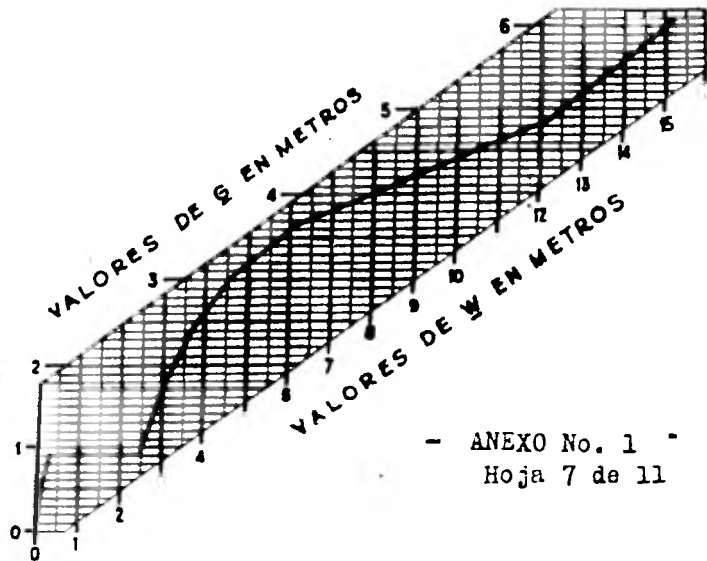




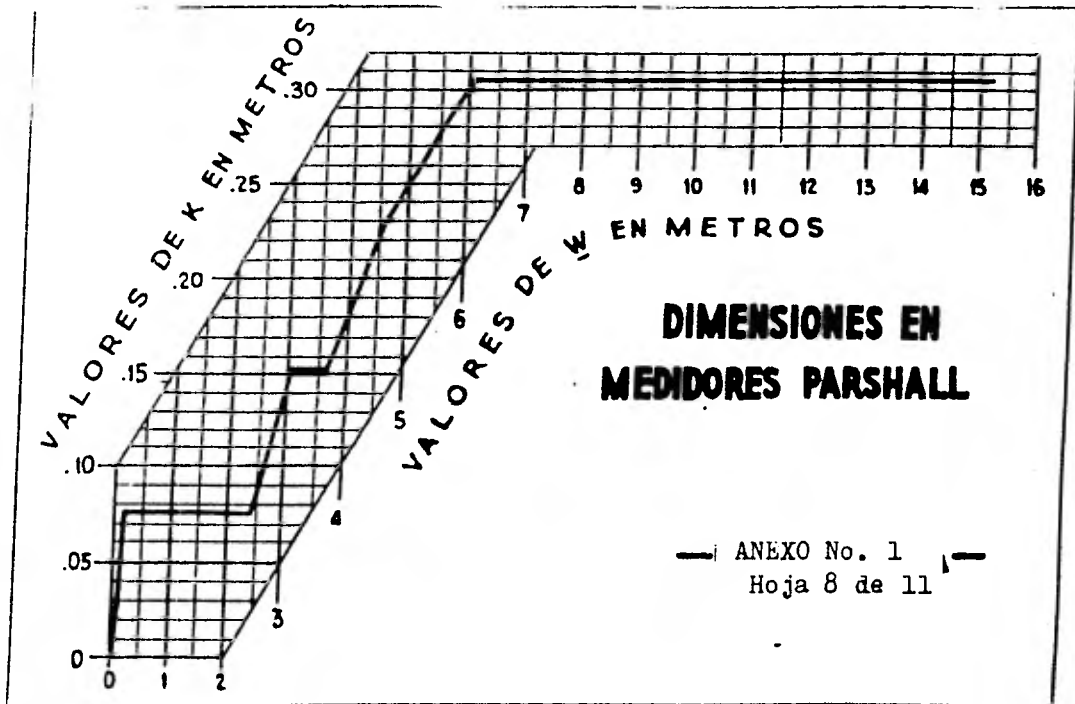
**DIMENSIONES EN
MEDIDORES PARSHALL**

— ANEXO No. 1 —
Hoja 6 de 11

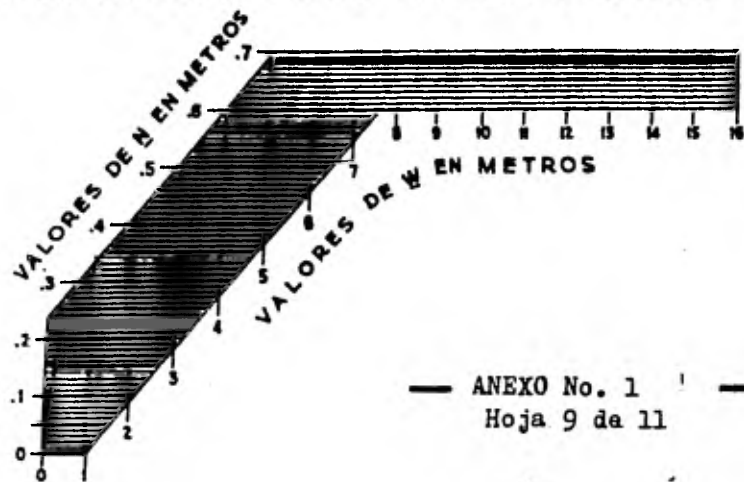
DIMENSIONES EN MEDIDORES PARSHALL



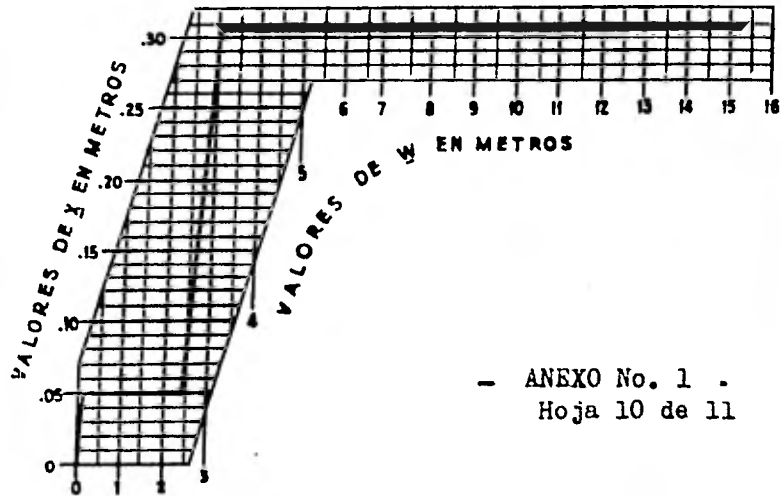
- ANEXO No. 1 -
Hoja 7 de 11



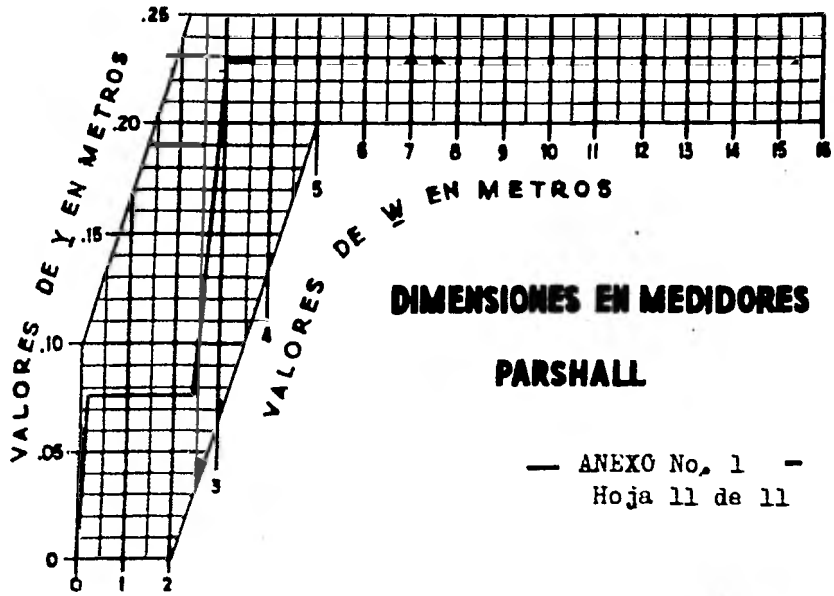
DIMENSIONES EN MEDIDORES PARSHALL



DIMENSIONES EN MEDIDORES PARSHALL



- ANEXO No. 1 .
Hoja 10 de 11



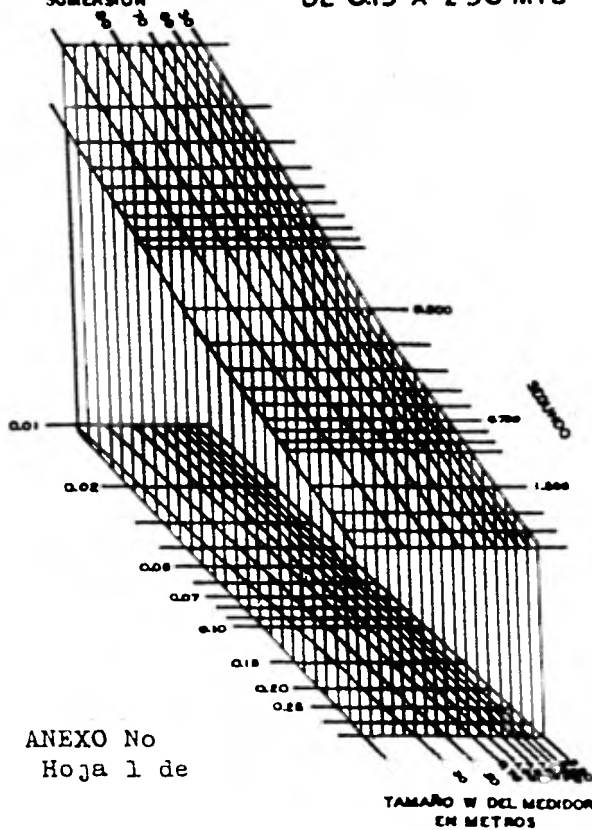
DIMENSIONES EN MEDIDORES

PARSHALL

— ANEXO No. 1 —
 Hoja 11 de 11

NOMOGRAMA PARA CALCULAR
LA PERDIDA DE CARGA EN
MEDIDORES PARSHALL
DE 0.15 A 2.50 MTS

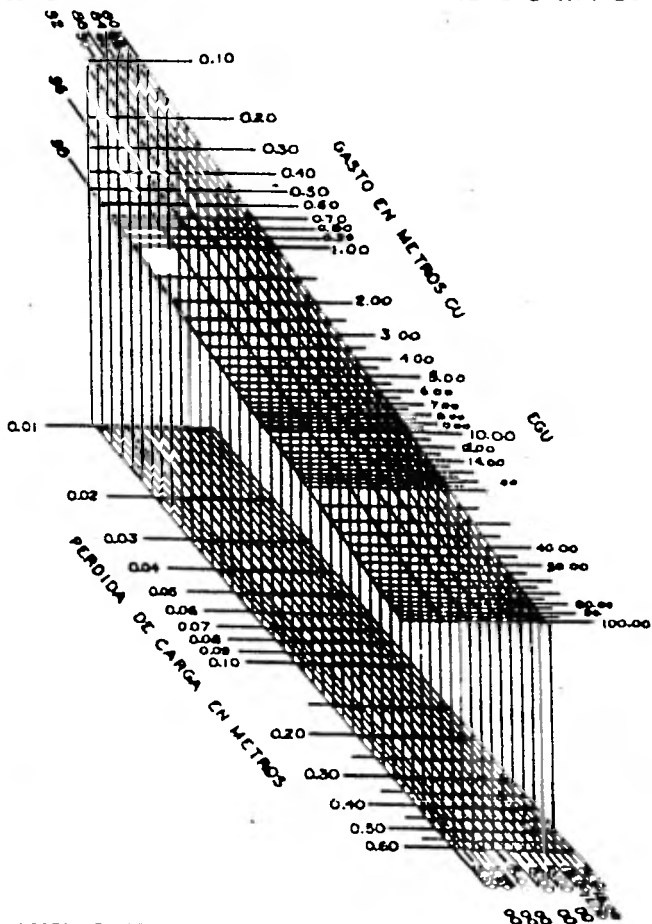
PORCENTAJE DE
SUMERSION



ANEXO No
Hoja 1 de

NOMOGRAMA PARA CALCULAR
LA PERDIDA DE CARGA EN
MEDIDORES PARSHALL
DE 3.00 A 15.00 MTS.

PORCENTAJE DE
SUMERSION



ANEXO No. 2
Hoja 2 de 2

TAMANO W DEL MEDIDOR
EN METROS

CAPITULO III.

LINEA DE CONDUCCION.

Mediante esta se transportará el agua captada en la obra de toma hasta los tanques de almacenamiento ubicados en el complejo petroquímico Cangrejera, Ver. ver fig. III. 1

El funcionamiento de la línea de conducción será por gravedad ya que se cuenta con el desnivel necesario para absorber las pérdidas de carga producidas por la fricción y las locales, causadas por cambios de dirección, valvulas, entrada, etc. En cuanto a la localización, esta se determinó en función de la topografía del terreno ya que lo accidentado de esta orilló a realizar el trazo mediante un rodeo, buscando las partes bajas, para evitar grandes cortes.. Con lo cual la localización definitiva, se muestra en la figura III. 2.

CALCULO DEL DIAMETRO NECESARIO.

El nivel del agua en los tanques de almacenamiento sera, por la topografía del terreno y cuestiones de operación, 12.00 --- (Sistema de elevaciones Cangrejera) por lo que conociendo la elevación del agua en el inicio de la tubería (18.63 m S.E.C.) se puede calcular la carga disponible $h = 18.63 - 12.00 = 6.63$ m.

Con esta carga h se puede proceder a realizar un cálculo preliminar del diametro, de la tubería a utilizar, mediante la aplicación de la siguiente relación.

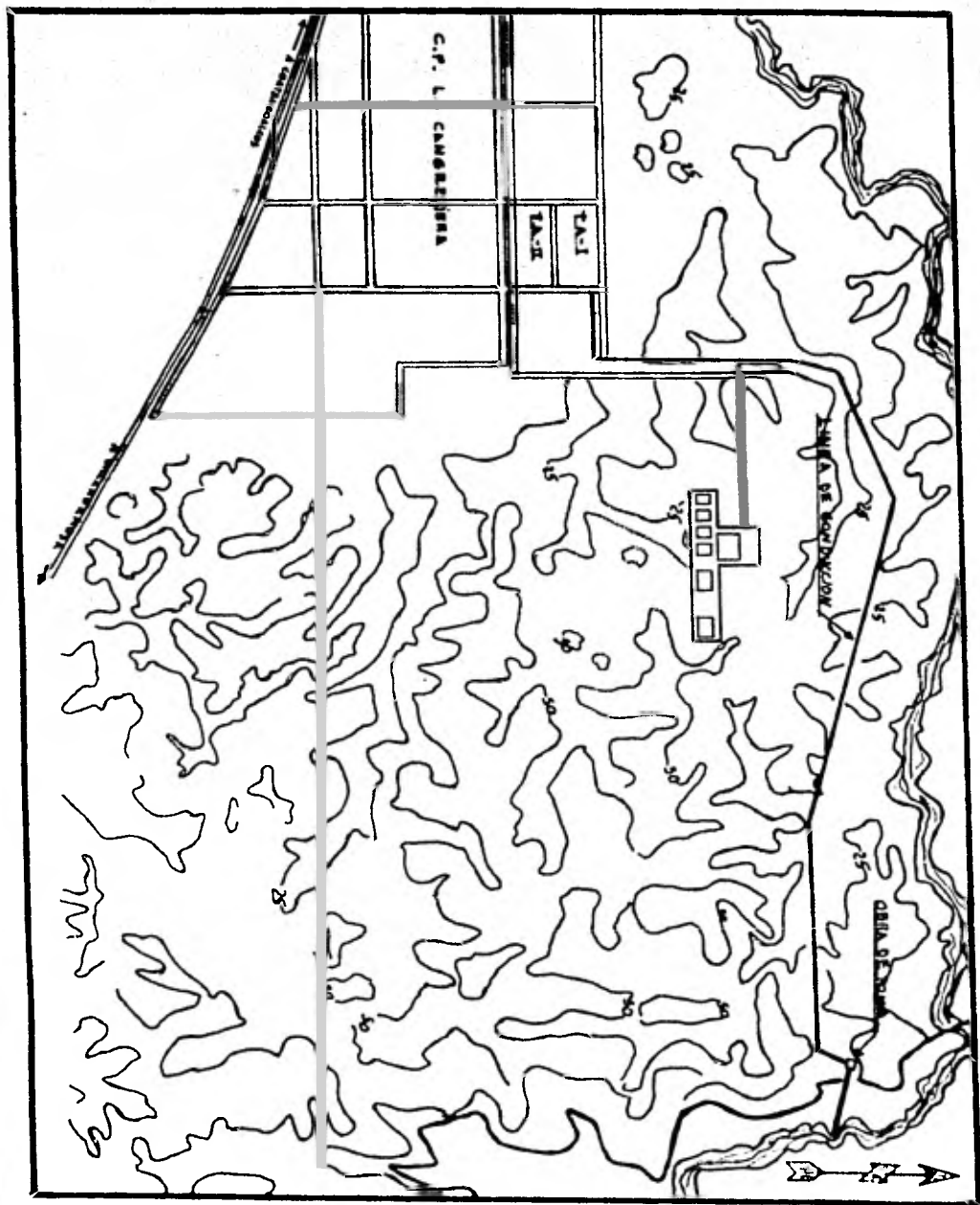


FIG. III. 1

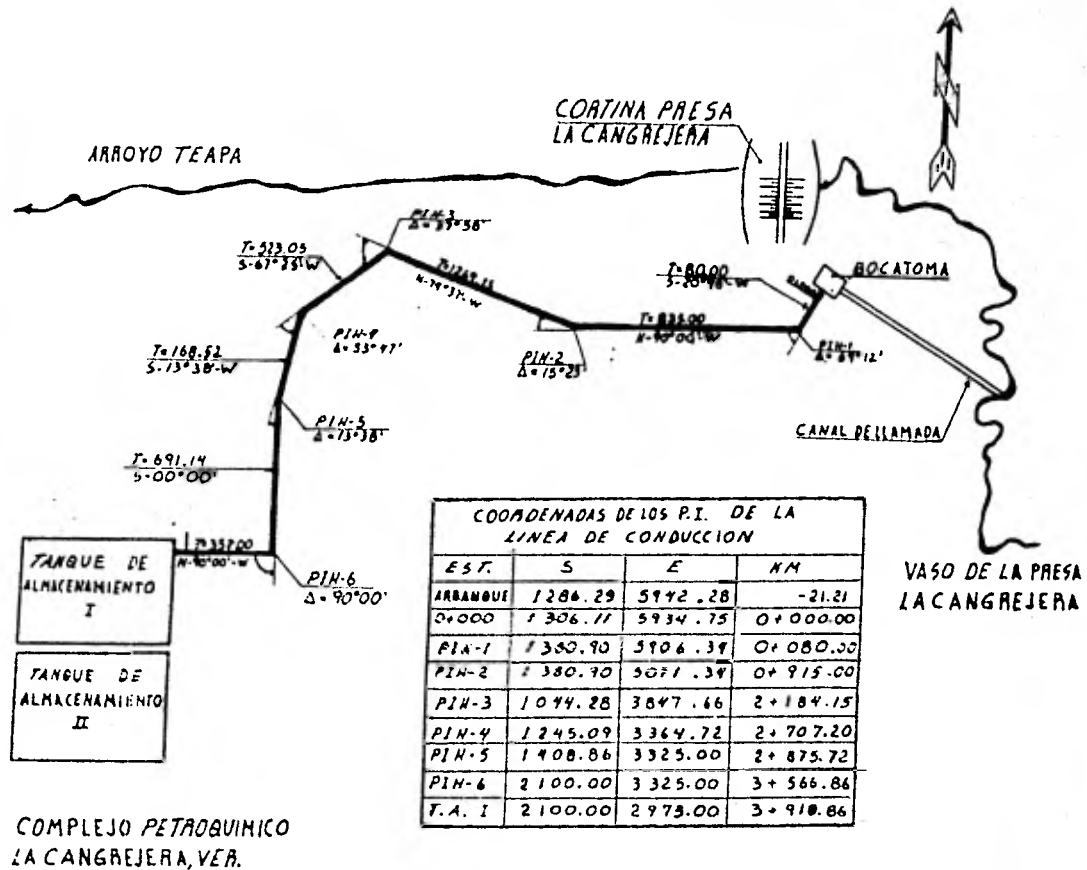


FIG. III 2 CROQUIS DE LOCALIZACION PLANTA

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 L Q^2}{g \pi^2 H} f}$$

$$D = \sqrt[5]{\frac{0.0827 L Q^2}{H} f}$$

De la fig III. 2.

$$L = 3918.86 \text{ m.}$$

$$Y, Q_d = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$H = 6.63 \text{ m.}$$

Y suponiendo un valor de

$$f = 0.02$$

$$D = \sqrt[5]{\frac{0.0827 \times 3918.96 \times 25}{6.63} \times 0.02}$$

$$D = 1.895 \text{ m}$$

$$Re = \frac{V D}{\nu} = \frac{4 Q}{\pi \nu} \times \frac{1}{D}$$

$$\nu = 1.145 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$Re = \frac{4 \times 5 \times 10^6}{\times 1.45 \times 10^{-2} \times 190} = 2.926 \times 10^{-6}$$

Para concreto centrifugado

$$\varepsilon = 0.016 \text{ (cm)}$$

$$\varepsilon/D = 8.42 \times 10^{-5}$$

Del Diagrama de Moody

$$f = 0.0155$$

$$D = 5 \sqrt{\frac{0.0827 \frac{L}{H} Q^2}{f}}$$

$$= \sqrt{\frac{0.0827 \times 391886 \times 25}{6.63} \times 0.0155}$$

$$D = 1.80 \text{ m}$$

$$Re = \frac{4 \times 5 \times 10^6}{\times 1.145 \times 10^{-2} \times 180} = 3.088 \times 10^{-6}$$

$$E/D = 8.88 \times 10^{-5}$$

Del Diagrama de Moody

$$f = 0.0154$$

$$D = \sqrt[5]{\frac{0.0827 \times 3918.86 \times 25 \times 0.0154}{6.63}}$$

$$D = 1.80$$

$$\therefore D = 1.80 \text{ m.}$$

Pero se tomará el valor de $\phi = 183 \text{ m (72")}$

por ser este el diámetro comercial.

$$\text{El cual tiene una área} = \frac{1.83^2 \times \pi}{4} = 2.63 \text{ m}^2$$

$$\text{considerando } Q = 5 \text{ m}^3/\text{seg } V = \frac{5}{2.63} = 1.90 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{v^2}{2g} = 0.184 \text{ m}$$

ACCESORIOS DE LA LINEA.

Para lograr un funcionamiento óptimo de la línea de con

ducción, se tiene que hacer uso de diferentes accesorios como son:

VENTEOS.-

Estos servirán para purgar el aire de la línea que contenga el agua en disolución, y se localizan en los sitios idóneos para lograr este fin.

DESAGUES.-

Mediante estos dispositivos se podrá limpiar la línea periódicamente, esto previendo el arrastre de sólidos en suspensión de la obra de captación a los vasos, estos desagües se localizarán en los puntos convenientes de acuerdo al perfil de la línea de conducción y básicamente su operación será manual.

REGISTROS DE INSPECCION.

Como su nombre indica con estos registros se tendrá un control de la línea, en cuanto se detecten anomalías en el funcionamiento de esta, se tendrán localizados para inspeccionar internamente la línea y efectuar los ajustes necesarios a la misma. En este caso especial los registros cumplirán con una doble función ya que además de la enunciada con anterioridad, en estos puntos se tendrá la localización de los venteos evitando, de esta forma, tener la necesidad de emplear piezas especiales en exceso abatiendo en esta forma el costo de la línea.

PIEZAS ESPECIALES.-

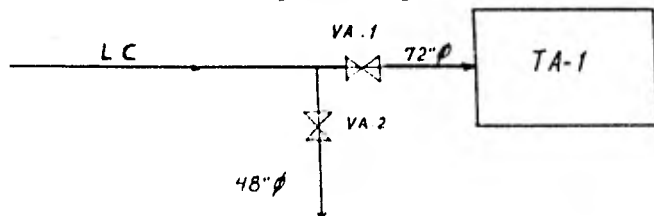
Para solucionar los cambios de dirección, derivaciones, desagues, venteos, ajustes de acuerdo a la apertura de fuentes de trabajo, se tendrán que utilizar codos, tes, cierres, etc; o en su defecto en los cambios de dirección se podrán resolver a base de curvas formadas mediante al uso de las deflexiones unitarias - permisibles por junta para absorber las deflexiones menores.

ATRAQUES.-

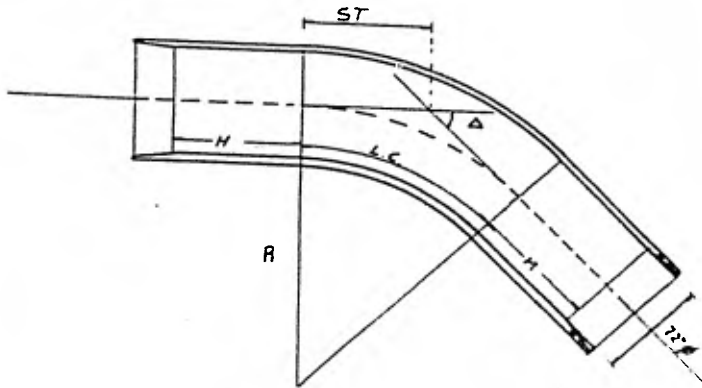
Cuando se tiene un cambio de dirección en el eje de la tubería, se provocan fuerzas que tienden a enderezarla y a desalojar el vértice de la curva hacia afuera. En estas piezas intervienen la velocidad del agua y la presión interna. Estos efectos serán contrarrestados mediante la construcción de atraques de concreto ya sea en cambios de dirección verticales u horizontales.

VALVULAS:

Antes de que la línea de conducción desfogue en los tanques de almacenamiento, se colocarán 2 válvulas una para controlar el paso del agua a estos y la otra para desfogar el residuo a una corriente natural y de esta manera tener la tubería vacía - para poder efectuar alguna inspección en caso necesario.



Las piezas especiales fueron calculadas dimensionalmente de acuerdo a las especificaciones del fabricante (COMECOP) y con base a las siguientes formulas para el cálculo de los codos.



$R = 3.00 \text{ m}$ (radio de la curva recomendado por Comecop-
para $\phi = 72''$)

$$G = \frac{1145.92}{R}$$

$$L_c = \frac{20A}{G}$$

$$S_T = R \text{ Tang } \frac{A}{2}$$

Donde.

G = grado de curvatura

$L.c.$ = longitud de curva

A = deflexión

S_T = subtangente

La longitud aprovechable de un codo sera igual a.

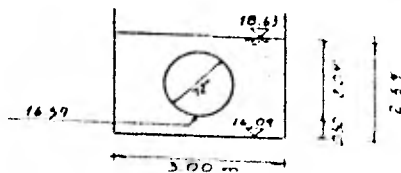
$$L.u = H + L_c + M$$

La longitud útil mínima de un codo sera igual a $3/4$ del diámetro 'D' (1.35 m), en caso de tener necesidad de efectuar incrementos, estos se hicieron en las partes rectas H y M respectivamente para cuando menos tener la long. útil mínima mencionada o en su caso ajustar a las distancias para trabajar con tubos rectos standard ($L_u = 7.01$ m) y evitar de esta manera el uso exagerado de cierres rectos (tubos cortos).

Las deflexiones menores de 5° fueron resueltas mediante curvas circulares formadas por cuerdas (tubos) de 7.00 m de longitud aprovechando las tolerancias de las deflexiones unitarias logradas mediante juntas abiertas por tramo de tubería.

CALCULO DE ELEVACIONES PIEZOMETRICAS.

Del capítulo II - C, el inicio de la línea de conducción tiene las siguientes características.



Por lo que la energía en esta sección, que se denominará E_1 sera igual a.

$$E_1 = Z_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma}$$

$$Q = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = 3 \times 2.54 = 7.62 \text{ m}^2$$

$$v = 0.656$$

$$\frac{v_1^2}{2g} = 0.022$$

SUST:

$$E_1 = 18.63 + 0.022$$

$$E_1 = 18.652 \text{ m}$$

Conociendo la energía en la sección 1 se puede proceder a calcular la elevación piezométrica en los cambios de dirección de la línea de conducción. En la tabla III. i se puede notar que en los cambios de dirección en las que se hace uso de codos, existen dos valores, esto se debe a que para llevar a efecto el cálculo de las fuerzas que se presentan en estos, es necesario conocer la carga piezométrica tanto en el inicio como al final del codo.

Mediante la aplicación de la Ec. de la energía.

$$E_1 = E_2 \text{ y } E_2 = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma} + h_f + \sum h_m$$

Para el cálculo de las pérdidas de carga se utilizaron los siguientes datos:

Para las pérdidas debidas a la fricción se utilizó un valor de $f = 0.0154$ (Ver cálculo de ϕ necesario) ($h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$)

Para las pérdidas de carga provocadas por los cambios de dirección $K = K' \frac{A}{90} \frac{V^2}{2g}$ donde K' , de información técnica Comecop, es igual a $K' = 0.24$.

Para la pérdida de carga en la entrada.

$$h = 0.5 \frac{V^2}{2g}$$

Para la pérdida de carga por válvula.

$$K = (h_v = 0.10 \frac{V^2}{2g})$$

Finalmente para la pérdida de carga a la salida .

$$h_s = K \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} \text{ donde } K = 1 \text{ pues-}$$

$$A_1 > A_2$$

Considerando el desfogue un cabezal de 3.00 m (esp. - pemex).

$$A_B = 4 \times 3 = 12 \text{ m}^2$$

$$Q = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V_B = 0.42 \text{ m/seg}$$

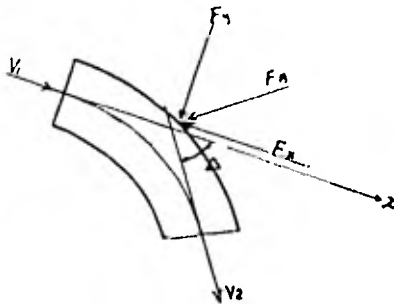
$$y, h = \frac{(1.90 - 0.42)^2}{19.62}$$

$$h = 0.11 \text{ m}$$

$$\text{Si } h_B = K_B \frac{V^2}{2g}$$

$$K_B = 0.59$$

Cálculo de las fuerzas que se presentan en los cambios de dirección.



E ₁	EST.	L (incl)	Z ₁	V ₁ /29	L (curva)	Le + L ₁	h ₁ Trade	St K ₁	Δ	Δ avu.	(Δ/40) 0.00432	h ₁ udu	h ₁ ant	E ₁ - C ₁	P ₁ /P ₁
18.652	PIV-1	99.060	16.25	0.184			Q.090	0.153						16.677	1.975
		16.235	14.225		3.62	102.65		0.159	69°12'	69°12'	0.034			16.702	1.950
	PIV-1	545.160	14.728					0.844		69°12'	0.034			15.872	2.780
	PIV-2	622.270	10.485					0.964		69°12'	0.034			11.757	6.895
	PIV-3	783.500	9.890					1.213		69°12'	0.034			11.361	7.291
		9.927	14.955		0.37	783.870		1.214	7°00'	76°12'	0.037			11.452	7.200
	PIV-4	827.537	14.886					1.281		76°12'	0.037			16.478	2.174
		14.955	14.955		0.37	827.707		1.282	7°00'	83°12'	0.041			16.552	2.100
	PIV-5	891.386	14.702					1.380		83°12'	0.041			16.377	2.255
		14.631	14.631		0.26	891.696		1.381	5°00'	88°12'	0.043			16.329	2.323
	PIV-2	936.232	10.671					1.450		88°12'	0.043			12.438	6.214
		10.548	10.548		0.81	937.012		1.451	15°23'	103°35'	0.051			12.324	6.328
	PIV-6	958.610	8.633					1.484		103°35'	0.051			10.442	0.210
		8.581	8.581		0.26	958.87		1.485	5°00'	108°35'	0.053			10.393	8.259
	PIV-7	1128.778	9.086					1.748		108°35'	0.053			11.761	7.491
		9.199	9.199		0.43	1129.218		1.749	8°09'	116°44'	0.057			11.279	7.373
	PIV-8	1165.214	14.269					1.804		116°44'	0.057			16.404	2.248
		14.355	14.355		0.44	1165.654		1.805	8°26'	125°10'	0.061			16.495	2.157
	PIV-9	1376.249	13.934					2.131		125°10'	0.061			16.400	2.252
	PIV-10	1439.890	9.400					2.230		125°10'	0.061			11.965	6.607
		9.373	9.373		0.27	1440.160		2.230	5°04'	130°14'	0.064			11.941	6.981
	PIV-11	1482.710	10.075					2.296		130°14'	0.064			12.709	5.943
	PIV-12	1531.780	13.910					2.372		130°14'	0.064			16.700	1.952
	PIV-13	1671.950	13.429					2.589		130°14'	0.064			16.356	2.296
	PIV-14	1735.070	9.757					2.667		130°14'	0.064			12.782	5.870
	PIV-15	1835.170	9.477					2.795		130°14'	0.064			12.610	6.042
	PIV-16	1861.250	13.165					2.882		130°14'	0.064			16.385	2.267
	PIV-3	2205.877	12.475					3.416		130°14'	0.064			16.229	2.923
		12.470	12.470		1.99	2207.86		3.419	37°58'	168°12'	0.083			16.246	2.406
	PIV-4	2728.439	11.430					4.225		168°12'	0.083			16.012	2.640
		11.423	11.423		2.82	2731.259		4.229	53°17'	221°59'	0.109			16.035	2.617
	PIV-5	2897.768	11.091					4.487		221°59'	0.109			15.961	2.691
		11.088	11.088		0.71	2898.478		4.488	13°38'	235°37'	0.116			15.966	2.686
	PIV-7	3350.300	9.855					5.445		235°37'	0.116			15.690	2.962
	PIV-8	3350.300	8.163					5.553		235°37'	0.116			16.106	2.596
		10.194	10.194		4.71	3351.010		5.560	90°00'	325°37'	0.160			16.185	2.469
	PIV-18	3633.360	10.379					5.629		325°37'	0.160			16.442	2.210
	PIV-1	3713.540	8.766					6.060		325°37'	0.160			15.260	3.392
	PIV-2	3747.710	8.603					6.103		325°37'	0.160	0.018	0.110	15.268	3.397

TABLA III. I

Aplicando la ecuación de la cantidad de movimiento en la dirección x se tiene:

$$- F_x + P_1 A_1 - P_2 A_2 \cos \theta = \rho Q (V_2 \cos \theta - V_1)$$

$$F_x = - \rho Q (V_2 \cos \theta - V_1) + P_1 A_1 - P_2 A_2 \cos \theta$$

Pero como $A_1 = A_2$ y por continuidad $V_1 = V_2$

$$F_x = A (P_1 - P_2 \cos \theta) - \rho Q V (\cos \theta - 1)$$

En la dirección y se tiene:

$$- F_y + P_2 A_2 \sin \theta = \rho Q (-V_2 \sin \theta + 0)$$

$$F_y = P_2 A_2 \sin \theta - \rho Q (-V_2 \sin \theta + 0)$$

$$\text{como } A_1 = A_2$$

$$F_y = P_2 A \sin \theta - \rho Q (-V_2 \sin \theta)$$

$$F_y = \sin \theta (P_2 A + \rho Q V)$$

$$Y \quad F_r = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

Donde.

F_r empuje resultante en Kg.

F_x empuje en la dirección X en Kg.

F_y empuje en la dirección y en Kg.

P_1 presión interna del tubo en la sección (1) Kg/cm²

P_2 presión interna del tubo en la sección (2) Kg/cm²

A_1, A_2 Areas de las secciones (1) y (2) respectivamente (cm²).

θ Deflexión del codo en grados.

Las áreas de las atraques empleadas fueron calculadas de acuerdo a la resistencia del terreno en que se apoyan. - La resistencia del terreno es de 4 ton/m² y se utilizó un factor de seguridad $f_s = 1.30$.

En el caso de atraques utilizados para neutralizar los empujes en cresta (atraques verticales) se resolvieron por peso propio del tubo mas peso del volumen del atraque.

En la tabla III. 2 se muestra el cálculo de estos datos:

$$Q = 5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = 2.627 \times 10^4 \text{ cm}^2$$

$$V = 1.90 \text{ m}/\text{seg}$$

$$\rho = \frac{2}{g} = \frac{1000}{9.81}$$

$$\rho = 101.937 \frac{\text{Kg. seg}^2}{\text{m}^4}$$

$$\rho QV = 968.400 \text{ Kg}$$

Cálculo de la sobre presión que se presenta en la tubería debido al golpe de ariete.

DATOS.

$$L = 3941.706 \text{ m}$$

$$V = 1.90 \text{ m/seg}$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

$$T = 22 \text{ seg.}$$

$$K = 20670 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 175,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 183 \text{ cm}$$

$$e = 207 - 183 = 24 \text{ cm}$$

$$Fr = 10 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo resistente del tubo)}$$

P_i	Δ	R	R_2	$A(R-\bar{R} \cos \alpha)$	$-PQV(\cos \alpha - 1)$	F_x	$F_y = \text{sen} \alpha (P_2 A + PQV)$	$F = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$
H-1	69°12'	0.1975	0.1950	3373.37	624.51	3997.88	5699.54	6961.88
V-3	7°00'	0.7291	0.7200	380.51	7.22	387.73	2425.74	2456.53
V-4	7°00'	0.2174	0.2100	235.81	7.22	243.03	791.10	827.59
V-5	5°00'	0.2255	0.2323	-155.60	3.69	-151.92	616.88	635.31
H-2	15°23'	0.6214	0.6328	296.21	34.68	330.89	4670.79	4682.50
V-6	5°00'	0.8210	0.8259	-46.22	3.69	-42.53	1977.53	1977.99
V-7	8°09'	0.7491	0.7373	506.23	9.78	516.01	2886.25	2932.01
V-8	8°26'	0.2248	0.2157	300.65	10.46	311.11	973.62	1022.12
V-10	5°04'	0.6987	0.6981	-701.44	3.79	-697.65	1708.11	1845.09
H-3	37°58'	0.2423	0.2406	381.00	204.95	1588.95	4488.66	4761.60
H-4	33°47'	0.2640	0.2617	2876.83	396.23	3273.06	6334.16	7129.83
H-5	13°38'	0.2691	0.2686	212.20	27.28	239.48	1893.29	1908.38
H-6	40°00'	0.2546	0.2464	6696.54	968.40	7664.94	7448.72	10688.07

TABLA III.1

En el caso de la derivación para drenaje (42°), esta trabajará únicamente para excluir el agua de la tubería después de haberse cerrado la válvula que se localiza antes de llegar a los cueros, es decir, sin que exista flujo continuo y es por esta razón que no se colocará atragüe en este punto. La válvula de 42° que se colocará inmediatamente después de la 'T' se instalará en un registro de 160 x 160 mm. y su operación será manual.

De las relaciones.

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{K d}{E e}}}$$

Y

DONDE

$$t_c = \frac{2 L}{a}$$

K Modulo de elasticidad del
agua

y si $t_c \leq T$

E Modulo de elasticidad del
concreto

$$h = \frac{a v}{g}$$

d Diametro interior

e Espesor de las paredes del
tubo

a Velocidad de la onda de -
presión

t Tiempo de recorrido de la
onda

T Tiempo de maniobra

Sustituyendo los valores conocidos.

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{20670 \times 183}{175,000 \times 24}}}$$

$$a = 1030.00 \text{ m/seg}$$

$$t_c = \frac{2 \times 3941.706}{1030.00}$$

$$t_c = 7.65 \text{ seg.}$$

$$h = \frac{1030 \times 1.90}{9.81} = 199.49 \text{ m col agua}$$

$$h = 199.49 \text{ m}$$

Como el tiempo de cierre (T) es mayor que el tiempo de recorrido de la onda la sobrepresión (h) se reduce en proporción a t_c/T por lo que:

$$h = 199.49 \times \frac{7.65}{22.00}$$

$$h = 69.36 \text{ m}$$

$$h = 6.93 \text{ Kg/cm}^2$$

La presión de trabajo máxima que se presenta es de -- 0.82 Kg/cm^2 , presión que sumada a la sobrepresión $h = 6.93$ -- nos da igual a.

$$H = 7.75 \text{ Kg/cm}^2$$

La cual es menor a $f_r = 10.00 \text{ Kg/cm}^2$ lo que indica -- que la tubería resiste perfectamente la sobrepresión ocasionada--

por el golpe de ariete.

Considerando que debido al cierre lento la valvula toma el 80% de la sobrepresión (h), que se presenta al cierre de esta, se puede proceder al cálculo de el atraque.

$$h = 6.93 \text{ Kg/cm}^2$$

Y la parte que toma la valvula es:

$$h_v = 0.80 \times 6.93 = 5.54 \text{ Kg/cm}^2$$

De donde la fuerza que se presentará es igual a:

$$F_v = h_v \cdot A$$

$$A = \frac{1.83^2}{4} \times \pi \times 10^4 =$$

$$A = 2.63 \times 10^4 \text{ cm}^2$$

$$F = 5.54 \times 2.63 \times 10^4$$

$$F = 1.457 \times 10^5 \text{ Kg}$$

$$F = 145.70 \text{ Ton.}$$

Con un factor de seguridad de.

$$f_s = 1.3$$

$$F = 145.70 \times 1.3$$

$$F = 189.41 \text{ Ton.}$$

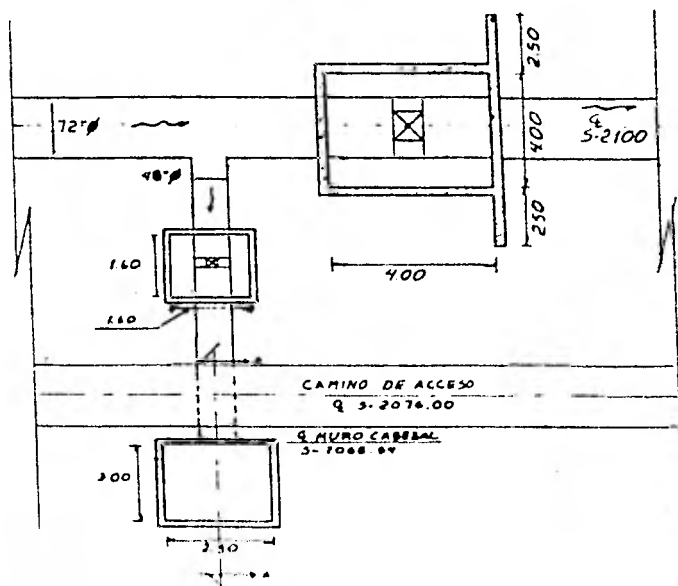
De donde el área necesaria con $\gamma = 4 \text{ t/m}^2$ (resistencia del terreno)

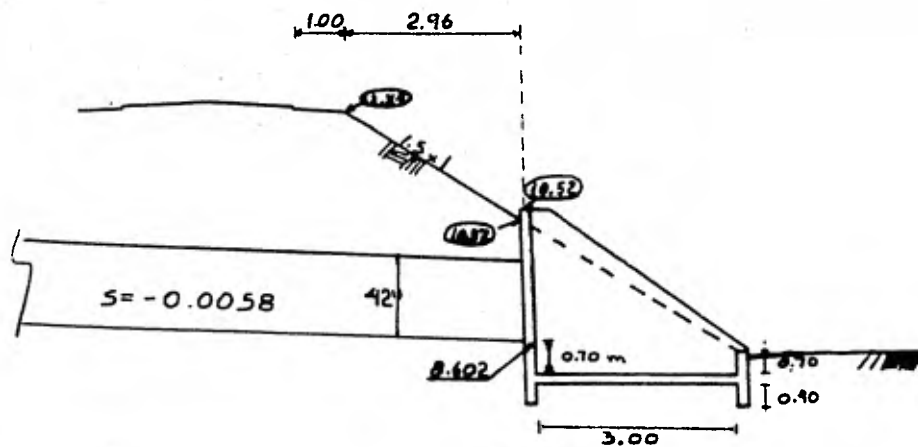
$$A = \frac{F}{\gamma}$$

$$= \frac{189.41}{4}$$

$$A = 47.40 \text{ m}^2$$

Y LA SECCION DEL -
 ATRAQUE SERA COMO-
 SE MUESTRA EN LAS-
 SIGUIENTES FIGURAS.





CORTE A-A

Los resultados de los cálculos de la línea se encuentran tabulados en los croquis y planos correspondientes los cuales se enumeran a continuación:

Fig III. 2 Croquis de localización

Plano III. 1.- Perfil

Plano III. 2.- Perfil

Plano III. 3.- Perfil

Plano III. 4.- Geometría de la línea

Plano III. 5.- Cruceros y lista de piezas especiales

Plano III. 6.- Registros de inspección - piezómetros
para purga de aire - cajas para operac
ción

Plano III. 7.- Desagues y cajas para operación de --
valvulas

Plano III. 8.- Atraques verticales y horizontales

Finalmente se procede a revisar que efectivamente se-transporten los $5.00 \text{ m}^3/\text{seg}$ a través de la línea de conducción- ($72" \text{ } \phi$) considerando, ahora si, las pérdidas de carga producidas por la fricción y locales. Aplicando la ecuación de la energía entre el inicio y el desfogue de la línea de conducción:

$$Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{2}{1} h_{fr} + \frac{2}{1} hm$$

$$H = \left(Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} \right) - \left(Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} \right) = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{2}{1} h_{fr} + \frac{3}{1} hm$$

Como las pérdidas son función de la velocidad.

$$H = \frac{V_2^2}{2g} \left(1 + f \frac{L}{D} + K_i \right)$$

De donde.

$$v_s = \sqrt{\frac{2 g H}{1 + \sum_{i=1}^n \left(f \frac{L}{D} + K_i \right)}}$$

Donde:

$$H = (18.63 + 0.022) - 12.00 =$$

$$H = 6.652 \text{ m}$$

$$D = 1.83 \text{ m}$$

$$L = 3941.710 \text{ m}$$

K_i coeficientes de pérdidas locales

$f \frac{L}{D}$ pérdidas de carga debido a la fricción en la conducción

Con $\varepsilon = 0.016 \text{ cm}$ (concreto centrifugado)

$$\varepsilon/D = 8.74 \times 10^{-5}$$

$$\nu = 1.145 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg}$$

Suponiendo

$$R \sim 2.9 \times 10^6$$

Del diagrama de Moody:

$$f = 0.0154$$

Coefficiente de pérdida por cambio de dirección:

De información técnica COMECOP $K' = 0.240$

Y con la relación $K = K' \frac{\Delta}{90}$

Donde $\Delta =$ deflexión, en este caso como se incluyen todos los cambios de dirección (Codos), sera igual a Δ acumulada por lo que $\Delta = 325^{\circ}37'$; y $K = 0.868$.

Coefficiente de pérdida por entrada:

$$K = 0.5$$

Coefficiente de pérdida de carga por valvula:

$$K = 0.10$$

Coefficiente de pérdida de carga a la salida:

$$K = 0.59$$

$$f \frac{L}{D} = 0.0154 \times \frac{3941.710}{1.83}$$

$$f \frac{L}{D} = 33.17$$

$$K_i = 0.868 + 0.50 + 0.10 + 0.59$$

$$K_i = 2.058$$

$$1 + \frac{f L}{D} + K_i = 36.228$$

$$V_2 = \sqrt{\frac{19.62 \times 6.652}{36.228}}$$

$$V_2 = 1.90 \text{ m/seg}$$

Remisión del número de Reynolds supuesto.

$$R = \frac{1.90 \times 1.83 \times 10^4}{1.145 \times 10^{-2}} = 3 \times 10^6 = 2.9 \times 10^6$$

Por lo que la suposición es correcta

Por último se revisará el gasto

$$Q = V \cdot A.$$

$$A = 2.63 \text{ m}^2$$

Sustituyendo.

$$Q = 1.90 \times 2.63 =$$

$$Q = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Por lo que se puede concluir que el diseño es correcto.

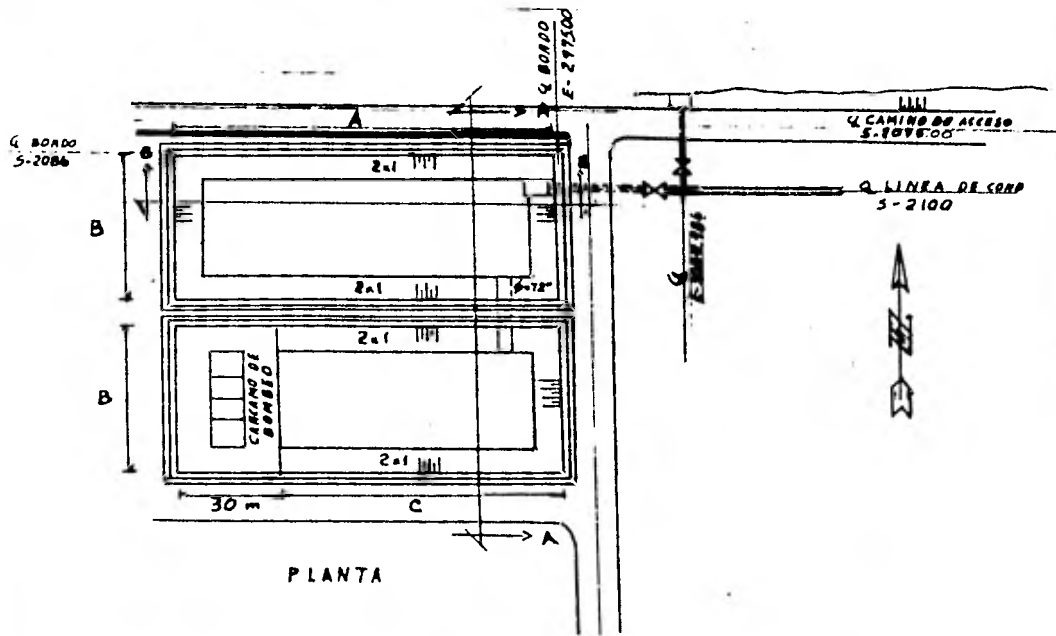
$$\text{Pues } Q = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg} = Q \text{ diseño.}$$

CAPITULO IV

TANQUES DE ALMACENAMIENTO

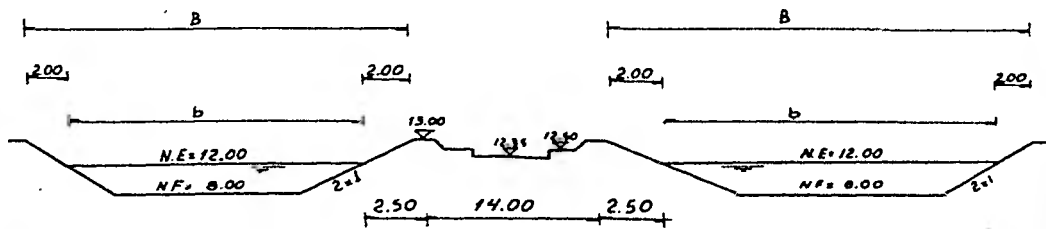
Es en esta obra donde desemboca la línea de conducción, es otra parte importante del sistema de obras para abastecimiento de agua al complejo, pues en esta se almacenará y distribuirá mediante bombeo a las diversas plantas que conforman a la Cangrejera.

Los tanques consistirán en dos fosas excavadas enterradas cuyo volumen garantice el suministro de agua al complejo durante un lapso mínimo de veinticuatro horas a razón de un gasto de $3.32 \text{ m}^3/\text{seg}$ y se comunican mediante un tubo (72" ϕ), ver figura IV. 1. Su geometría será como la mostrada en la siguiente figura.

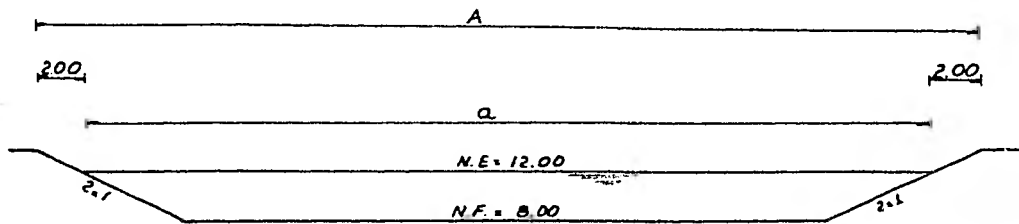


PLANTA

FIG IV-1



CORTE A-A
ELEVACION



CORTE B-B
ELEVACION

FIG. IV. 2

La capacidad que deberan tener los tanques de almacenamiento es igual a.

$$V_a = Q T$$

Donde.

$$Q = 3.32 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$T = 24 \times 60 \times 60$$

$$T = 86400 \text{ seg}$$

$$V_a = 3.32 \times 86400$$

$$V_a = 286,848.00 \text{ m}^3$$

Cálculo de las dimensiones de los tanques.

$$\text{Volumen Almac} = \frac{A_{\text{asp}} + A_{\text{fondo}}}{2} \times 4.00$$

$$A_{\text{esp}} = a b + (a - 30) b$$

$$= b (2 a - 30)$$

$$A_{\text{fondo}} = (a - 16) (b - 16) + (a - 30 - 8) (b - 16)$$

$$= (b - 16) [(a - 16) + (a - 38)]$$

$$\text{Si } a = 1.5 b$$

$$A_{\text{esp}} = b (3b - 30) = 3b^2 - 30b$$

$$A_{\text{fondo}} = (b - 16) [(1.5b - 16) + (1.5b - 38)]$$

$$= (b - 16) (3b - 54) = 3b^2 - 54b - 48b + 864$$

$$V \cdot a = \left(\frac{3b^2 - 30b + 3b^2 - 102b + 864}{2} \right) 4$$

$$V a = (6b^2 - 132b + 864) \cdot 2$$

$$\frac{286848}{2} = 6b^2 - 132b + 864$$

$$143424 = 6b^2 - 132b + 864$$

$$23904 = b^2 - 22b + 144$$

$$b^2 - 22b - 23760 = 0$$

$$b = \frac{22 \pm \sqrt{22^2 - 4(-23760)}}{2a}$$

$$b_{1,2} = \frac{22 + 309,07}{2} ; b = 165.54 \text{ m}$$

Redondeando cifras.

$$b = 166 \text{ m}$$

$$a = 1.5 b =$$

$$= 1.5 \times 166$$

$$a = 249 \text{ m}$$

Y las dimensiones restantes son:

$$A = a + 4$$

$$A = 253 \text{ m}$$

$$B = b + 4$$

$$B = 170 \text{ m}$$

POR ULTIMO

$$C = a - 38$$

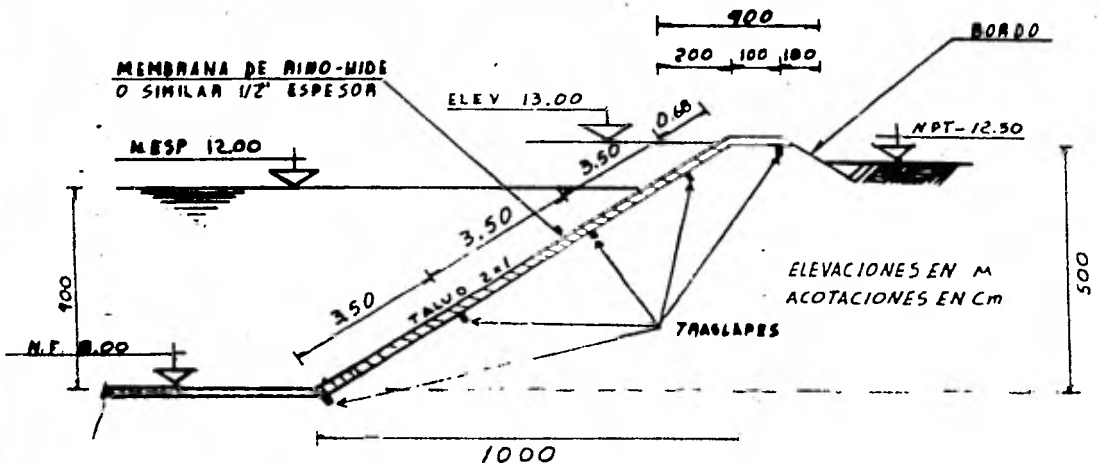
$$C = 211 \text{ m}$$

Con el fin de eliminar las materias en suspensión - que trasporte el agua al recibirse en los tanques de almacenamiento, se deberá aumentar el recorrido de esta por medio de mamparas. Asimismo, para que su construcción afecte en lo mínimo posible el volumen aprovechable de los tanques, se utilizarán unas estructuras consistentes, en una zapata continua - que se amplía a una distancia uniforme como base de apoyo de una columna con muescas para recibir piezas precoladas, ver - figura IV - 3. a, b, c, d y e.

El talud de los tanques deberá ser de 2 x 1 perfectamente afinado y su compactación mínima especificada en taludes y fondo será del 80%. Tanto el fondo como los taludes de los vasos se recubrirán con una membrana impermeable flexible y altamente resistente de 1/2" de espesor del tipo RINO - HIDE (Cuero de rinoceronte) de protexa o similar y antes de colocarse deberá aplicarse a toda la superficie un esterilizador-

de suelo o herbicida.

La colocación anclado y pegado de la membrana deberá hacerse siguiendo las normas y recomendaciones del fabricante. Los traslapes en el fondo y talúdes se realizarán de acuerdo a la siguiente figura.



Finalmente en la llegada de la línea de conducción al tanque de almacenamiento I se deberá hacer uso de un cabezal de desfogue, como se muestra en las figuras IV - 4 a y b.

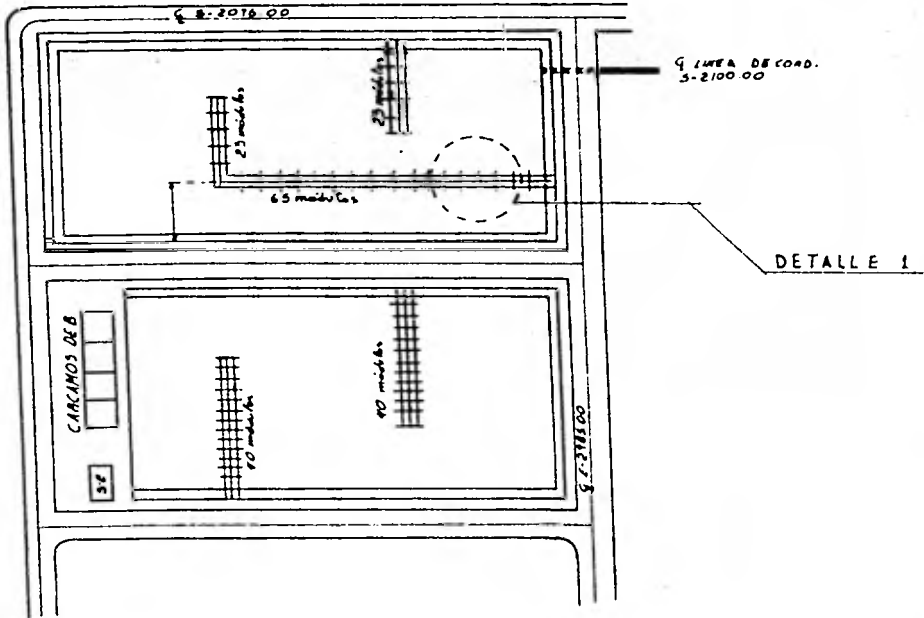


FIG. IV. 3. a

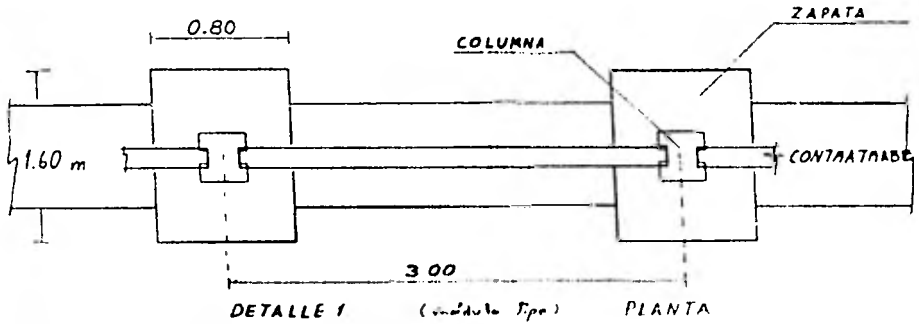


FIG. IV. 3 b

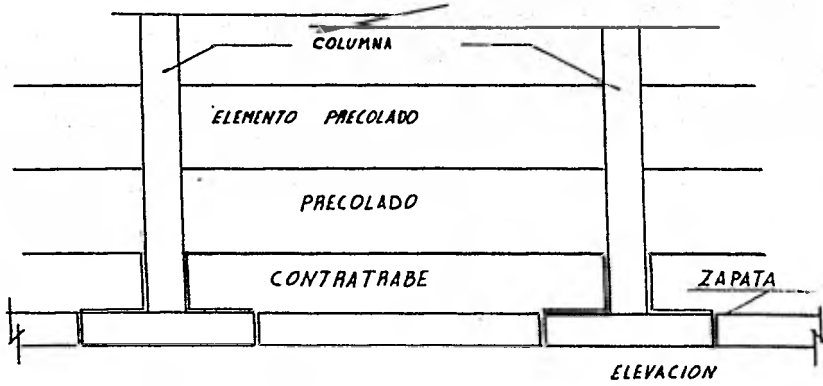


FIG. IV. 3. C.

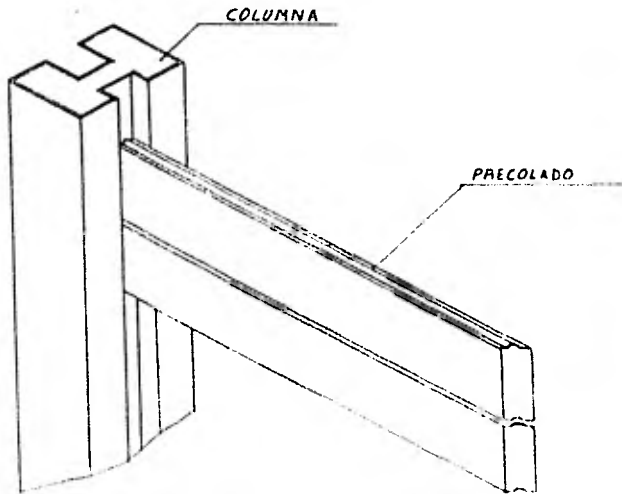
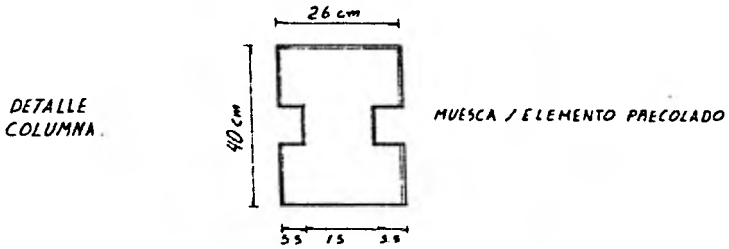


FIG IV. 3. d

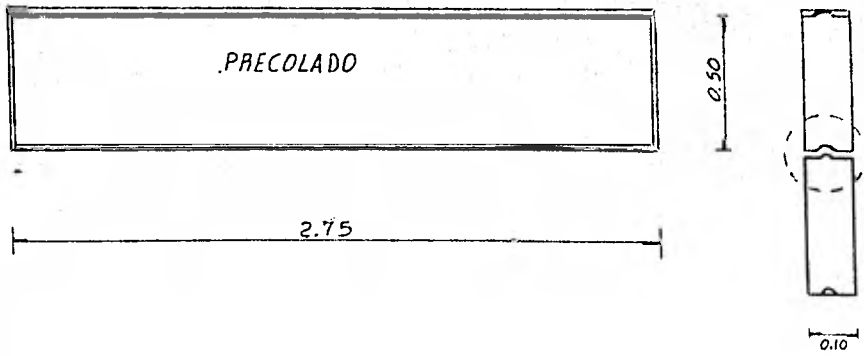
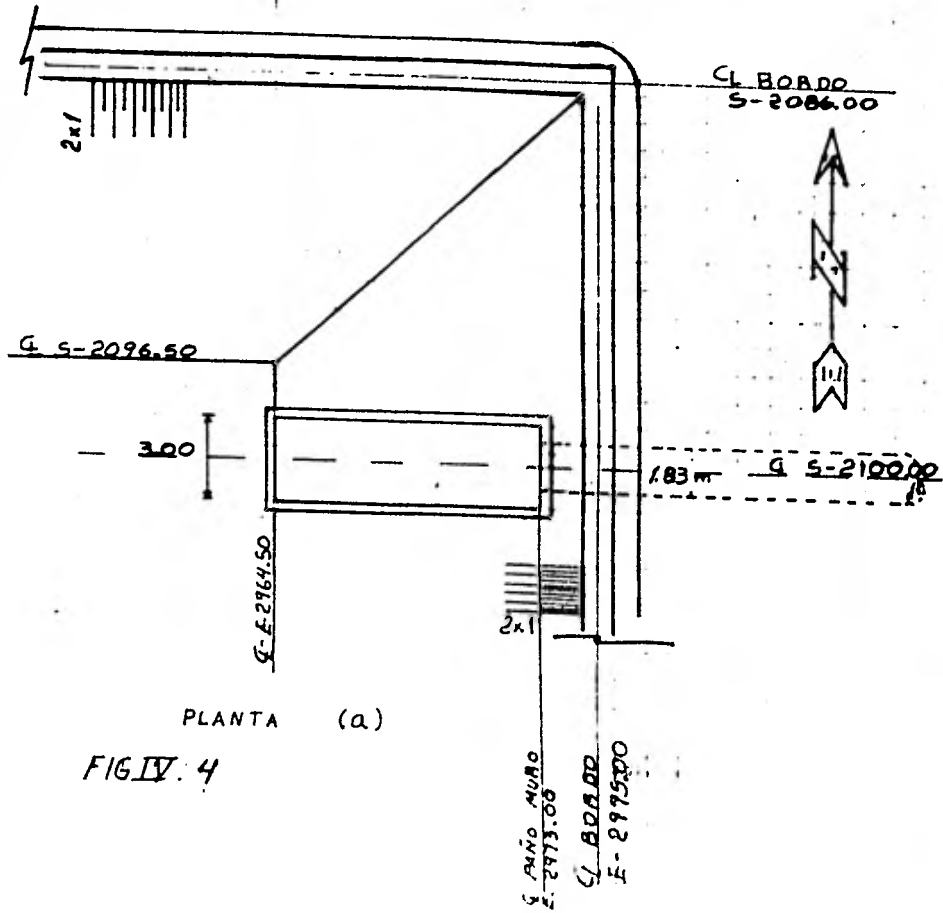
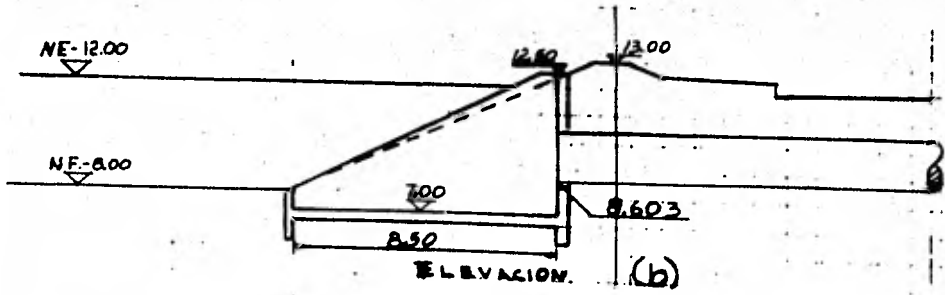


FIG. IV. 3. e



CAPITULO V

CONCLUSIONES

Es una experiencia trascendente el formar parte del desarrollo historico del Complejo Petroquímico La Cangrejera, - pues un hecho que la construcción de este representa para México un incremento de producción, de productos petroquímicos básicos una vez que entren en funcionamiento todas las plantas, - que fluctuará entre el 200% y 389%. Este hecho ha influido a - que considera a parte del técnico, el aspecto socioeconómico - que representa este centro industrial a la región.

La construcción y desarrollo de este complejo representa, indudablemente, una fuente generadora de trabajo, por - consecuencia, hablandose en términos económicos de valor, el - derrame de esta riqueza sobre la región trae consigo una cierta prosperidad económica, aunque esta es relativa, ya que du-- rante su desarrollo se van produciendo procesos tales como el - exceso de circulante, el cual provoca un desequilibrio, apare- ciendo entonces incrementos de valor en los artículos de consuo mo propiciando el fenómeno inflacionario.

El aumento en los precios de los artículos de consuo mo, casas habitación, etc. en la zona son debidas a varias razones como son la falta de planeación y estudios socioeconómicos de la región, pues debido a la población flotante inheren-

te a construcciones de esta magnitud se hace palpable la falta de servicios y así es común no encontrar habitación, transporte, etc. En función de la demanda de servicios, los precios de estos se disparan, de tal manera que a un gran sector de la población resultan difíciles de obtener estos.

Aunado a lo anterior aparece la polución del medioambiente, la contaminación de las aguas y el desequilibrio ecológico de la zona, todo esta debido a los residuos y desechos.

Finalmente, el desarrollo de la Industria Petrolera produce un avance económico e industrial pero también acarrear problemas socioeconómicos y ecológicos. El aprovechamiento de experiencias de esta naturaleza, así como una planeación adecuada, ayudará a encontrar soluciones que eliminen o disminuyan estos problemas y causará que el avance tanto Industrial como económico de la región sea mayor.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Hidráulica General
Gilberto Sotelo A.
- 2.- Hidráulica
Samuel Trueba C.
- 3.- Ayudas de diseño y comentarios
Sección E - Hidráulica C.F.E.
- 4.- Open - Channel Hydraulics
Ven te Chow.
- 5.- Open Channel Flow.
Henderson
- 6.- Ingeniería de los Recursos Hidráulicos
Lynsley - Franzini.
- 7.- Apuntes Abastecimiento de Agua.
Murguía.

TESIS EN UN DIA

Tesis por computadora

conéctanos sin compromiso
presupuesto gratis

Calles 67 Local 2-A
Tel. 948-22-64