

7A 870115
24

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**CALCULO Y DISEÑO DE
UN SIFON INVERTIDO**

TESIS PROFESIONAL

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

P R E S E N T A

EDUARDO GOMEZ LEON

GUADALAJARA, JALISCO 1987



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está 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.



ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Guadalajara, Jal., 21 de Enero de 1987.

Al Pasante de
Ingeniero Civil
Eduardo Gómez León
P r e s e n t e .

En contestación a su solicitud de fecha 15 de Enero del presente año, me es grato informarle que la Comisión de Tesis que me honro en presidir, aprobó como tema que usted deberá desarrollar para su examen de Ingeniero Civil, el que a continuación transcribo:

"CALCULO Y DISEÑO DE UN SIFON INVERTIDO"

- I.- INTRODUCCION
- II.- GENERALIDADES DE LOS SIFONES
- III.- CALCULO HIDRAULICO DEL SIFON EN ESTUDIO
- IV.- ANALISIS Y DISEÑO DE LA SECCION DEL SIFON
- V.- ANALISIS Y DISEÑO DE LA SECCION DE TRANSICION
- VI.- CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

Ruego a usted tomar nota que la copia fotografiada del presente oficio deberá ser incluida en los preliminares de todo ejemplar de su tesis.

Atentamente
"CIENCIA Y LIBERTAD"


Ing. Carlos Trujillo del Río
Director
Escuela de Ingeniería Civil

A mi Padre:

Sr. Oscar Gómez Medina
que siempre me ha brindado
todo su apoyo y confianza.

A mi madre:

Sra. Esther María León de Gómez.
que en paz descanse.

A mis hermanos:

Esther María

Jesús Oscar

Margarita

Norma Alicia

A todos mis familiares.

A las Instituciones:

Colegio San Juan Bosco

Preparatoria I.T.E.S.M.

Escuela de Ingenieria de la U.A.G.

Universidad Autonoma de Guadalajara.

A mis maestros y compañeros.

**A mis compañeros y
amigos de la S.A.R.H.
en Navojca, Son.**

I N D I C E

Pag.

CAPITULO I

- * Introducción 1

CAPITULO II

- * Generalidades de los sifones.
 - Características de los sifones: Def. de sifón invertido, Estructuras de cruce, Partes que componen un sifón 3 - 7
 - Datos generales del Distrito 8
 - Justificación de la obra 11
 - Normas de proyecto de un sifón 13

CAPITULO III

- * Cálculo hidráulico del sifón.
 - Canal principal 15
 - Diseño de la sección del conducto 17
 - Longitud de transición 20
 - Trazo del perfil del sifón 21
 - Cálculo de las deflexiones 23
 - Pérdidas de carga 25

CAPITULO IV

- * Análisis de la sección del sifón.
 - Cargas a considerar a barril lleno y a barril vacío 35
 - Análisis del conducto a sección llena 38
 - Análisis del conducto a sección vacía 53
 - Diseño 65

CAPITULO V

- Análisis y diseño de la sección de transición 71

CAPITULO VI

- Conclusiones 80

C A P I T U L O I

" INTRODUCCION "

En el presente trabajo se muestra la solución dada a un problema así como también el desglosamiento de dicha solución. El problema se le presentó a la S.A.R.H. ya que esta, al tratar de abastecer en mayor área a la región del Mayo, optó por la construcción de un canal, teniendo la obra de toma en el Río Mayo a partir de la presa derivadora Tesia; por consiguiente a lo largo de dicha construcción se originan estructuras de cruce como son un sifón invertido, un puente canal, puente carretero, puente ferrocarril, etc.

Como se verá más adelante, la estructura por analizar en este trabajo, es la de un sifón invertido cuyo nombre es el SIFÓN TETABOCA localizado en el Distrito de Riego #38 Río Mayo Son. en el canal principal, margen izquierda, en la estación 10 + 820 .

Para la realización del proyecto se cuenta con los estudios realizados, tanto de hidráulica como de topografía; por otra parte sabemos que nuestro principal objetivo es abrir el arroyo Tetaboca para poder darle continuidad al canal.

En el capítulo 2 se desarrollan puntos como el porqué se eligió esa estructura, cual es el objetivo de la o-

bra y distintas alternativas para dar solución al caso. En los capítulos 3, 4 y 5 se muestra desglosado todo el procedimiento de cálculo y diseño de toda la estructura en conjunto.

C A P I T U L O I I

" GENERALIDADES DE LOS SIFONES "

Sifón Invertido.

Los sifones invertidos son conductos que se diseñan para que trabajen llenos y a presión, para transportar el agua de canales por gravedad, en cruces de vías de ferrocarril, caminos, otros canales o depresiones del terreno.

Para una mayor aclaración de lo que es el sifón invertido se muestra a continuación la diferencia entre éste y el sifón común:

El sifón común es el que se muestra en la figura "b", en este caso para que se origine la circulación del líquido y suba, hay que hacer el vacío en la parte superior del sifón, entonces el agua sube por la acción de la presión atmosférica que se ejerce por la superficie libre del líquido, por lo tanto para iniciar la acción sifónica es necesario un dispositivo que puede ser neumático, para expulsar el aire.

En el caso del sifón invertido no es necesario esto porque en realidad es la acción de la gravedad la que origina la circulación, justificada por el desnivel entre la entrada y la salida (fig. "a").



Figura "a"

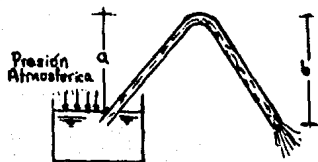


Fig. "b"

Estructuras de Cruce.

Cuando se trata de cruzar una depresión del terreno para darle continuidad a un canal, generalmente se consideran - las soluciones siguientes:

- a) Sifón invertido.
- b) Puente canal.

En el primer caso es una estructura formada por un conducto cerrado que trabaja a presión y se apoya directamente - sobre el terreno, y en el segundo caso el canal propiamente - dicho se apoya sobre un puente construido expresamente para así librar la depresión y darle la continuidad deseada al canal.

La decisión de tomar una de ambas alternativas (análizada más adelante) dependerá de las condiciones topográficas, hidráulicas y de economía.



Puente canal.



Sifón invertido.

Partes que componen un sifón invertido.

Un sifón en su forma más amplia consta de las siguientes partes:

- 1.- Rejilla
- 2.- Compuerta de emergencia.
- 3.- Transición de entrada.
- 4.- Conducto o barril.
- 5.- Válvula de purga.
- 6.- Transición de salida.

1.- Rejilla.

Es colocada en la estructura de entrada al conducto con el objeto de impedir el paso de cuerpos flotantes a través del mismo.

2.- Compuerta de Emergencia.

Casi siempre se localizan por comodidad de construcción a la entrada de los conductos, es decir, al final de la transición de entrada. Consta generalmente de agujas de madera o compuertas deslizables que en un momento dado, puedan cerrar la entrada de los conductos con el objeto de limpiar los mismos y hacer reparaciones en ellos, o arreglar la válvula de purga.

3.- Transición de entrada.

Como en la generalidad de los casos, la sección del canal es diferente en forma a la sección que se adopta en la sección de los conductos, es necesario construir una transición para pasar gradualmente de la sección del canal a la sección de los conductos. A ésta se le llama transición de entrada.

4.- Conducto o barril.

Al tener la necesidad de pasar o cruzar con nuestro canal un obstáculo cualquiera (río, barranca, canal, camino, etc.) en caso de que el cruce se resuelva como lo que hemos descrito como un sifón invertido será necesario después de la transición de entrada cruzar el obstáculo mediante una sección cerrada especie de tubería que es lo que llamamos conducto o ba

rril y que se puede construir de concreto o fierro o algunas veces se hacen con sección mixta con paredes o fondo de mampostería y techo de concreto. La forma de los conductos puede ser cuadrada, rectangular, circular, herradura, ovoide.

5.- Válvula de purga.

La válvula de purga se coloca en la parte más baja de los barriles con el objeto de desalojar el agua que contienen estos en el caso de que sea necesario hacer una reparación; no son otra cosa sino llaves comunes y corrientes de mayor o menor capacidad de acuerdo con el gasto que se necesite desalojar. Hago la aclaración que la válvula de purga no necesariamente es parte indispensable del sifón de manera que no siempre se usan.

6.- Transición de salida.

La transición de salida se construye con el objeto de cambiar gradualmente de sección, de la sección de los conductos a la sección del canal. Los detalles de diseño hidráulico y estructural serán tratados más adelante.

Tipos de Secciones.

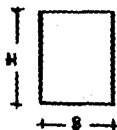
Las secciones más usuales en los proyectos de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos son la rectangular y la circular aunque en algunos casos especiales se utilizan las secciones en herradura.

1.- Conductos rectangulares.

En las secciones de conductos rectangulares se reco -

mienda cumplir con una relación que ande alrededor de la si -
guiente:

$$\frac{H}{B} = 1.25$$



donde: B= ancho de la plantilla interior del conducto.

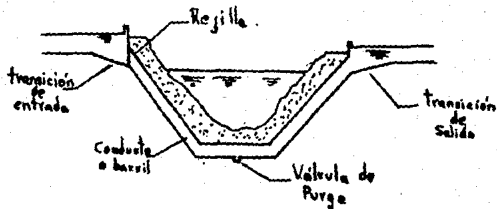
H= altura interior del conducto.

La sección mínima aceptada en conductos rectangulares es de
B = 0.8 0 m y H = 1.00 m.

2.- Conductos circulares.

El diámetro mínimo aceptado en secciones circulares se-
rá de 30" ϕ (76.2 cm.) para tubos precolados y de 1.25 m para
tubos colados en el sitio.

Esquema del sifón invertido y sus partes.



Secciones en los sifones.



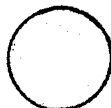
CUADRADA



RECTANGULAR



HERRADURA



CIRCULAR



OVOIDE

= Datos Generales Del Distrito =

El Distrito de Riego #38 Río Mayo Son. , se localiza al noroeste del país, en la parte sur del Estado de Sonora, entre los paralelos $26^{\circ} 14'$ y $24^{\circ} 40'$ latitud norte y los meridianos $108^{\circ} 29'$ y $110^{\circ} 03'$ al oeste del Meridiano de Greenwich.

Limita al norte con los municipios de Cajeme y Quiríego donde se ubica el Distrito de Riego Río Yaqui, al sur con el Estado de Sinaloa, con los municipios del fuerte y Choix, donde se localiza el Distrito de Riego Río Fuerte; al este con el Estado de Chihuahua, con los Municipios de Temoris y Chinipas, en donde se encuentra el Distrito Temoris, y al oeste con el Golfo de California. El Distrito participa con alrededor de un 7% de la superficie con respecto al estado de Sonora ó sea con 1,256,749 has. distribuidas en cuatro municipios que son el de Navojoa con 404,069 has., Etchojoa con 41,086 has , Huatabampo con 116,992 has , y Alamos con 694,602 has.

En el Distrito el sector agropecuario y forestal utilizan 1,256,749 has , de las cuales 118,699 has son agrícolas divididas en 96,413 has de riego y 22,286 has de temporal, representando en conjunto el 9,9% del total del Distrito. La mayor parte del área de riego se encuentra en la franja de la costa, siendo insignificante la zona serrana, la suma de la superficie de riego representa el 72.8% del área agrícola y el resto es de temporal, encontrándose esta última casi en su totalidad en el Municipio de Alamos.

La superficie dedicada a las actividades pecuarias es de 46,698 has. con praderas artificiales y de 1,074,782 has de agostadero natural, que entre ambas superficies representan un 85.6% del área total Distrital. Del total pecuario solo el 4% tiene praderas de zacate buffel.

El Distrito cuenta con una gran presa, 11 pequeños almacenamientos, 19 derivadoras, 10 plantas de bombeo, infraestructura usada primordialmente en la actividad agrícola. Solo en el caso de la presa Adolfo Ruiz Cortines los objetivos son múltiples, riego, control de avenidas y generación de energía eléctrica. Para uso pecuario se cuenta con 112 represas, 1970 pozos a cielo abierto, 41 pozos profundos; además para el uso en las granjas se dispone de 53 pozos profundos.

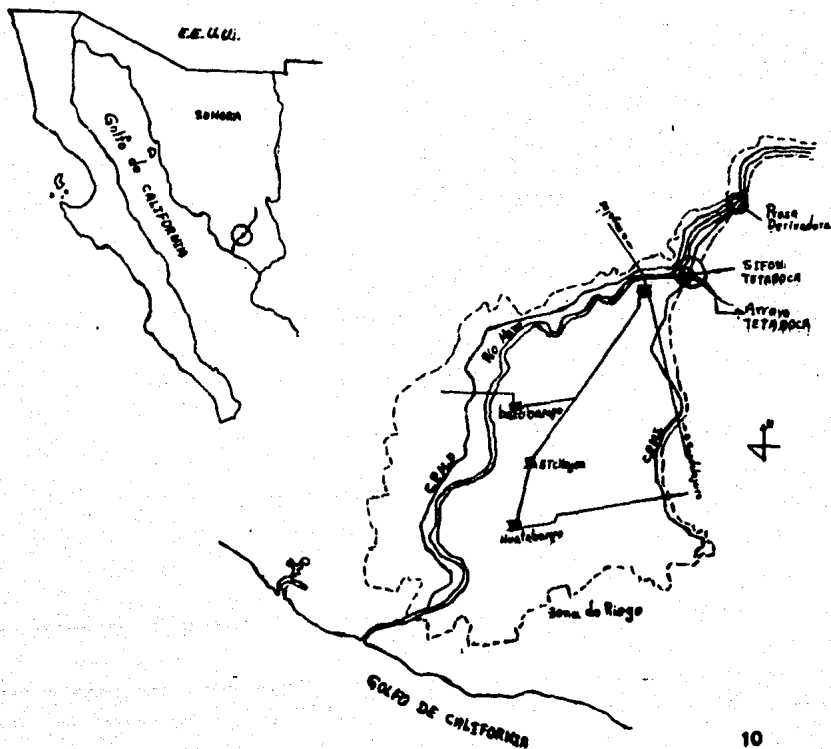
El escurrimiento medio anual en la cuenca del Río Mayo es de 824 millones de m³, teniendo una precipitación media anual de 700 mm. En años extraordinarios parte del escurrimiento se descarga al mar desaprovechándose. El río tiene una longitud de 350 km.

La zona de riego está constituida por dos canales principales (M.D. y M.I.) que en total suman una longitud de 139km complementados por una red de canales secundarios que suman un total de 450 km ; además para que en una forma más rápida y directa de desalojar el agua de las lluvias y las excedentes, cuenta con una red de drenes formada por un total de 330 km.

Por otra parte se cuenta con un sistema de caminos de servicio, por caminos a lo largo de los canales y caminos de enlace formando un total de 1,350 km, para disponer de un sistema vial que permita operar eficientemente las obras.

= Localización de la obra =

La estructura se encuentra aproximadamente a 3 km de la ciudad de Navojoa Son. , teniendo el acceso através de la carretera a Tesia. Está ubicada en la estación 10 + 820 del canal principal margen izquierda en cruce con el arroyo Tetaboca, en el Distrito de Riego #38 Río Mayo Son.



= JUSTIFICACION DE LA OBRA =

Por lo general en la construcción de un canal, se tropieza con la necesidad de salvar ciertos obstáculos para la - continuación del mismo, como por ejemplo: barrancas, ríos, ca- minos carreteros, caminos ferreos, otro canal o algun dren. Con el objeto de vencer dichos obstáculos se hace necesario la construcción de una estructura que permita el flujo del canal, ya sea por encima o por debajo de ellas. Esta estructura podrá ser un puente canal o un sifón invertido, donde la decisión de tomar algunas de las alternativas dependerá de las condiciones topográficas, hidráulicas y de economía.

Las condiciones topográficas, o sea la diferencia de ni- veles que existen entre el canal y el obstáculo que vaya cru- zar, determinará en algunos casos el tipo de estructura de cru- ce que se deba usar, pero como si es frecuente el cruce puede resolverse desde el punto de vista de las condiciones topográ- ficas, por medio de diferentes alternativas de estructura, se- rá necesario tomar en cuenta las condiciones hidráulicas en - que funcionen las estructuras que pueden utilizarse para el - cruce, es decir, será necesario analizar en cada alternativa de estructura las pérdidas de carga que se presenten. En algu- nos casos este punto de vista se elegirá como la estructura - más conveniente aquella que tenga el menor número de pérdidas de carga. Antes de decidirse en definitiva cual deberá ser la estructura de cruce que se emplee, indiscutiblemente que ha- brá que tomar en cuenta las condiciones económicas, es decir, se harán anteproyectos de las diferentes alternativas de es -

estructuras que desde los puntos de vista de las condiciones topográficas y condiciones hidráulicas se hayan elegido anteriormente para determinar en un último análisis cuál es la estructura más económica.

De ser posible se utilizará como estructura de cruce la más conveniente desde el punto de vista de condiciones topográficas, la que funcione mejor hidráulicamente y la que sea más económica.

El problema que nos ocupa es el poder continuar el canal principal margen izquierda en el distrito de riego #38 Río Mayo Son., en la estación 10 + 820 en cruce con el arroyo Tetaboca. Para lograr alcanzar dicho objetivo debemos analizar que tipo de estructura de las antes mencionadas sería la más conveniente, no olvidándose de los factores principales que son el funcional y el económico. Análizando más nuestro caso cuyas condiciones topográficas se muestran en la lamina #1, podría decirse que si es posible la construcción de un puente canal, ya que este se usa cuando la diferencia de niveles entre la rasante del canal y la rasante del cruzamiento permita un espacio libre suficiente para lograr el paso del agua en el caso de canales, arroyos o ríos. En nuestro caso el espacio libre es de aproximadamente 5.5 mts., los cuales son suficientes para lograr el paso del agua del arroyo. Por otra parte tenemos la alternativa del sifón, el cual será construido obligatoriamente cuando se tenga un espacio libre muy reducido o bien que este no exista y por lo tanto no se logre el paso de vehículos o del agua; en nuestro caso si se tiene ese espacio libre por lo cual la construcción del sifón ya no se hace obligatoria -

desde este punto de vista, pero no podemos descartarlo como al
ternativa ya que habrá que observar otras situaciones como son
la de economía, funcionamiento, mantenimiento, etc.

En base a la gran experiencia que se tiene en el departa-
mento de proyectos de la S.A.R.H. se observó que la construc-
ción de un puente canal que tenga que salvar un claro aproxima-
do de 50 m. sería mas costoso que construir un sifón de a-
proximadamente 61 m. de longitud, ya que el puente canal inclu-
ye la construcción de pilas y bases de cimentación, además de
que estas al estar expuestas al arrastre de las corrientes de
agua del arroyo sobre todo en épocas de grandes avenidas, cuan-
do el arroyo alcanzaria el N.A.M.E., podría producirse grandes
socavaciones lo cual no es nada conveniente y por consecuente
tener que dar un mayor mantenimiento para este, por lo tanto
se decidió como solución la construcción del sifón.

= NORMAS GENERALES DE PROYECTO DE UN SIFON =

Según la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos en su libro de especificaciones generales de proyecto, tie-
ne dadas las siguientes normas de proyecto de un sifón:

A) Sifones en cruce con carreteras.

Por disposición de la dirección general de conservación de
la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, cuando un canal
cruce un camino federal hay que cumplir con ciertos requisitos:

- 1.- El espesor del colchon de tierra que debe dejarse del *

punto más bajo del terreno natural dentro del derecho de vía a la pared superior de la estructura debe ser por lo menos - 1.5 m.

2.- La longitud del conducto en proyección horizontal hasta los muros de cabeza deberá ser como mínimo la longitud del derecho de vía más un metro a cada lado, debiendo quedar - las transiciones fuera del derecho de vía.

B) Sifones en cruce con ríos, barrancas o arroyos.

1.- El espesor del relleno en la zona del cauce no deberá ser menor que la profundidad de socavación en la zona del cruce. En las laderas el relleno no debe ser menor de 1.00 m.

2.- La longitud de la estructura estará en función de la topografía del cruce, cuidando que las transiciones del canal al conducto, queden excavación fuera de las laderas.

C) Sifones en cruce con ferrocarril.

1.- El espesor mínimo del relleno, del patín del riel a la parte superior de la estructura no debe ser menor de 0.9 m.

2.- La longitud mínima de los conductos en proyección horizontal, deberá ser aquella que no impida el drenaje longitudinal del ferrocarril.

D) Sifones en cruce con canal o dren.

1.- El espesor mínimo del relleno no deberá ser menor de - 1.5 m , medido desde la rasante del canal o dren a la parte superior del conducto.

2.- La longitud de los conductos no deberá ser menor que - la sección del canal o dren, considerando sus bordos.

" CALCULO HIDRAULICO DEL SIFON EN ESTUDIO "

CANAL PRINCIPAL.

El canal principal margen izquierda para el riego de esta sección, es el llamado Canal de las Pilas, tiene una longitud de aproximadamente 55 km y lleva un gasto de 6.11 m³/seg, es de sección trapezoidal y está revestido de concreto con una base de 1.35 m. y taludes de 1.5:1, teniendo un tirante de 1.37 m. y llevando el agua a una velocidad de 1.309 m/seg y una pendiente del 0.05% (S=0.0005).

El cálculo hidráulico del canal se lleva a cabo teniendo fijo el gasto Q, gasto que conduce el canal y que ha sido fijado de acuerdo con las demandas de riego, y teniendo fijas también "B", "m" y "S". Por tanteos hacer simultaneas las dos ecuaciones siguientes de velocidad:

$$V = \frac{Q}{A} \quad ; \quad V = 1/n S^k r^m$$

siendo:

A= Area hidráulica; $A = Bd + md^2$

B= Ancho de la plantilla del canal.

d= Tirante.

r= Radio hidráulico; $r = A/P$

V= velocidad; $V = Q/A$

P= Perímetro mojado; $P = B + 2d\sqrt{1 + m^2}$

m= Relación de la distancia horizontal a la distancia vertical en los taludes.

S= Pendiente hidráulica del canal.

- Datos hidráulicos del canal (de entrada igual que de salida).

Gasto $Q = 6.11 \text{ m}^3/\text{seg.}$

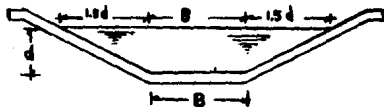
Plantilla $B = 1.37 \text{ m.}$

Pendiente $S = 0.0005$

Talud $m = 1.5:1$

Bordo libre = 0.30 m.

Coef. rugosidad $n = 0.014$ (concreto)



Sección Transversal del canal.

A manera de explicación se presentan los cálculos para la obtención del tirante y la velocidad del canal através del procedimiento mostrado anteriormente y verificarlos con los datos proporcionados por la S.A.R.H.

$$V = 1/n S^{1/2} r^{2/3} ; \quad V' = Q/A$$

$$V = \frac{1}{0.014} (0.0005)^{1/2} r^{2/3} ; \quad V' = \frac{6.11}{A}$$

$$\underline{V = 1.597191 r^{2/3}}$$

$$r = A/P$$

$$A = \frac{(3d + 2B)d}{2}$$

$$\underline{A = 1.5d^2 + Bd}$$

$$r^{2/3} = \left[\frac{1.5d^2 + 1.35d}{1.35 + 3.6055d} \right]^{2/3}$$

$$P = 1.35 + 2d \sqrt{(1.5)^2 + 1}$$

$$\underline{P = 1.35 + 3.6055d}$$

Haciendo $V = V'$

$$1.597191 \left[\frac{1.5d^2 + 1.35d}{1.35 + 3.6055d} \right]^{2/3} = \frac{6.11}{1.5d^2 + 1.35d}$$

Por tanteos se encontró que con un tirante de 1.37 m la ecuación $V = V'$ se cumple, por lo tanto:

$$V = \frac{6.11}{1.5(1.37)^2 + 1.35(1.37)}$$

$$V = \underline{1.309 \text{ m/seg.}}$$

$$A = 1.5(1.37)^2 + 1.35(1.37) ; P = 1.35 + 3.6055(1.37)$$

$$A = \underline{4.665 \text{ m}^2}.$$

$$P = \underline{6.289 \text{ m.}}$$

$$r = \frac{4.665}{6.289}$$

$$r = \underline{0.741}$$

$$r^3 = \underline{0.819}$$

$$hv = \frac{V^2}{2g} = \frac{(1.309)^2}{19.62}$$

$$hv = \underline{0.087 \text{ m.}}$$

Diseño de la Sección del Conducto.

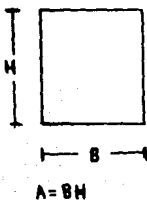
La forma y el número de los conductos lo determinarán las condiciones locales y de economía. Las formas más comunes son la circular y la rectangular.

Para nuestro caso, debido a que tenemos un sifón de corta longitud y de carga relativamente pequeña, en la parte superior del cajón (aprox. 15 m.) se optó por la sección rectangular.

El tamaño de o de los conductos se determinará en función de la carga disponible y la economía. Sin embargo cuando el agua acarrea arenas u otros materiales abrasivos es conveniente limitar la velocidad a un máximo de 3 m/seg, y con el objeto de no tener obstrucciones y dificultades durante la o

peración la velocidad mínima del agua debe ser del orden de -
1.5 m/seg.

De acuerdo a lo expuesto supondremos en nuestro caso una velo-
cidad de 2.00 m/seg. Proponiendo una sección rectangular la -
cual tenga una relación de altura-base que sea aproximada a -
la siguiente:



$$\frac{H}{B} = 1.25 \quad \text{por lo tanto: } H = 1.25B$$

$$A = 1.25B^2$$

entonces:

$$A = \frac{Q}{B} = \frac{6.11}{2.00}$$

$$A = 3.055 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{A}{1.25}}$$

$$B = \sqrt{\frac{3.055}{1.25}}$$

$$B = 1.56 \text{ m.}$$

$$H = 1.25(1.56)$$

$$H = 1.95 \text{ m.}$$

- Adoptaremos $B = 1.50 \text{ m}$ y $H = 1.90 \text{ m}$ con cartelas de 15 cm,
por lo tanto el área neta será.

$$A = (1.9)(1.5) - 4 \frac{(0.15)(0.15)}{2}$$

$$A = 2.805 \text{ m}^2$$

la velocidad será

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{6.11}{2.805}$$

$$\underline{V = 2.178 \text{ m/seg.}}$$

el perímetro mojado

$$P = 2(1.9 + 1.5) - 8(0.15) + 4 \sqrt{(0.15)^2 (2)}$$

$$\underline{P = 6.4485 \text{ m}}$$

el radio hidráulico

$$r = \frac{A}{P} = \frac{2.805}{6.448}$$

$$\underline{r = 0.4350 \text{ m.}}$$

$$\underline{r^{3/2} = 0.5741}$$

Por lo tanto tenemos que los datos hidráulicos del conducto son:

$$Q = 6.11 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = 2.805 \text{ m}^2$$

$$V = 2.178 \text{ m/seg.}$$

$$B = 1.50 \text{ m.}$$

$$H = 1.90 \text{ m.}$$

$$n = 0.014$$

Cartelas de $0.15 \times 0.15 \text{ m.}$

$$P = 6.4485 \text{ m.}$$

$$r = 0.4350 \text{ m.}$$

$$r^{3/2} = 0.5741$$

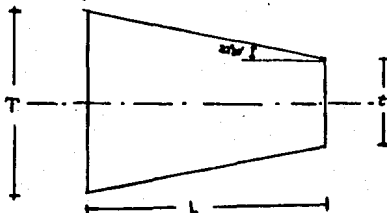
$$\text{la carga de velocidad: } hv = \frac{v^2}{2g} = \frac{(2.178)^2}{19.62}$$

$$\underline{hv = 0.2418 \text{ m.}}$$

Longitud de transición.

Tal como se mencionó más que nada la finalidad de las transiciones es la de reducir al mínimo las pérdidas de carga ocasionadas al unir dos estructuras de diferente sección transversal para así obtener la mayor eficiencia hidráulica. Como en el caso de los sifones invertidos en que generalmente la sección será distinta a la del canal, se tendrá que hacer una transición de entrada y otra de salida para evitar que el cambio de sección sea en forma brusca y entonces se cumpla lo antes mencionado.

Para la longitud de transición se encontró según el criterio de Hinds, que el ángulo que deba formar la intersección de la superficie del agua y la pared, en el principio y fin de la transición, con el eje de la estructura sea $12^{\circ} 30'$, pero según experiencias de la S.A.R.H. el ángulo puede ser aumentado hasta $22^{\circ} 30'$ sin que el cambio de sección de transición sea brusco y con el cual se reduce ligeramente el costo de los mismos, por lo tanto la longitud de transición se calcula de la siguiente manera:



siendo: T = ancho de la superficie libre del agua del canal.

t = ancho de la superficie libre del agua a la entrada del conducto.

$$\text{Cot } 22^{\circ} 30' = \frac{L}{(T - t)/2}$$

$$L = \frac{(T - t)}{2} \text{ Cot } 22^{\circ} 30'$$

Si al resolver la expresión anterior se encuentra un valor fraccionario, es recomendable redondearlo.

en nuestro caso: $T = B + 2md$

$$T = 1.35 + 2(1.5)(1.37)$$

$$T = 5.46 \text{ m.}$$

$$t = 1.50$$

$$L = \frac{(5.47 - 1.5)}{2} \text{ Cot } 22^{\circ} 30'$$

$L = 4.78 \text{ m.}$ por lo tanto se adopta $L = 5.00 \text{ m.}$

Trazo del Perfil del Sifón.

Una vez escogida la sección del conducto y determinada la longitud de transición, con la topografía detallada del cruce, se traza el perfil del terreno y sobre este se traza el perfil longitudinal del sifón; para así en un primer intento obtener las pérdidas de carga y saber si estamos dentro de la conveniencia técnico-económica. Al hacer esto, hay que tener en cuenta tres requisitos:

- Desarrollo mínimo posible.
- Excavaciones mínimas.
- Colchón o relleno sobre el conducto, con espesor mínimo de 1.00 m.

Para nuestro caso el relleno es de 2.00 m desde la rasante del arroyo a la parte superior del conducto en la zona del cauce; tal como indican las normas generales de proyecto en su parte de sifones en cruce con ríos, barrancas o arroyos, se fijó en las laderas un espesor mínimo de 1.00 m y las transiciones se localizaron fuera de las laderas del arroyo, quedando totalmente en excavación. Pues bien tomando en cuenta todos estos puntos, se trazó el perfil del sifón sobre el perfil del terreno mostrado anteriormente en la lamina #1, quedando como resultado el perfil mostrado en la lamina #2 (hoja adjunta).

Trazado el sifón se procede a calcular la geometría del mismo, así como las pérdidas de carga.

El desnivel entre la cota de entrada y de salida de la estructura tendrá que ser mayor o igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presenten en el sifón.

$$\text{Cota E.} - \text{Cota S.} \geq \sum h_i$$

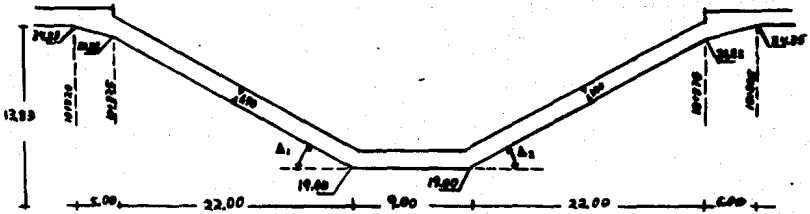
En la hoja adjunta (lamina #2) se muestran las cotas.

$$\text{Cota E.} = 34.83 \text{ m.}$$

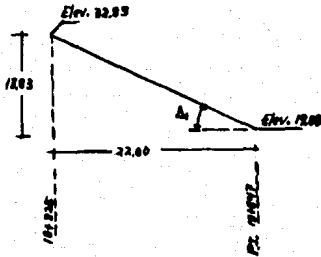
$$(-)\text{Cota S.} = \underline{34.35 \text{ m.}}$$

$$\text{Carga disponible} = 0.48 \text{ m.}$$

Cálculo de las Deflexiones.



Deflexion Δ_1



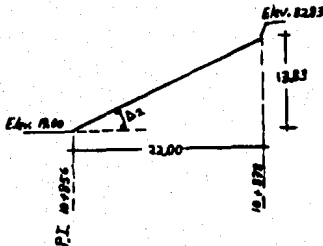
$$\text{tag } \Delta_1 = \frac{13.83}{22.00}$$

$$\Delta_1 = \frac{13.83}{22.00} \text{ tag}^{-1}$$

$$\Delta_1 = 32^\circ 9'$$

con P.I. en la
Est. 10 + 847
Elev. 19.00 m.

Deflexion Δ_2

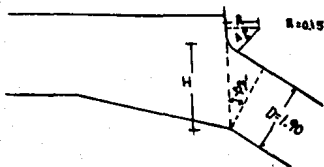


$$\text{tag } \Delta_2 = \frac{13.83}{22.00}$$

$$\Delta_2 = 32^\circ 9'$$

con P.I. en Est. 10 + 856
Elev. 19.00 m.

- Curvatura en el muro de cabeza.



tenemos por especificación que el radio de curvatura será $R = 0.15D$, entonces:

$$R = 0.15(1.90)$$

$$\underline{R = 0.285 \text{ mts.}}$$

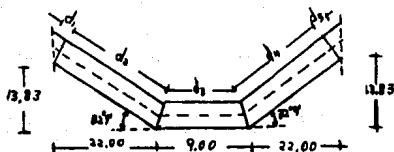


$$\text{Cot } \frac{\alpha}{2} = \frac{R}{H} \Rightarrow \text{st} = \frac{R}{\text{Cot } \frac{\alpha}{2}}$$

$$\text{st} = \frac{0.285}{\text{Cot } 28.92^\circ}$$

$$\underline{\text{st} = 0.16 \text{ m.}}$$

- Longitud del sifón.



tomamos como referencia el eje central del sifón.

$$L = 2 \sqrt{(13.83)^2 + (22.00)^2} + 9.00 + 2(\text{sen } 32.15)(0.95) + 2(\text{sen } 16.07)(0.95)$$

$$\underline{L = 60.49 \text{ m.}}$$

Pérdidas de Carga.

Las principales pérdidas de carga de un sifón invertido que llegan a presentarse son las siguientes:

- I) Pérdida de carga por cambio de sección en la transición de entrada.
- II) Pérdida de carga por entrada a los conductos.
- III) Pérdida de carga por rejilla.
- IV) Pérdida de carga por fricción en los conductos.
- V) Pérdida de carga por cambio de dirección en los conductos (codos o deflexiones).
- VI) Pérdidas por válvulas o registros (muy pequeñas, no se toman en cuenta).
- VII) Pérdida por salida de los conductos.
- VIII) Pérdida de carga por transición exterior de salida.

- Las pérdidas de carga por cambio de sección en la transición de entrada se estima en un 0.1 de la diferencia de cargas de velocidad producidas en las dos secciones extremas de la transición.

$$h = k \Delta h_v \quad \text{donde } k = 0.1$$

- La pérdida de carga por entrada a los conductos se calcula por medio de la fórmula:

$$h_e = K_e \frac{v^2}{2g} \quad \text{siendo } K_e = \text{un coeficiente que depende de la forma de la entrada.}$$

El coeficiente K_e tendrá los siguientes valores:

- a) Entrada con esquinas rectangulares, como en el caso de tener compuertas de deslizamiento en la cara de aguas arriba, o en el caso de válvulas de aguja balanceadas colocadas en el mismo sitio, en esos casos el valor de la pérdida por entrada es de 0.5 del valor de la carga de velocidad, o sea 0.5hv.
- b) Entrada circular abocinada, 0.1 de la carga de velocidad.
- c) Orificios cuadrados acampanados por transición, se toma 0.23 de la carga de velocidad.

- La pérdida de carga de la rejilla se calcula de la siguiente manera:

$$h_r = K \frac{V_n^2}{2g} \quad \text{donde } K = 1.45 - 0.45 \left(\frac{A_n}{A_b} \right) - \left(\frac{A_n}{A_b} \right)^2$$

Siendo: $V_n = \frac{Q}{A_n}$
Vn= velocidad neta.
An= área neta.
Ab= área bruta.

- Las pérdidas de carga por fricción en los conductos pueden calcularse por medio de la fórmula ampliamente tratada en los textos de hidráulica pero sin embargo para facilidad de aplicación y por la relativa facilidad de estimar el coeficiente "n" de rugosidad se emplea para calcular la pérdida por fricción en los conductos, la siguiente fórmula deducida de la fórmula de Manning para el cálculo de la velocidad:

$$hf = \left[\frac{V n}{r^{1/3}} \right]^2 L$$

Siendo: V = velocidad del agua en los conductos.

n = coeficiente de rugosidad.

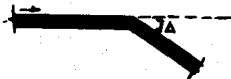
r = radio hidráulico de la sección del conducto.

L = longitud total del conducto.

- Cuando en la tubería hay que hacer un cambio en la dirección ya sea horizontal o verticalmente, formando un ángulo Δ , la pérdida de carga originada por este motivo se puede obtener aplicando la fórmula:

$$h = c \sqrt{\frac{\Delta}{90}} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

en el cual Δ es el ángulo de la deflexión en grados, V la velocidad del agua en la tubería, c un coeficiente cuyo valor es comúnmente de 0.25.



- La pérdida de carga por salida de los conductos se estima algunas veces como el doble de la pérdida de carga por entrada, sin embargo puede calcularse en el caso de que la salida constituya un cambio brusco de sección en función de las velocidades del agua antes y después de la salida.

- Las pérdidas de carga de la transición de salida se estima en un 0.2 de la diferencia de cargas de velocidad producidas en las secciones extremas de la transición, osea:

$$h_s = K \Delta h_v \quad \text{donde } K = 0.2$$

= Cálculo de las pérdidas de carga del sifón en estudio =

1.- Pérdidas por transición de entrada.

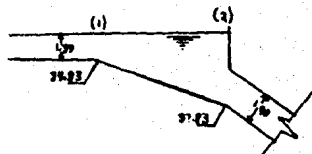
Aplicando el teorema de bernoulli.

entre 1 y 2

$$d_1 = 1.37 \text{ m.}$$

$$h_{v1} = 0.087 \text{ m.}$$

$$z_2 = 34.83 - 32.83 = 2.00 \text{ m.}$$



$$1.37 + 0.087 + 2.00 = d_2 + h_{v2} + h_{ts}$$

$$d_2 + h_{v2} + h_{ts} = 3.457$$

$$h_{v2} = \frac{[6.11 / (1.5d_2)]^2}{19.62} = \frac{0.8457}{d_2^2}$$

suponiendo $d_2 = 3.382 \text{ m.}$

$$h_{v2} = \frac{0.8457}{(3.382)^2} = 0.0739 \text{ m}$$

$$h_{ts} = 0.1(0.087 - 0.0739)$$

$$\underline{h_{ts} = 0.0013 \text{ m.}}$$

$$3.382 + 0.0739 + 0.0013 = 3.457 \text{ m.}$$

2.- Pérdida por rejilla.

Se supondrá solera de 3" x 5/8".

Primeramente se revisará si resiste la carga de la presión hidrostática, como viga simplemente apoyada.

= Cálculo de la rerilla =

con $\sqrt{3} \times 5/8"$

$$\cos 32.15 = \frac{1.90}{h}$$

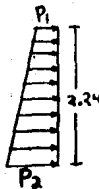
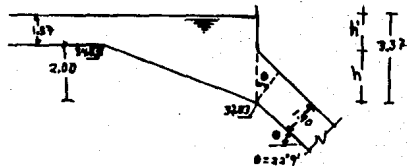
$$h = 2.24 \text{ m.}$$

$$h' = 3.37 - 2.24$$

$$h' = 1.13 \text{ m.}$$

se le dará un espaciamento

$$e = 0.15 \text{ m.}$$

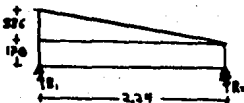
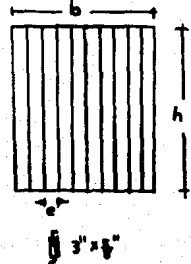


$$P1 = (1000)(1.13)(0.15)$$

$$P1 = 170 \text{ kg.}$$

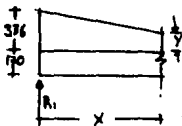
$$P2 = (1000)(3.37)(0.15)$$

$$P2 = 506 \text{ kg.}$$



$$R1 = \left[\frac{(336)(2.24)(2/3)(2.24)}{2} + \frac{(170)(2.24)^2}{2} \right] \frac{1}{2.24}$$

$$R1 = 441.28 \text{ kg.}$$



$$\frac{336}{2.24} = \frac{y}{(2.24 - x)}$$

$$y = \frac{336(2.24 - x)}{2.24}$$

$$Vx = \left[336 + 336 - \frac{336}{2.24} x \right] \frac{x}{2} + 170x - 441.3$$

$$Vx = 506x - \frac{168}{2.24} x^2 - 441.3$$

Mmax en x tal que V = 0

$$\Rightarrow \underline{x = 1.029 \text{ m.}}$$

$$M(1.029) = 506/2 x^2 - 168/6.72 x^3 - 441.3x$$

$$\underline{M(1.029) = 213.45 \text{ kg m.}}$$

$$V = \frac{M_0}{I}$$

$\int y^2 f'$

$$b = 1.588 \text{ cm}$$

$$h = 7.63 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{(1.588)(7.62)^3}{12}$$

$$\underline{I = 58.55 \text{ cm}^4}$$

$$\bar{V} = \frac{(21345)(7.62/2)}{58.55} = 1,388 \text{ kg/cm}^2 < 1,520 \text{ kg/cm}^2$$

" por lo tanto si resiste "

Cálculo de la pérdida.

$$N_c = \frac{b}{e} = \frac{1.50}{0.15}$$

$$N_c = 10 \text{ claros.}$$

$$b_n = b - (N_c - 1)t \text{ ----- ancho neto.}$$

$$b_n = 1.5 - (10 - 1)(0.0158)$$

$$b_n = 1.358$$

$$A_n = (1.358)(2.24) \quad A_b = (1.5)(2.24)$$

$$A_n = 3.04$$

$$A_b = 3.36$$

$$K = 1.45 - 0.45 \left(\frac{3.04}{3.36} \right) - \left(\frac{3.04}{3.36} \right)^2$$

$$K = 0.2243$$

$$V_n = \frac{6.11}{3.04}$$

$$V_n = 2.01 \text{ m/seg.}$$

$$\text{Entonces } h_2 = (0.2243) \frac{(2.01)^2}{19.62}$$

$$h_2 = 0.046 \text{ m}$$

3.- Pérdida por entrada al conducto.

$$h_3 = K_e \frac{V_e^2}{2g} ; \text{ donde } K_e = 0.23$$

$$h_3 = (0.23) \frac{(2.178)^2}{19.62} \Rightarrow h_3 = 0.055 \text{ m.}$$

4.- Pérdida por fricción.

Utilizando la fórmula de Manning.

$$s = \left[\frac{v n}{r^{2/3}} \right]^2 ; s = \frac{H}{L} = H = SL$$

$$v = 2.178 \text{ m/seg.}$$

$$r = 0.4350 \text{ m.}$$

$$L = 60.49 \text{ m.}$$

$$n = 0.014$$

$$h_4 = \left[\frac{(2.178)(0.014)}{(0.4350)^{2/3}} \right]^2 (60.49)$$

$$\underline{h_4 = 0.172 \text{ m}}$$

5.- Pérdida por codos o deflexiones.

$$h_5 = c hv \sqrt{\frac{\Delta}{90}}$$

$$c = 0.25$$

$$hv = 0.2418$$

$$\Delta_1 = 32.15$$

$$\Delta_2 = 32.15$$

$$\text{entonces } h_5 = 2(0.25)(0.2418) \sqrt{\frac{32.15}{90}}$$

$$\underline{h_5 = 0.0723 \text{ m.}}$$

6.- Pérdida por salida del conducto.

Se considera como el doble de la pérdida por entrada al mismo.

$$\text{Pérdida por entrada} = 0.055$$

$$\text{entonces la pérdida por salida} = h_6 = 2(0.055)$$

$$h_6 = 0.11 \text{ m.}$$

7.- Pérdida por transición de salida.

Aplicando el teorema de Bernoulli
entre 3 y 4.

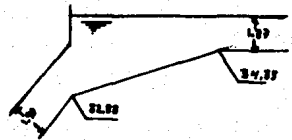
$$d_3 + hv_3 - h_{ts} = d_4 + hv_4 + z_4$$

$$d_4 = 1.37 \text{ m.}$$

$$hv_4 = 0.087 \text{ m.}$$

$$z_4 = 34.35 - 32.83$$

$$z_4 = 1.52 \text{ m.}$$



$$d_3 + hv_3 - h_{ts} = 1.37 + 0.087 + 1.52$$

$$d_3 + hv_3 - h_{ts} = 2.977$$

suponiendo $d_3 = 2.878 \text{ m.}$

$$hv_3 = \frac{0.8457}{(3.036)^2}$$

$$hv_3 = 0.0921 \text{ m.}$$

$$h_{ts} = 0.2(0.0921 - 0.087) = \underline{h_7 = 0.003}$$

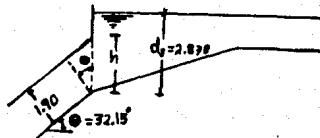
$$2.878 + 0.0921 - 0.003 = 2.977$$

" por lo tanto el tirante supuesto es el correcto "

$$\cos \theta = \frac{1.9}{h}$$

$$h = \frac{1.9}{\cos 32.15}$$

$$\underline{h = 2.24 \text{ m.}}$$



$$\% \text{ de ahogamiento} = \frac{2.374 - 2.24}{2.24} = 0.284$$

$$\% \text{ de ahogamiento} = 28.5\% > 10\% \checkmark$$

Resumen de Pérdidas.

transición de entrada = 0.0013 m.

rejilla = 0.0460 m.

entrada = 0.0550 m.

fricción = 0.1720 m.

codos = 0.0723 m.

salida = 0.1100 m.

transición de salida = 0.0030 m.

Suma = 0.4596 m.

Pérdidas de carga = 0.4596 m. < Carga disponible = 0.48 m.

Como conclusión del cálculo hidráulico podemos notar que tenemos pérdidas de carga por 0.4596 m. y dado que tenemos una carga disponible de 0.48 m., entonces tenemos disponibles 0.0204 m. lo cual implica que estamos del lado de la seguridad, en cuanto a funcionamiento hidráulico, por lo tanto es aceptable la sección transversal y el trazo propuesto para el sifón.

" ANALISIS Y DISEÑO DE LA SECCION DEL SIFON "

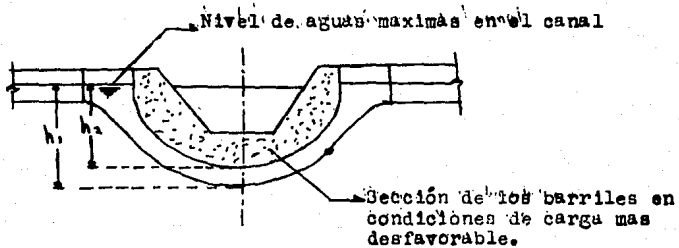
Los barriles deberán analizarse para dos alternativas de carga:

- Conducto lleno.
- Conducto vacío.

La primera condición implica que el conducto está trabajando con el gasto normal pero sin el relleno de tierra.

La segunda condición corresponde al sifón vacío pero soportando todas las cargas exteriores.

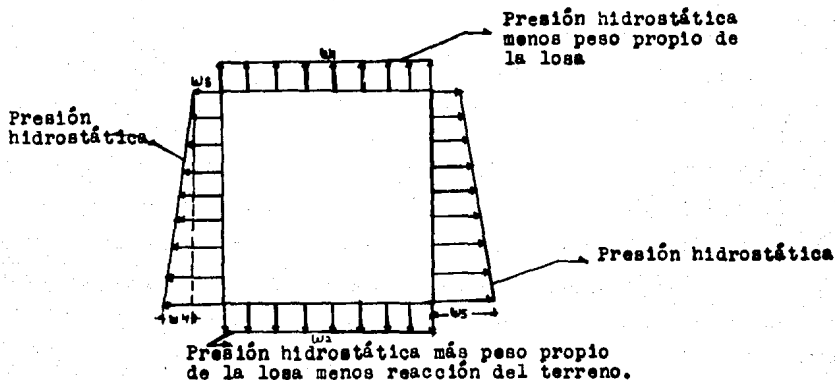
1.- El barril lleno sujeto a las máximas presiones interiores:



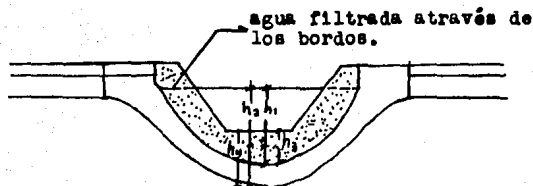
- a) Losa superior. Presión del agua hacia arriba igual a $1000h_1$, menos el peso propio de la losa.
- b) Reacción del terreno bajo la losa inferior. Peso del agua dentro de los barriles, hacia abajo; peso de la losa superior e inferior; peso de las paredes verticales.
- c) Paredes laterales. A la altura del eje de la losa superior presión interior del agua igual a $1000h_2$; a la altura del

eje de la losa inferior; presión interior del agua igual a $1000 h_2$.

El diagrama de cargas quedaria de la siguiente manera.



2.- El barril vacío sujeto a las máximas cargas exteriores:



a) Losa superior de los barriles. Peso del agua en el arroyo y peso del agua infiltrada en el terreno o colchón de tierra, es decir se considera el peso de un volumen de agua - con altura h_1 ; peso de la tierra dentro del agua con una altura h_2 ; peso propio de la losa.

- b) Losa inferior de los barriles sujeta a la reacción del terreno menos el peso propio de la losa. Para calcular la reacción del terreno bajo la losa inferior del barril se considerarán sobre el terreno las siguientes cargas: peso del agua con una altura h_1 ; peso de la tierra dentro del agua con una altura h_3 ; peso propio de la losa superior e inferior y peso propio de las paredes verticales del barril.
- c) Paredes verticales del barril sujetas a empujes de tierra y a empujes de agua. Para calcular la presión debida al agua a la altura de la losa superior se aplicará la siguiente fórmula: $P_1 = 1000h_1$ y para calcular la presión debida a la tierra dentro del agua a la altura de la losa superior se utilizará la siguiente fórmula:

$$P_t = \text{tag}^2(45 - \phi/2) \gamma' h_3$$

luego la presión por agua será:

$$P_T = P_1 + P_t$$

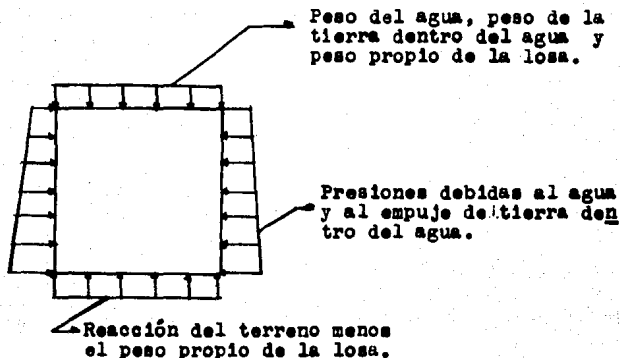
Para calcular la presión debida al agua a la altura de la losa inferior, se aplicará la siguiente fórmula: $P'_1 = 1000h_2$ y para calcular la presión de la tierra dentro del agua a la altura de la losa inferior se utilizará la fórmula siguiente:

$$P'_t = \text{tag}^2(45 - \phi/2) \gamma' h_4$$

la presión total será:

$$P'_T = P'_1 + P'_t$$

De acuerdo a lo explicado anteriormente el diagrama de cargas será:



= Análisis del conducto a sección llena =

Recordaremos que la sección del conducto es rectangular de 1.5 x 1.9 mts. Suponiendo para el cálculo un espesor de - 0.25 m y cartelas de 0.15 x 0.15 m (ver fig.1), se revisará - la sección central del sifón ya que esta se considera que es la critica (ver fig.2).

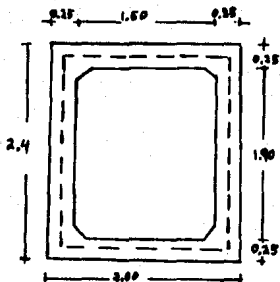


figura 1

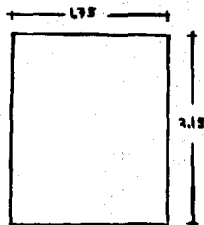


figura 2

El claro teorico que se considera es la distancia entre los ejes de la sección.

- Carga sobre la losa superior -

Si a la presión hidrostática le restamos el peso propio de la losa entonces tendremos la carga resultante sobre la losa y - como en caso más desfavorable supondremos que el tirante a la entrada del conducto invade el bordo libre.

- Presión hidrostática.

Elev. del agua a la entrada del conducto = 36.5 m.

Elev del lecho inf. de la losa superior = 20.9 m.

Carga hidrostática = 15.6 m.

$$W_{ph} = \gamma h$$

$$W_{ph} = (1000 \text{ kg/m}^3)(15.6 \text{ m})$$

$$\underline{W_{ph} = 15600 \text{ kg/m}^2}$$

---Peso propio de la losa superior.

$$W_{pp} = (0.25 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$\underline{W_{pp} = 600 \text{ kg/m}^2}$$

Entonces $W_1 = 15600 - 600$

$W_1 = 15000 \text{ kg/m}^2$ ----- Carga sobre la losa sup.

- Carga sobre la losa inferior -

Si a la presión hidrostática le restamos el peso propio de la

losa y le restamos la reacción del terreno, entonces obtendremos lo que es la carga resultante sobre la losa.

- Presión hidrostática.

Elev. del agua a la entrada del conducto = 36.50 m.

Elev. del lecho superior de la losa inf. = 19.00 m.

Carga hidrostática = 17.50 m.

$$W_{ph} = \gamma h = (1000 \text{ kg/m}^3)(17.50 \text{ m})$$

$$\underline{W_{ph} = 17500 \text{ kg/m}^2}$$

- Peso propio del agua.

$$\text{Area hidráulica del conducto} = (1.9 \times 1.5) - 4 \frac{(0.15)^2}{2} = 2.805 \text{ m}^2$$

$$W_w = (1000 \text{ kg/m}^3)(2.805 \text{ m}^2)$$

$$\underline{W_w = 2805 \text{ kg/m}}$$

- Peso propio del conducto.

$$W_{pc} = (2.00 \times 2.40 - 2.805)(2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$\underline{W_{pc} = 4788 \text{ kg/m}}$$

- Peso propio de la losa.

$$W_{pp} = (0.25 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$\underline{W_{pp} = 600 \text{ kg/m}^2}$$

- Reacción del terreno.

$$R_t = \frac{\text{peso del conducto} + \text{peso del agua}}{\text{ancho del conducto}}$$

$$Rt = \frac{4788 + 2805}{2.00}$$

$$Rt = \underline{3797 \text{ kg/m}^2}$$

Por lo tanto

$$W2 = 17500 + 600 - 3797$$

$$W2 = \underline{14303 \text{ kg/m}^2} \text{----- Carga sobre la losa inferior.}$$

= Carga sobre las paredes laterales =

Como es lógico, la carga sobre las paredes laterales es igual, debido a que mantienen la misma elevación; esta carga viene - siendo de tipo trapezoidal debido a que la carga hidrostática - va variando con la elevación de cada punto. Para realizar el cálculo se toman los valores extremos de la siguiente manera:

W3 = Presión hidrostática en losa superior.

$$W3 = \underline{15600 \text{ kg/m}^2}$$

W5 = Presión hidrostática en losa inferior.

$$W5 = \underline{17500 \text{ kg/m}^2}$$

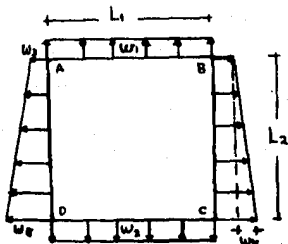
$$W4 = W5 - W3$$

$$W4 = 17500 - 15600$$

$$W4 = \underline{1900 \text{ kg/m}^2}$$

Como resultado del análisis de cargas obtenemos un diagrama de cargas tal como se muestra ahora:

$$\begin{aligned}
 W1 &= 15000 \text{ kg/m}^2 \\
 W2 &= 14303 \text{ " } \\
 W3 &= 15600 \text{ " } \\
 W4 &= 1900 \text{ " } \\
 W5 &= 17500 \text{ " }
 \end{aligned}$$



En el Reglamento de Concreto Reforzado ACI 318-83, se nos indica que la resistencia requerida, se calcula multiplicando las cargas de servicio por los factores de carga, esto es con el fin de responder a los efectos de cargas excesivas y de suposiciones simplificadas en el análisis de estructural; de manera que la carga muerta es multiplicada por el factor de 1.4 - y la carga viva por el factor de 1,7; en nuestro caso tanto a las cargas de presión hidrostática como las de peso propio de la estructura, son consideradas cargas muertas, entonces:

$$\begin{aligned}
 W1 &= (15000)(1.4) = 21000 \text{ kg/m}^2 \\
 W2 &= (14303)(1.4) = 20024 \text{ " } \\
 W3 &= (15600)(1.4) = 21840 \text{ " } \\
 W4 &= (1900)(1.4) = 2660 \text{ " } \\
 W5 &= (17500)(1.4) = 24500 \text{ " }
 \end{aligned}$$

= Momentos de empotramiento =

Barra AB

$$MAB = MBA = \frac{W1 L1^2}{12} = \frac{(21000)(1.75)^2}{12}$$

$$\underline{MAB = MBA = 5,359 \text{ kg m.}}$$

Barra DC

$$MDC = MCD = \frac{W_2 l_1^2}{12} = \frac{(20024)(1.75)^2}{12}$$

$$\underline{MDC = MCD = 5110 \text{ kg m.}}$$

Barra (A-B) y (B-C)

$$MAD = MBC = \frac{W_3 l_2^2}{12} + \frac{W_4 l_2^2}{30}$$

$$MAD = MBC = \frac{(21840)(2.15)^2}{12} + \frac{(2660)(2.15)^2}{30}$$

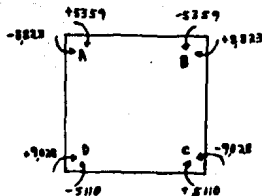
$$\underline{MAD = MBC = 8823 \text{ kg m.}}$$

$$MDA = MCB = \frac{W_3 l_2^2}{12} + \frac{W_4 l_2^2}{20}$$

$$MDA = MCB = \frac{(21840)(2.15)^2}{12} + \frac{(2660)(2.15)^2}{20}$$

$$\underline{MDA = MCB = 9028 \text{ kg m.}}$$

Diagrama de momentos iniciales.



- Aplicación del método de distribución de momentos (Método de Cross) para el análisis del marco rígido.

Rigideces.

Cross define como rígides, al momento necesario para hacer que una barra de sección constante gire un radian, para lo cual encuentro que dicho momento tendria un valor de $4EI/L$.

por lo tanto

$$\text{rígides} = K = 4EI/L$$

$$K_{AB} = K_{BA} = K_{DC} = K_{CD} = \frac{4EI}{1.275} = 2.29 EI$$

$$K_{AD} = K_{DA} = K_{BC} = K_{CB} = \frac{4EI}{2.15} = 1.86 EI$$

Factores de Distribución.

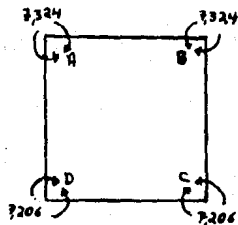
El factor de distribución de una barra que llega a un determinado nudo, se define como la rígides de dicha barra dividida entre la suma de rigideces de todas las barras que lleguen a ese nudo.

$$\text{por lo tanto} \quad \text{F.D.} = \frac{K}{\sum K}$$

$$\text{F.D.}_{AB} = \text{F.D.}_{BA} = \text{F.D.}_{DC} = \text{F.D.}_{CD} = \frac{2.29EI}{2.29EI + 1.86EI} = 0.55$$

$$\text{F.D.}_{AD} = \text{F.D.}_{DA} = \text{F.D.}_{BC} = \text{F.D.}_{CB} = \frac{1.86EI}{2.29EI + 1.86EI} = 0.45$$

NUDO	A		B		C		D	
MIEMBRO	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
RIGIDES	1.86	2.29	2.29	1.86	1.86	2.29	2.29	1.86
F. DIST.	0.45	0.55	0.55	0.45	0.45	0.55	0.55	0.45
MOMENTO	-8823	+5359	-5359	+8823	-9028	+5110	-5110	+9028
	+1559	+1905	-1905	-1559	+1763	+2155	-2155	-1763
	- 882	- 952	+ 952	+ 882	- 780	-1078	+1078	+ 780
	+ 825	+1009	-1009	- 825	+ 836	+1022	-1022	- 836
	- 418	- 504	+ 504	+ 418	- 412	- 511	+ 511	+ 412
	+ 415	+ 507	- 507	- 415	+ 415	+ 508	- 508	- 415
	- 208	- 254	+ 254	+ 208	- 208	- 254	+ 254	+ 208
	+ 208	+ 254	- 254	- 208	+ 208	+ 254	- 254	- 208
$\Sigma M =$	-7324	+7324	-7324	+7324	-7206	+7206	-7206	+7206

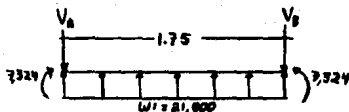


Momentos Finales.

- Cálculo del cortante a los ejes y al cartel.

Barra AB

Cortante isostático



$$V_1 = \frac{(21000)(1.75)}{2} = 18,375$$

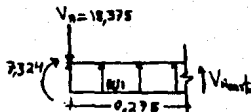
Cortante hiperestático

$$V_h = \frac{7324 - 7324}{1.75} = 0$$

por lo tanto $V_A = 18,375$; $V_B = 18,375$ kg.

Cortante al cartel

haciendo sumatoria de fuerzas

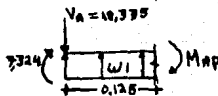


$$\sum f_y = 0 = (21,000)(0.275) + V_{Acart.} - 18,375$$

$$\Rightarrow V_{Acart.} = 12,600 \text{ kg}$$

Momentos a los paños (a los 0.125 mts. del claro).

haciendo sumatoria de momentos



$$\left(\sum M_{paño} = 7324 + \frac{(21000)(0.125)^2}{2} - 18375(0.125) + M_{Ap} \right)$$

$$\left(\sum M_{Ap} = 18,375(0.125) - 21,000 \frac{(0.125)^2}{2} - 7324 \right)$$

$$\underline{M_{Ap} = -5,191 \text{ kg m}}$$

Momento en cortante cero.

$$x = \frac{V_A}{W} = \frac{18375}{21000} \Rightarrow x = 0.875 \text{ m.}$$

$$M = 18375(0.875) - 21000 \frac{(0.875)^2}{2} = 7324$$

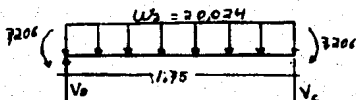
$$\underline{M = 715 \text{ kg m.}}$$

Barra CD

- Cortante isostático.

$$V_i = \frac{(20024)(1.75)}{2}$$

$$\underline{V_i = 17,521 \text{ kg m.}}$$



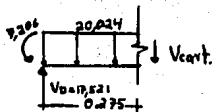
- Cortante hiperestático.

$$V_h = \frac{5146 - 5146}{1.75} = 0 \text{ por lo tanto } V_D = V_C = 17521 \text{ kg.}$$

- Cortante al cartel.

haciendo sumatorias de fuerzas.

$$\sum F_y = 0 = 17521 - 20024(0.275) - V_{Dcart.}$$



$$\Rightarrow V_{Dcart.} = V_{Ccart.} = 12,014 \text{ kg.}$$

Momento en el paño (a los 0.125 mts. del claro).

haciendo sumatoria de momentos:



$$\sum M = 0 = (17521)(0.125) - 20024 \frac{(0.125)^2}{2} - 7206 - M_{Dp}$$

$$M_{Dp} = (17521)(0.125) - 20024 \frac{(0.125)^2}{2} - 7206$$

$$M_{Dp} = -5,172 \text{ kg m.}$$

Momento en cortante cero.

$$x = \frac{V}{W} = \frac{17521}{20024} = x = 0.875 \text{ m}$$

$$M = 17521(0.875) - 20024 \frac{(0.875)^2}{2} - 7206$$

$$M = 459 \text{ kg m.}$$

Barra AD

$$W3 = 21,840 \text{ kg/m}^2$$

$$W4 = 2,660 \text{ kg/m}^2$$

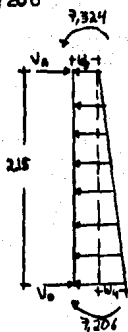
Cortante isostático

$$V_{A1} = \frac{W3 L}{2} + \frac{W4 L}{6}$$

$$V_{A1} = \frac{(21840)(2.15)}{2} + \frac{(2660)(2.15)}{6}$$

$$V_{A1} = 24431 \text{ kg.}$$

$$V_{D1} = \frac{W3 L}{2} + \frac{W4 L}{3}$$



$$V_{D1} = \frac{(21840)(2.15)}{2} + \frac{(2660)(2.15)}{3}$$

$$\underline{V_{D1} = 25384 \text{ kg.}}$$

Cortante hiperestático.

$$V_h = \frac{7324 - 7206}{2.15}$$

$$\underline{V_h = 55 \text{ kg m.}} \quad \text{por lo tanto} \quad V_A = 24431 + 55 \quad V_D = 25384 - 55$$

$$V_A = 24486 \quad V_D = 25329$$

Cortante al cartel.

- Ecuación de cortante.

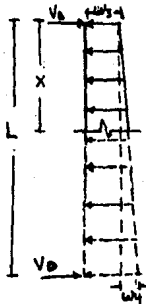
$$\frac{W4}{L} = \frac{V_y}{x}$$

$$V_y = W4 \ x/L$$

por lo tanto la ecuación de cortante en "x" será:

$$V_x = V_A - W3 \ x - \frac{V_y \ x}{2}$$

$$V_x = V_A - W3 \ x - \frac{W4 \ x^2}{2L}$$



Cortante en el cartel(en x=0.275 mts.)

$$V_{\text{cart.}} = 24486 - 21840(0.275) - \frac{2660(0.275)^2}{2(2.15)}$$

$$V_{\text{Acart}} = 18433 \text{ kg}$$

Cortante al cartel (en $x=1.875$).

$$V_{\text{Dcart.}} = 24486 - 21840(1.875) - \frac{2660(1.875)^2}{2(2.15)}$$

$$V_{\text{Dcart.}} = -18639 \text{ kg.}$$

- Ecuación de momentos.

$$Vx = V_A - W_3 x - \frac{W_4 x^2}{2L}$$

$$Mx = \int Vx \, dx$$

$$Mx = \int (V_A - W_3 x - \frac{W_4 x^2}{2L}) \, dx$$

$$Mx = V_A x - \frac{W_3 x^2}{2L} - \frac{W_4 x^3}{6L} + C$$

$$\text{para } x = 0 = M = -7324$$

entonces

$$Mx = 24486 x - \frac{21840 x^2}{2} - \frac{2660 x^3}{6L} - 7324$$

- Momentos en los paños

- a los 0.125 mts. del claro.

$$M_{Ap} = 24486(0.125) - \frac{(21840)(0.125)^2}{2} - \frac{(2660)(0.125)^3}{6(2.15)} - 7324$$

$$\underline{M_{Ap} = -4434 \text{ kg m.}}$$

- a los 2.2025 mts. del claro.

$$M_{Dp} = 24486(2.025) - \frac{21840(2.025)^2}{2} - \frac{2660(2.025)^3}{6(2.15)} - 7325$$

$$\underline{M_{Dp} = 4,231 \text{ kg m.}}$$

Momento en cortante cero.

igualando la ecuación de cortante a cero:

$$V_x = 0 = V_A - W_3 x - \frac{W_4 x^2}{2L} = 0$$

$$\frac{W_4}{2L} x^2 + W_3 x - V_A = 0$$

Con la fórmula general de la ecuación cuadrática:

$$x = \frac{-W_3 \pm \sqrt{W_3^2 + 2 W_4 V_A / L}}{W_4 / L}$$

$$x = \frac{-21840 \pm \sqrt{(21840)^2 + (2)(2660)(24486)/2.15}}{2660/2.15}$$

$$\underline{x = 1.09 \text{ mts.}}$$

por lo tanto

$$M = 24486(1.09) - \frac{21840(1.09)^2}{2} - \frac{2660(1.09)^3}{6(2.15)} - 7324$$

$$\underline{M = 6125 \text{ kg m.}}$$

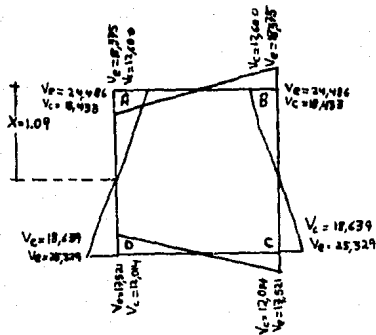


DIAGRAMA DE CORTANTES.

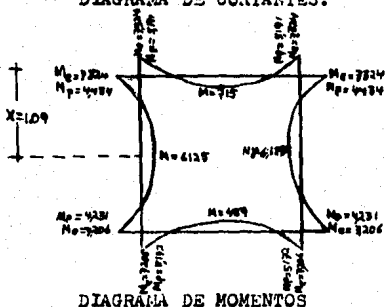


DIAGRAMA DE MOMENTOS

En los diagramas podemos observar los valores de los momentos máximos, momentos al paño y cortantes al cartel; con dichos valores se diseñará la sección, previamente se hará el análisis a sección vacía y con cargas exteriores.

$$M+ = 6125 \text{ kg m.}$$

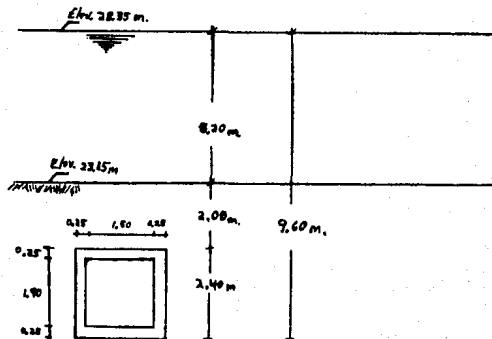
$$M- = 5191 \text{ kg m.}$$

$$V = 18639 \text{ kg.}$$

= Análisis del conducto vacío, con cargas exteriores =

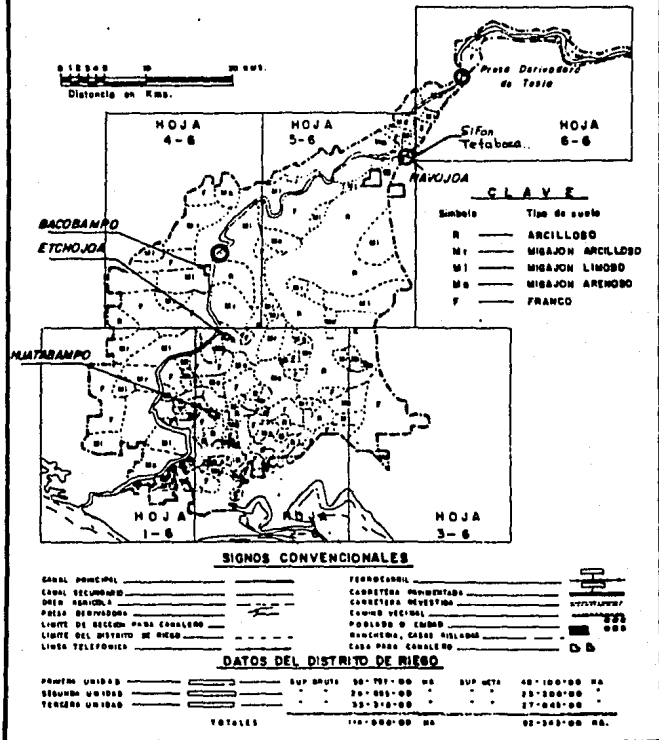
Una de las principales cargas a considerar en este análisis, es la presión ejercida por el colchón de material que cubre al sifón; por tal motivo, se debe tener un buen conocimiento del tipo de material existente en la zona del cruce, - para lo cual la S.A.R.H. tiene estudiada en forma general la zona del Distrito, tal como se muestra en la hoja adjunta; además podemos dar cuenta que nuestra zona de cruce se encuentra en una zona de material arcilloso, cercana a una zona de material arenoso. Para una forma más detallada se tomaron muestras las cuales fueron tratadas en el laboratorio de mecánica de suelos de la S.A.R.H. encontrándose un material del siguiente tipo y con las siguientes características:

El suelo está constituido por un material arcillo-arenoso de un color café; consistencia suave, poroso y presentando en el subsuelo un material arenoso y una arcilla que localmente presenta grava y arena perceptible al tacto de color café no estructurado, con un peso volumétrico de 1800 kg/m^3 y ángulo de fricción interna de 30° .



DISTRIBUCION DE HOJAS

**PLANO DEL DISTRITO DE RIEGO SECCIONADO
EN 6 PARTES Y TEXTURAS PREDOMINANTES**



- Cargas sobre la losa superior -

La carga que estará soportando la losa superior será igual a la suma del peso de la columna de agua más el peso - del material (sumergido) más su peso propio.

$$\begin{aligned} P_w &= \text{Peso del agua} = (7.2)(1000) \text{ ----- } 7200 \text{ kg/m}^2 \\ P_t &= \text{Peso de la tierra} = (2.0)(800) \text{ ----- } 1600 \text{ " } \\ P_{pls} &= \text{Peso propio de la losa superior} \\ &= (0.25)(2400) \text{ ----- } \underline{600 \text{ "}} \\ W_1 &= 9400 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Carga sobre la losa inferior -

La carga que estará recibiendo la losa inferior será igual a la reacción del terreno menos su peso propio.

P_{pc} = peso propio del conducto.

$$\begin{aligned} P_{pc} &= \left[(2.4)(2.00) - (1.9)(1.5) + 4(0.15)^2/2 \right] \left(\frac{2400}{2} \right) \\ P_{pc} &= \underline{2394 \text{ kg/m}^2} \end{aligned}$$

R_t = reacción del terreno = $P_w + P_t + P_{pc}$

$$R_t = 7200 + 1600 + 2394$$

$$\underline{R_t = 11,194 \text{ kg/m}^2}$$

$$W_2 = R_t - W_{pp}$$

$$W_2 = 11,194 - 600$$

$$\underline{W_2 = 10,594 \text{ kg/m}^2}$$

- Cargas sobre las paredes laterales -

Esta carga será en forma trapecial ya que va variando con la profundidad de la pared y es igual a la presión hidrostática más la presión horizontal del terreno.

Presión hidrostática

$$P1 = (7.325)(1000) = 7325 \text{ kg/m}^2$$

$$P2 = (9.475)(1000) = 9475 \text{ kg/m}^2$$

Presión de la tierra.

Aplicando la teoría de Rankine para el empuje de tierras tenemos que:

$$\sqrt{h} = \sqrt{v} K_o \quad \text{donde } \sqrt{v} = \text{esfuerzo vertical.}$$

h = esfuerzo horizontal.

$$K_o = \text{tag}^2(45 - \phi/2)$$

ϕ = ángulo de fricción interna del material.

$$\sqrt{v} = \gamma h$$

donde γ = peso volumétrico del material.

h = altura.

$$\text{por lo tanto } K_o = \text{tag}^2(45 - 30/2)$$

$$\underline{K_o = 0.333}$$

$$P1 = (0.33)(800)(2.125) = 561 \text{ kg/m}^2$$

$$P2 = (0.33)(800)(4.275) = 1129 \text{ "}$$

entonces las cargas totales son:

$$W3 = 7325 + 561$$

$$W5 = 9475 + 1129$$

$$W4 = 10604 - 7886$$

$$W3 = 7886 \text{ kg/m}^2$$

$$W5 = 10604 \text{ kg/m}^2$$

$$W4 = 2718 \text{ kg/m}^2$$

Según como nos indica el Reglamento de Concreto ACI 318-83 para el diseño plástico, las cargas últimas deberán ser igual a la carga muerta multiplicada por el factor de 1.4 y la carga viva multiplicada por el factor de 1.7; en nuestro caso se considera la carga de la columna de agua del arroyo y el peso del material, como cargas permanentes o sea cargas muertas.

Entonces:

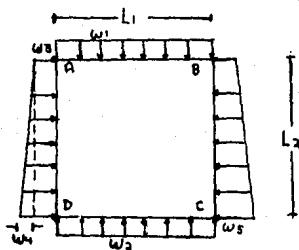
$$W_1 = 9400(1.4) = 13160 \text{ kg/m}^2$$

$$W_2 = 10594(1.4) = 14382 \text{ kg/m}^2$$

$$W_3 = 7986(1.4) = 11040 \text{ kg/m}^2$$

$$W_4 = 2718(1.4) = 3805 \text{ kg/m}^2$$

$$W_5 = 10604(1.4) = 14846 \text{ kg/m}^2$$



- Momentos iniciales -

Barra AB

$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{W_1 L_1^2}{12} = \frac{13160(1.75)^2}{12}$$

$$\underline{M_{AB} = M_{BA} = 3359 \text{ kg m.}}$$

Barra DC

$$M_{DC} = M_{CD} = \frac{W_2 L_1^2}{12} = \frac{(14832)(1.75)^2}{12}$$

$$\underline{M_{DC} = M_{CD} = 3785 \text{ kg m.}}$$

Barras AD y BC.

$$MAD = MBC = \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{w_4 L^2}{30}$$

$$MAD = MBC = \frac{(11040)(2.15)^2}{12} + \frac{(3805)(2.15)^2}{30}$$

$$\underline{MAD = MBC = 4839 \text{ kg m.}}$$

$$MDA = MCB = \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{w_4 L^2}{20}$$

$$MDA = MCB = \frac{(11040)(2.15)^2}{12} + \frac{(3805)(2.15)^2}{20}$$

$$\underline{MDA = MCB = 5132 \text{ kg m.}}$$

- Aplicación del Metodo de Cross -

Al igual que en el cálculo anterior a barril lleno las rigideces y factores de distribución permanecen igual, por lo cual procederemos a la distribución de momentos.

$$KAB = KBA = KDC = KCD = 2.29 EI$$

$$KAD = KDA = KBC = KCB = 1.86 EI$$

$$F.D.AB = F.D.BA = F.D.DC = F.D.CD = 0.55$$

$$F.D.AD = F.D.DA = F.D.BC = F.D.CB = 0.45$$

NUDO	A		F		C		D	
MIEMBRO	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
RIGIDES	1.86	2.29	2.29	1.86	1.86	2.29	2.29	1.86
F. DIST.	0.45	0.55	0.55	0.45	0.45	0.55	0.55	0.45
MOMENTO	+4839	-3359	+3359	-4839	+5132	-3785	+3785	-5132
	- 666	- 814	+ 814	+ 666	- 606	- 741	+ 606	+ 741
	+ 303	+ 407	- 407	- 303	+ 333	+ 370	- 370	- 333
	- 320	- 390	+ 390	+ 320	- 316	- 387	+ 387	+ 316
	+ 158	+ 195	- 195	- 158	+ 160	+ 194	- 194	- 160
	- 159	- 194	+ 194	+ 159	- 159	- 195	+ 195	+ 159
	+ 80	+ 97	- 97	- 80	+ 80	+ 98	- 98	- 80
	- 80	- 97	+ 97	+ 80	- 80	- 98	+ 98	+ 80
M =	+4155	-4155	+4155	-4155	+4544	-4544	+4544	-4544

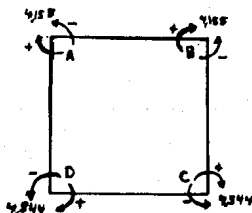


Diagrama de Momentos Resultantes.

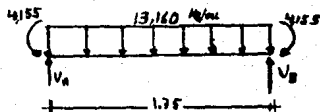
- Cálculo de los cortantes a los ejes y al cartel, así como los momentos a los paños y momentos máximos.

- Cortantes a los ejes.

Barra AB

cortante isostático

$$V_1 = \frac{(13160)(1.75)}{2} = 11515 \text{ kg.}$$

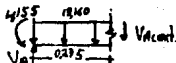


cortante hiperestático

$$V_h = \frac{4155 - 4155}{1.75} = 0 \quad \text{por lo tanto}$$

$$V_A = V_B = 11515 \text{ kg.}$$

Cortante al cartel.

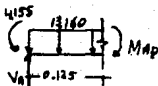


$$V_{Acart.} = V_{Bcart.} = 11515 - 13160(0.275) = 7896 \text{ kg.}$$

- Momentos en los paños. (a los 0.125 mts. del claro)

$$M_{Ap} = M_{Bp} = 11515(0.125) - 13160 \frac{(0.125)^2}{2} - 4155$$

$$M_{Ap} = M_{Bp} = -2818 \text{ kg.}$$



- Momento en cortante cero.

$$x = \frac{V}{W} = \frac{11515}{13160} = 0.875 \text{ m.}$$

$$M = 11515(0.875) - 13160 \frac{(0.875)^2}{2} - 4155$$

$$M = 223 \text{ kg m.}$$

Barra CD

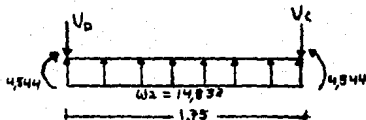
Cortante isostático

$$V_i = \frac{(14832)(1.75)}{2}$$

$$V_i = 12978 \text{ kg}$$

por lo tanto

$$V_D = V_C = 12978 \text{ kg.}$$



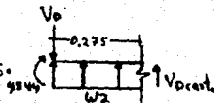
Cortante isostático

$$V_h = \frac{4544 - 4544}{1.75}$$

$$V_h = 0$$

- Cortante al cartel.

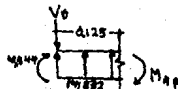
$$V_{Dcart} = V_{Ccart} = 12978 - 14832(0.275) = 8899 \text{ kg.}$$



- Momentos en los paños (a los 0.125 mts del claro)

$$M_{Dp} = 12978(0.125) - 14832 \frac{(0.125)^2}{2} - 4544$$

$$M_{Dp} = -3038 \text{ kg m.}$$



Momento en cortante cero.

$$x = \frac{V}{W} = \frac{12978}{14832} = 0.875 \text{ m.}$$

$$M = 12978(0.875) - 14832 \frac{(0.875)^2}{2} - 4544$$

$$M = 1134 \text{ kg m.}$$

Barras AD y BC

Cortante isostático

$$V_{A1} = \frac{W3 L}{2} + \frac{W4 L}{6}$$

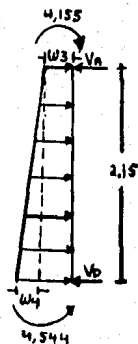
$$V_{A1} = \frac{(11040)(2.15)}{2} + \frac{(3805)(2.15)}{6}$$

$$V_{A1} = 13231 \text{ kg.}$$

$$V_{D1} = \frac{W3 L}{2} + \frac{W4 L}{3}$$

$$V_{D1} = \frac{(11040)(2.15)}{2} + \frac{(3805)(2.15)}{3}$$

$$V_{D1} = 14595 \text{ kg.}$$



Cortante hiperestático.

$$V_h = \frac{4544 - 4155}{2.15}$$

$$V_h = 181 \text{ kg} \quad \text{Por lo tanto}$$

$$V_A = 13231 - 181 \quad V_D = 14595 + 181$$

$$V_A = 13050 \text{ kg} \quad V_D = 14776 \text{ kg.}$$

Cortantes al cartel.

En el cálculo a barril lleno se dedujo la ecuación de cortantes en paredes laterales.

$$V_x = V_A - W3 x - \frac{W4 x^2}{2L}$$

$$V_{Acart} = 13050 - (11040)(0.275) - \frac{(3805)(0.275)^2}{2(2.15)}$$

$$V_{Avart} = 9947 \text{ kg.}$$

$$V_{Dcart} = 13059 - (11040)(1.875) - \frac{(3805)(1.875)^2}{2(2.15)}$$

$$V_{Dcart} = -10761 \text{ kg.}$$

Momentos a los paños (a los 0.125 m y 2.025 m del claro)

la ecuación de momento es:

$$Mx = V_{Ax}x - \frac{W_3 x^2}{2} - \frac{W_4 x^3}{6L} + MAD$$

$$\text{con } x = 0.125$$

$$M_{Ap} = 13050(0.125) - 11040 \frac{(0.125)^2}{2} - \frac{3805(0.125)^3}{6(2.15)} = 4155$$

$$M_{Ap} = -2611 \text{ kg m}$$

$$\text{con } x = 2.025$$

$$M_{Dp} = 13050(2.025) - 11040 \frac{(2.025)^2}{2} - \frac{3805(2.025)^3}{6(2.15)} = 4155$$

$$M_{Dp} = -2813 \text{ kg m}$$

Momentos en cortante cero.

$$x = \frac{-W_3 \pm \sqrt{W_3^2 + 2V_A W_4/L}}{W_4/L}$$

$$x = \frac{611040}{3805/2.15} \frac{(11040)^2 + 2(13050)(3805)/2.15}{3805/2.15}$$

$$x = 1.09 \text{ m.}$$

$$M = 13050(1.09) - 11040 \frac{(1.09)^2}{2} - \frac{3805(1.09)^3}{6(2.15)} - 4155$$

$$M = 3129 \text{ kg m.}$$

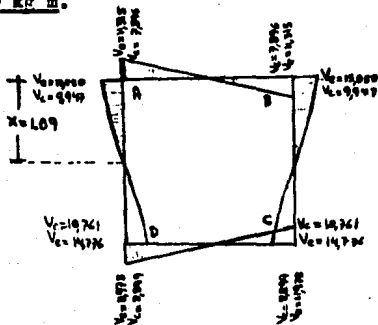


DIAGRAMA DE CORTANTE

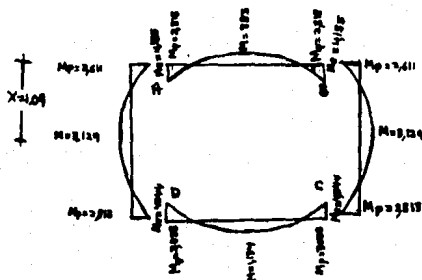


DIAGRAMA DE MOMENTO

En los diagramas podemos observar los siguientes valores para diseñar:

$$M_+ = 3129 \text{ kg m.}$$

$$M_- = 3038 \text{ kg m.}$$

$$V = 10768 \text{ kg.}$$

Comparando los valores anteriores (a sección llena) con estos últimos (a sección vacía), podemos darnos cuenta que los primeros nos dan cargas más críticas por lo tanto habrá que diseñar con esos valores que son:

$$M_+ = 6125 \text{ kg m.}$$

$$M_- = 5191 \text{ kg m.}$$

$$V = 18639 \text{ kg.}$$

**** DISEÑO ****

El diseño se hará mediante la teoría plástica del concreto, según el Reglamento de Construcciones de Concreto Reforzado ACI 318-83 ; de la siguiente manera:

Notación:

- a = peralte del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.
- A_s = área del refuerzo no presforzado en tensión, cm^2 .
- b = ancho de la cara en compresión del elemento, cm.
- c = distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro.
- d = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tensión, cm.
- E_s = módulo de elasticidad del refuerzo, kg/cm^2 .
- f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto, kg/cm^2 .
- f_y = resistencia a la fluencia especificada del refuerzo no presforzado, kg/cm^2 .
- h = peralte total del elemento, cm.
- M_n = momento nominal.
- M_u = momento último.
- ρ = porcentaje de acero de refuerzo = A_s/bd
- ϕ = factor de reducción de resistencia.

= Revisión del peralte por momento =

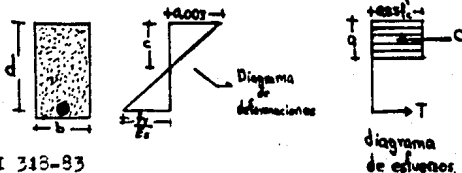
El peralte se calculará através de la fórmula deducida del hecho de que las paredes del sifón trabajan como losas en una sola dirección, y tomándola como una viga rectangular de base $b = 100$ cm; además de la teoría plástica que parte de la

deformación máxima del concreto en la fibra más alejada a compresión que llega a ser de 0.003 y de manera simultánea la deformación por fluencia es f_y/E_s en el refuerzo a tensión.

para nuestro caso utilizaremos:

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$



según ACI 318-83

$$a = \beta c$$

donde

$$\beta = (1.05 - f_y/1400) \leq 0.85$$

partiendo de la relación:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{f_y/E_s}{d - c}$$

con $E_s = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$

tenemos que:

$$c = \left(\frac{6115}{6115 + f_y} \right) d$$

C = fuerza de compresión.

T = fuerza de tensión.

$$C = 0.85f'_c ab$$

$$C = 0.85f'_c \beta cb$$

$$M_n = 0.85 f'_c \beta_{cb} (d - a/2)$$

$$M_n = 0.85 f'_c \beta_{cb} \left(\frac{6115}{6115 + f_y} \right) \left[1 - \frac{\beta_{cb}}{2} \left(\frac{6115}{6115 + f_y} \right) \right] b d^2$$

$$M_u = \phi M_n$$

$$M_u = \phi R b d^2$$

cálculando ϕR con $\phi = 0.9$

$$\beta_{cb} = 0.85$$

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi R = (0.5)(0.9)(0.85)(200)(0.85) \left(\frac{6115}{6115 + 4200} \right) \left[1 - \frac{0.85}{2} \left(\frac{6115}{6115 + 4200} \right) \right]$$

↙ ductilidad

$$\phi R = 28.83$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{\phi R b}} \quad \text{con el } M_{\text{máx}} = 6125 \text{ kg m.}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{612,500}{(28.83)(100)}} = 14.60 \text{ cm.}$$

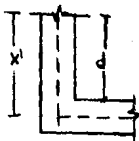
por lo tanto adoptamos $d = 20 \text{ cm.}$

$$r = 5 \text{ cm.}$$

$$h = 25 \text{ cm.}$$

- Revisión por cortante.

El cortante se calculará a una distancia "d" del apoyo, o sea:



$$d = 20 \text{ cm.}$$

$$x' = 25/2 + 20$$

$$\underline{x' = 0.325 \text{ m.}}$$

x para la ecuación

$$x = L - x'$$

$$x = 2.15 - 0.325$$

$$\underline{x = 1.825 \text{ m.}}$$

$$V_u = 24485 - 21840x - \frac{2660 x^2}{2L}$$

$$\underline{V_u = 17432 \text{ kg.}}$$

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'c} \text{ bd}$$

$$V_c = 0.5 \sqrt{200} (100)(20)$$

$$\underline{V_c = 24041 \text{ kg.}}$$

$$V_u < V_c \quad \checkmark$$

- Cálculo del acero.

según ACI 318-83

$$\rho = \frac{0.85f'c}{f_y} \left(\frac{6115}{6115 + f_y} \right)$$

$$\text{llamando } w = \frac{\rho f_y}{f'c}$$

de la ecuación:

$$M_u = \phi 0.85f'c b \left(\frac{6115}{6115 + f_y} \right) \left[1 - \frac{\rho}{2} \left(\frac{6115}{6115 + f_y} \right) \right] bd^2$$

resulta:

$$M_u = \phi f'c b d^2 w (1 - 0.59w)$$

$$0.59w^2 - w + \frac{Mu}{\phi r'cbd^2} = 0$$

Acero de refuerzo (parrilla interior).

$$\frac{Mu}{\phi r'cbd^2} = \frac{519,100}{(0.9)(200)(100)(20)^2}$$

$$\frac{Mu}{\phi r'cbd^2} = 0.0721$$

$$0.59w^2 - w + 0.0721 = 0$$

$$\Rightarrow w = 0.0755 \quad \Rightarrow \rho = \frac{(0.0755)(200)}{4200}$$

$$As = \rho bd$$

$$\rho = 0.0036$$

$$As = (0.0036)(100)(20)$$

$$\underline{As = 7.2 \text{ cm}^2}$$

con ϕ #4 @ 19 cm.

Acero de refuerzo (parrilla exterior).

$$\frac{Mu}{\phi r'cbd^2} = \frac{612,500}{(0.9)(200)(100)(20)^2}$$

$$\frac{Mu}{\phi r'cbd^2} = 0.0851$$

$$0.59w^2 - w + 0.0851 = 0$$

$$\Rightarrow w = \underline{0.0899}$$

$$\rho = \frac{(0.0899)(200)}{4200} \Rightarrow \underline{\rho = 0.0043}$$

$$A_s = \rho b d = (0.0043)(100)(20)$$

$$\underline{A_s = 8.6 \text{ cm}^2}$$

con ϕ #5 23 cm.

- Acero por temperatura.

$$\rho_{\text{min}} = 0.0018$$

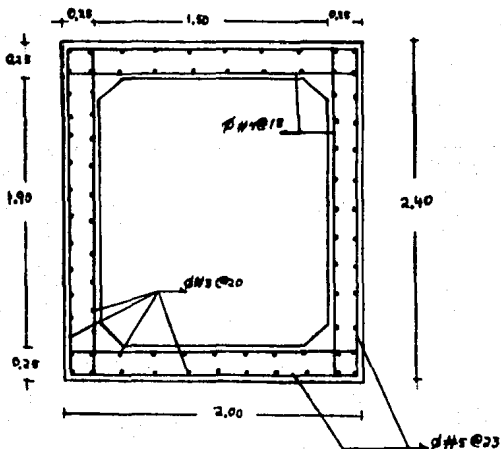
$$A_s = \rho b d = (0.0018)(100)(20)$$

$$\underline{A_s = 3.6 \text{ cm}^2}$$

= RESUMEN =

El conducto se armará con el refuerzo debido a cargas interiores ya que es la condición que se presenta como la más crítica.

- Parrilla exterior = Vars. ϕ #5 @ 23 cm.
- Parrilla interior = Vars. ϕ #4 @ 18 cm.
- Acero por temperatura = Vars. ϕ #3 @ 20 cm.



" ANALISIS Y DISEÑO DE LA SECCION DE TRANSICION "

El análisis se hace como muro de sostenimiento, aplicando la teoría de Rankine para el empuje de tierras.

El valor del del empuje activo cuando se considera sobre carga por carga viva está dado por la fórmula siguiente:

$$E = \frac{K_0}{2} \gamma h^2$$

siendo: E = empuje total.

γ = peso volumétrico del material.

h = altura del muro.

El valor del coeficiente K_0 depende de la inclinación del paramento del muro en contacto con el terreno y el ángulo de reposo de éste.

Cuando el paramento citado es vertical el valor de K_0 para el empuje activo está dado por la fórmula siguiente:

$$K_0 = \frac{1 - \text{sen } \beta}{1 + \text{sen } \beta}$$

Siendo β el ángulo de fricción interna del material que forma el relleno.

Cuando el paramento en contacto con el terreno está inclinado hacia éste, entonces el valor de K_0 está dado por la fórmula siguiente:

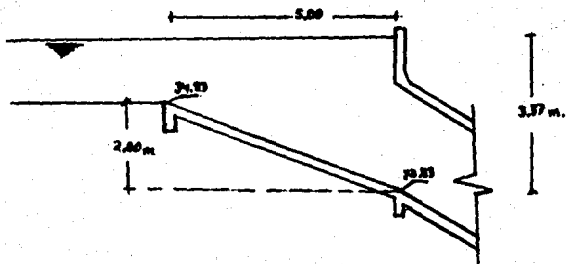
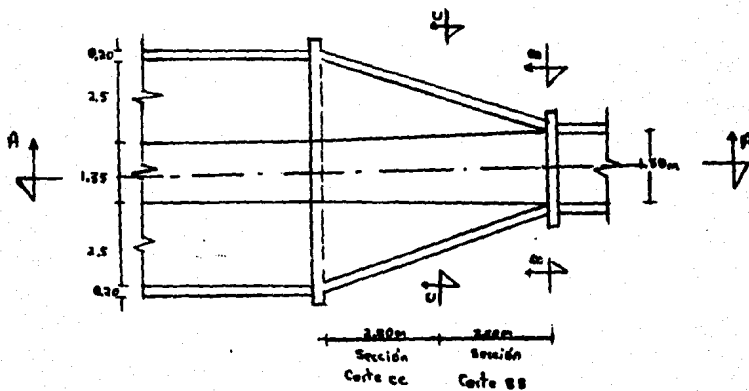
$$K_0 = \frac{\cos^2(\beta + \alpha)}{\cos^2\alpha \left(1 + \frac{\text{sen } \beta}{\cos \alpha}\right)^2}$$

Siendo: ϕ = ángulo de reposo del material.

e = ángulo de inclinación del paramento del muro de contacto con el terreno, con respecto a la vertical.

- Cálculo de la sección y acero de refuerzo.

Se dividirá la sección de transición en dos partes, para así economizar acero.



Según Rankine sobre un muro vertical
la pared lisa.

$$K_0 = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}$$

Peso volúmetrico del material = 1800 kg/m³

El empuje valdrá :

$$E = 1/2 \gamma h^2 K_0$$

$$K_0 = \frac{1 - \operatorname{sen} 30}{1 + \operatorname{sen} 30}$$

$$\underline{K_0 = 0.33.}$$

$$E = 1/2 (1800) (3.67)^2 (0.33)$$

$$\underline{E = 4040 \text{ kv.}}$$

$$\bar{y} = h/3 = 3.67/3$$

$$\underline{\bar{y} = 1.223 \text{ m.}}$$

$$M = E \bar{y}$$

$$M = 4040 (1.223)$$

$$\underline{M = 4941 \text{ kg m.}}$$

= Diseño =

Constantes de cálculo.

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

al igual que en el diseño anterior resulta:

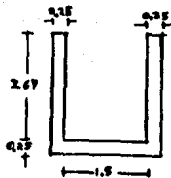
$$A = 0.85$$

$$\phi = 0.90$$

$$\text{ductilidad} = 0.50$$

$$E_n = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$$

se encontró $\mu = 28.83$



entonces el peralte por momento:

$$d = \sqrt{\frac{M}{\phi R_b}} = \sqrt{\frac{494,100}{(28.83)(100)}}$$

$d = 13.09$ cm se optó por

$$d = 20 \text{ cm.}$$

$$r = 5 \text{ cm.}$$

$$h = 25 \text{ cm.}$$

Revisión por cortante.

$$V_u = 4040 \text{ kg.}$$

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'c} \text{ } bd$$

$$V_c = 0.5 \sqrt{200} (100)(20)$$

$$\underline{V_c = 14142 \text{ kg.}}$$

$$V_c > V_u \checkmark$$

Cálculo del refuerzo.

$$0.59 w^2 - w + \frac{M_u}{\phi f'c \text{ } bd^2} = 0$$

$$\frac{M_u}{\phi f'c \text{ } bd^2} = \frac{494,100}{(0.9)(200)(100)(20)} = 0.0686$$

$$0.59 w^2 - w + 0.0686 = 0$$

$$\Rightarrow w = 0.0716$$

$$\rho = \frac{(0.0716)(200)}{4200} = 0.0034$$

$$A_s = \rho \text{ } bd = (0.0034)(100)(20)$$

$$\underline{A_s = 6.8 \text{ cm}^2}$$

con ϕ #4 @ 18 cm.

- Sección económica donde conviene cortar la mitad del acero principal.

Entonces el área de acero será = ϕ #4 36 cm.

$$A_s = 3.53 \text{ cm}^2 \quad M = 1/2 \gamma x^2 K_o x/3$$

$$r = 5 \text{ cm.} \quad M = 1/6 \gamma K_o x^3$$

$$d = 20 \text{ cm.}$$

$$0.59 w^2 - w + \frac{M_u}{\phi r' c b d^2} = 0$$

$$A_s = \rho b d$$

$$3.53 = \rho (100)(20) \Rightarrow \rho = 0.0018$$

$$w = \frac{\rho f_y}{r' c} = \frac{(0.0018)(4200)}{200}$$

$$w = 0.0378$$

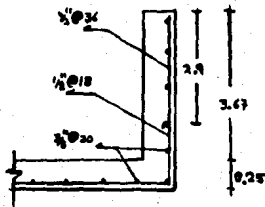
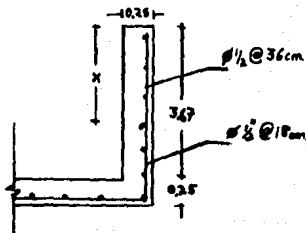
$$0.59(0.0378)^2 - (0.0378) + \frac{(1/6)(1800)(0.33)(100)x^3}{(0.9)(200)(100)(20)^2} = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.90 \text{ m.}$$

Por lo tanto a partir de una profundidad de 2,9 mts. se cortan las varillas en forma alternada.

$$A_{st} = 0.0018(100)(20) = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \phi \#3 @ 20 \text{ cm.}$$



- Cálculo de la losa de cimentación.

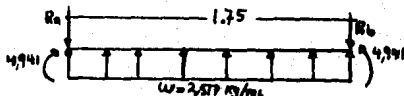
La losa está sometida únicamente a la reacción del terreno debida al peso de los muros laterales.

$$\text{Peso del muro} = (0.25)(3.67)(2400) = 2,202 \text{ kg.}$$

$$\text{Reacción del terreno} = \frac{(2)(2202)}{1.5 + 0.25} = 2517 \text{ kg/m.}$$

$$M_{\text{max}} \text{ en } x = 1.75/2$$

$$x = 0.875 \text{ m.}$$



La ecuación de momentos es:

$$M = R_a + wx^2/2 - R_ax$$

$$R_a = R_b = \frac{(2517)(1.75)}{2} = 2,202 \text{ kg.}$$

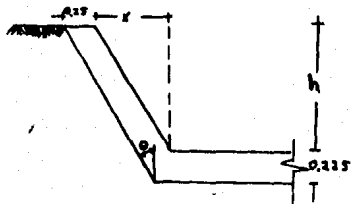
$$M = 4941 + 2517(0.875)^2/2 - 2202(0.875)$$

$$M = 3978 \text{ kg m.}$$

por lo tanto no conviene cortar varillas.

Como el momento flexionante máximo es un poco menor que el del muro lateral entonces para la losa se deja el mismo acero y peralte efectivo.

- Cálculo de la sección del corte CC de la transición.



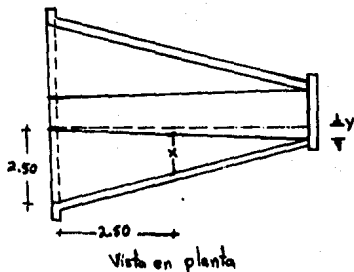
A partir del corte AA se determinarán las dimensiones de la sección.

$$y = \frac{1.50 - 1.35}{2}$$

$$y = 0.075 \text{ m.}$$

$$L_{aa} = \sqrt{5^2 + 0.075^2}$$

$$L_{aa} = 5.0006 \text{ m.}$$



$$\frac{2.505}{5.0006} = \frac{x}{2.5003}$$

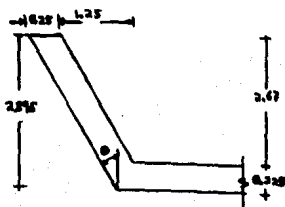
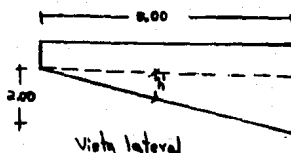
$$x = 1.2525 \text{ m.}$$

$$2/5 = h'/2.5$$

$$h' = 1.00 \text{ mts.}$$

$$h = h' + 1.67$$

$$h = 2.67 \text{ m.}$$



$$\text{tag } e = \frac{1.25}{2.67}$$

$$e = 25.08$$

Con los datos obtenidos se puede valuar el empuje de tierras sobre el muro. El coeficiente de empuje activo estará dado por la fórmula:

$$K_0 = \frac{\cos^2(\phi + e)}{\cos^3 e \left(1 + \frac{\text{sen } \phi}{\cos e}\right)^2}$$

$$K_0 = \frac{\cos^2 (30 + 25.08)}{\cos^3 25.08 \left(1 + \frac{\sin 30}{\cos 25.08} \right)^2}$$

$$\underline{K_0 = 0.183}$$

$$E = 1/2 \gamma h^2 K_0$$

$$E = 1/2 (1800) (2.67)^2 (0.183)$$

$$\underline{E = 1174 \text{ kg.}}$$

$$\bar{y} = \frac{2.67}{3} = 0.89 \text{ m.}$$

$$M = (1174)(0.89)$$

$$\underline{M = 1045 \text{ kg m.}}$$

Peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M}{\phi R_b}} = \sqrt{\frac{104,500}{28.83(100)}}$$

$$d = 6.02 \text{ cm} \quad \text{se adopta } d = 17.5 \text{ cm.}$$

$$r = 5 \text{ cm.}$$

$$h = 22.5 \text{ cm.}$$

Acero:

$$0.59 w^2 - w + \frac{M_u}{\phi r' e b d^2} = 0$$

$$\frac{M_u}{\phi r' e b d^2} = \frac{104,500}{(0.9)(200)(100)(20)^2} = 0.0145$$

$$0.59 w^2 - w + 0.0145 = 0$$

$$\underline{w = 0.0146}$$

$$\rho = \frac{(0.0146)(200)}{4200} = 0.0007 < \rho_{\min} \therefore \text{ entonces } \rho = 0.0018$$

$$A_s = 1.1$$

$$A_s = (0.0018)(100)(17.5)$$

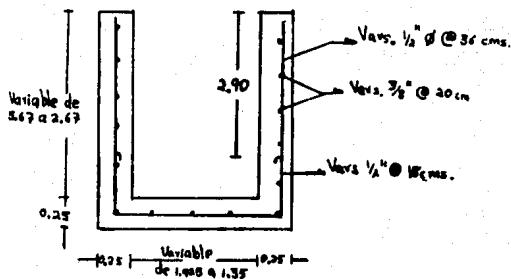
$$A_s = 3.15 \text{ cm}^2$$

⇒ $\phi \#3 @ 22 \text{ cm.}$

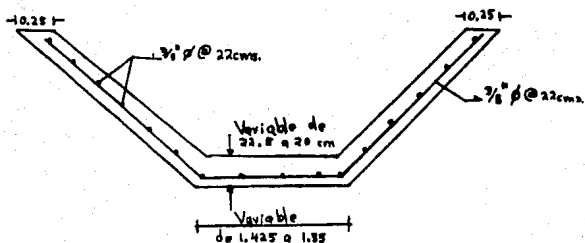
El área de acero por temperatura queda igual:

$\phi \#3 @ 22 \text{ cm.}$

En resumen :



Sección del corte BB



Sección del corte CC

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

C A P I T U L O VI

" CONCLUSIONES "

Después de haber desarrollado este trabajo, me resta por concluir que el diseñador o calculista debe de estar bien enterado de los procedimientos constructivos, para que así se tenga un buen criterio al interpretar los resultados numericos y adaptarlos a la realidad y entonces tener una buena solución.

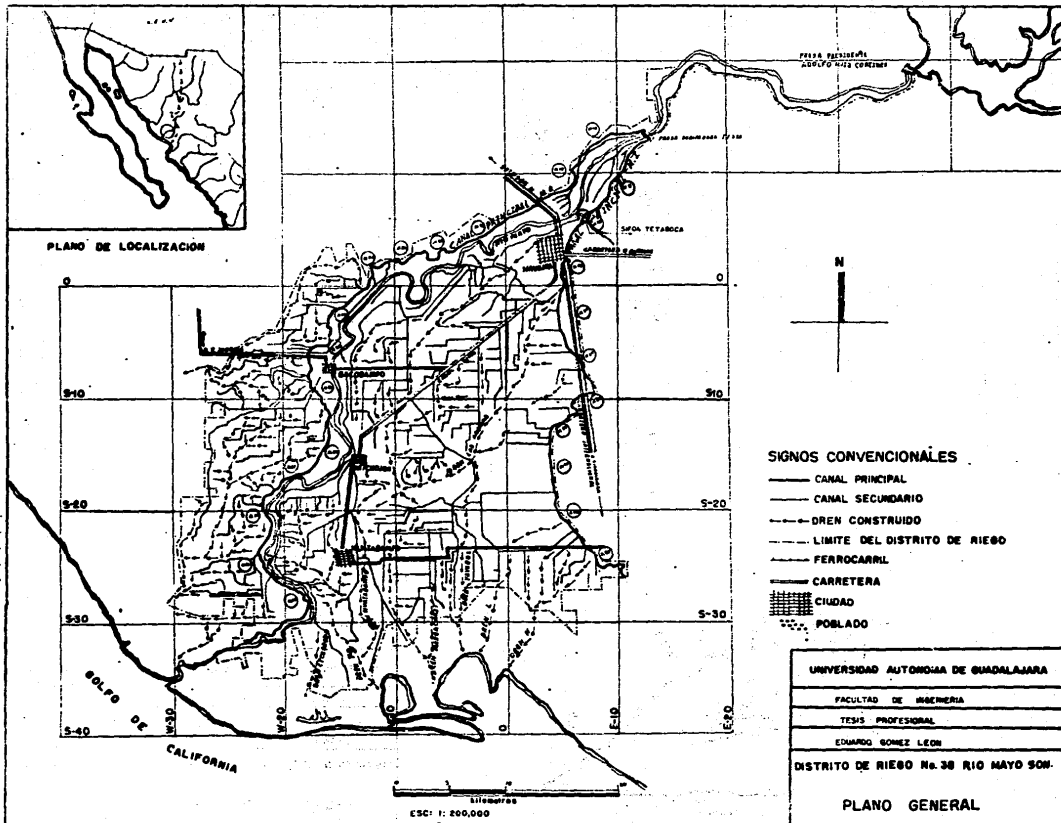
Por otra parte me di cuenta que a uno como pasante de ingenieria civil, nos quedan muchisimas cosas por aprender ya que nuestro ramo de la ingenieria civil es bastante amplio y en el cual es muy necesaria la practica pues tan solo con el conocimiento teorico obtenido en la universidad, no basta, pero eso si creo que es indispensable, prueba de esto es que sin los estudios no podria realizar este trabajo y por falta de practica tube algunos problemas.

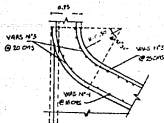
Una obra como la del sifón invertido debe tener un valor de importancia muy grande, mas sin embargo mucha gente lo desconoce ya que es una obra no muy visible; y digo que es muy importante porque el agua es un elemento vital en la vida del hombre y de ahí la necesidad de abastecimiento de agua, sobre todo en ésta que es la región del Mayo ya que está situada en la parte sur del Estado de Sonora y por lo mismo en zona desértica. Por otra parte las obras hidráulicas ejecutadas por la secretaria propician otras actividades económicas, una mejor distribución de la población, incrementan el ingreso de divisas y logran el mejoramiento social y económico, -- traduciéndose en bienestar para la comunidad.

Por último quisiera decir que fué satisfactorio poder relacionar distintos conocimientos de la ingeniería civil por sencillos que estos se hallan presentado como son conocimientos de hidráulica, concreto, análisis estructural, mecánica de suelos y matemáticas.

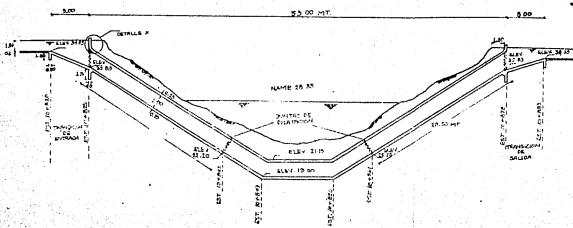
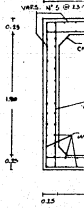
= BIBLIOGRAFIA =

Hidráulica	SAMUEL TRUEBA CORONEL
Especificaciones Generales de Proyecto.	S.A.R.H.
Apuntes de la Materia de Obras Hidráulicas.	IMPARTIDA POR EL ING. RAMON SOLIS ARESTEGUI.
Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado	OSCAR M. GONZALES CUEVAS.
Reglamento de las Construcciones de Concreto ACI 318-83	I.M.C.Y.C.
Análisis Estructural	RODOLFO LUTHE GARCIA
Mecánica de Suelos y Cimentaciones	ING. CARLOS CRESPO VILLALAZ.



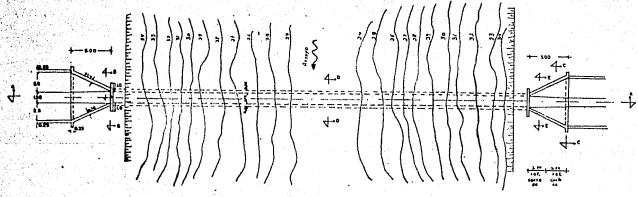


DETALLE "X"



CORTE A-A

ESC. 1:100



PLANTA

ESC. 1:100

