



ESCUELA NACIONAL DE
ESTUDIOS PROFESIONALES

E.N.E.P. "ARAGON"
INGENIERIA

"CRITERIOS PARA EL PROYECTO DE
ESTRUCTURAS DE CRUCE EN UNA
RED DE CANALES"

T E S I S

Que para obtener el Título de

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a

ARMANDO SANTOYO ALVAREZ



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

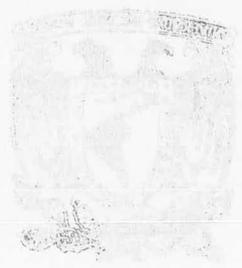
Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

ESCUELA NACIONAL DE

09V 148

59st 29550



ESTRUCTURAS DE CRUCE EN UNA
RED DE CANALES

T. E. S. I. S.

Escuela Nacional de Agricultura

INGENIERO CIVIL

ESTRUCTURAS DE CRUCE EN UNA RED DE CANALES

FRANCO SANTIAGO ALFARO

Escuela Nacional de Agricultura, Facultad de Ingeniería



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

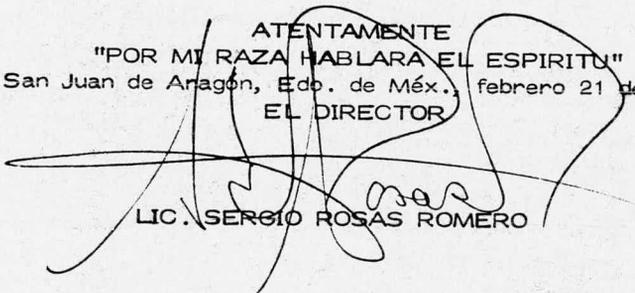
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
D. REGION

ARMANDO SANTOYO ALVAREZ
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 20 de febrero del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. MAURICIO CARRILLO GARCIA pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " CRITERIOS PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CRUCE EN UNA RED DE CANALES ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragon, Edo. de Méx. febrero 21 de 1984.
EL DIRECTOR


LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería (21).
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Asesor de Tesis.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

ARMANDO SANTOYO ALVAREZ
P R E S E N T E .

En atención a su escrito de fecha 22 de febrero del año en curso, en el que solicita ampliación del término para la presentación de su trabajo de tesis, me permito comunicarle que en virtud del avance demostrado en el desarrollo del mismo y con el propósito de no dejar inconclusa la investigación correspondiente, se le concede una prórroga de seis meses, contados a partir de esta fecha, para que presente su trabajo totalmente concluído.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Méx., febrero 25 de 1985.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

**A MIS PADRES,
CON MUCHO CARÍÑO Y
AGRADECIMIENTO.**

**A MIS HERMANOS,
POR EL GRAN AMOR Y AFECTO
QUE LES TENGO.**

**A MI DIRECTOR DE TESIS:
ING. MAURICIO CARRILLO GARCIA
POR SU COLABORACION Y DESEMPEÑO
A MI TRABAJO.**

A MIS MAESTROS Y AMIGOS
POR SUS CONSEJOS Y ENSEÑANZAS.

A LA ESCUELA NACIONAL DE
ESTUDIOS PROFESIONALES
E.N.E.P. "ARAGON" U.N.A.M.

INDICE

CAPITULO		PAG.
	INTRODUCCION	1
1	GENERALIDADES	5
	1.1 SIFONES	7
	1.2 PUENTES CANAL	14
	1.3 ALCANTARILLAS	16
2	DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE UN SIFON	21
	2.1 NORMAS GENERALES DE PROYECTO	21
	2.2 ANALISIS HIDRAULICO	24
	2.3 DISEÑO ESTRUCTURAL	34
	2.4 PROYECTO "XOTHO", MPIO. DE IXMIQUILPAN, EDO. HGO. PLANO CONSTRUCTIVO	56
3	DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE UN PUENTE CANAL	86
	3.1 NORMAS GENERALES DE PROYECTO	86
	3.2 ANALISIS HIDRAULICO	89
	3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL	93
	3.4 PROYECTO "XOTHO", MPIO. DE IXMIQUILPAN, EDO. HGO. PLANO CONSTRUCTIVO	105

CAPITULO

PAG.

4	DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE UNA ALCANTARILLA	124
	4.1 NORMAS GENERALES DE PROYECTO	124
	4.2 ANALISIS HIDRAULICO	124
	4.3 DISEÑO ESTRUCTURAL	125
	4.4 PROYECTO "XOTH0", MPIO. DE IXMIQUILPAN, EDO. HGO. PLANO CONSTRUCTIVO	126
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	136
	FORMULAS Y CONSTANTES DE CALCULO UTILIZADAS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL	141
	TABLA DE CALCULO DE LOS MUROS DE RETENCION	143
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	144

INTRODUCCION

México es un país en desarrollo, que requiere de toda su eficacia para el aprovechamiento racional de nuestros recursos naturales no renovables, siendo ello una de las preocupaciones fundamentales en nuestro país. Sus problemas son variados y diversos; muchos de ellos requieren por su complejidad, profundos estudios e inversiones cuantiosas para el análisis de diferentes alternativas.

En estos problemas se necesita del conocimiento y esfuerzo de los hombres de ciencia, de técnicos y economistas; porque la improvisación, la falta de planeación y de proyección para el futuro, y trabajos sin un previo estudio conducen a soluciones erróneas que son inadmisibles, en donde hay escasez de recursos económicos.

El agua quien forma parte de este grupo de recursos y que por esta razón en México, ha sido máxima su explotación racional; por lo que se requiere buscar posibles soluciones que nos transporten a dicho elemento vital; objeto principal del presente trabajo en problemas de conducción de agua en zonas de riego, debido a que México es una nación sedienta en gran parte de su territorio; por su topografía escabrosa y poco favorable a estos problemas, aunada a otros factores adversos como son: una explotación inadecuada de recursos forestales, heterogeneidad del terreno, suelo empobrecido erosión, irregularidad en sus precipitaciones pluviales, una demografía irregular, etc., han agudizado con el tiempo el problema del almacenamiento, así como el aprovechamiento adecuado de las corrientes naturales de agua.

Se puede decir entonces que el campo mexicano es actualmente una fiel muestra de nuestra etapa de subdesarrollo.

La miseria moral y económica, el analfabetismo y la falta de -- medios de comunicación son signos visibles de una situación que -- ningún mexicano debe ignorar.

En la actualidad en México, se estima que su producción agrícola es de 0.35 Ha/Hab., lo que representa un promedio menor a 0.50-Ha/Hab., que es el que se considera necesario para que un país -- pueda satisfacer sus necesidades de abastecimiento agrícola.

Pero para que éste siga superando y pueda aumentar nuestro promedio de producción agrícola, debe impedirse la afluencia de campesinos hacia los centros poblacionales ya saturados por lo que es necesario que se planeen y ejecuten cuanto antes amplios programas de desarrollo en el campo.

Las Obras Hidráulicas deben formar parte importante dentro de -- esos programas, pues es necesario incrementar de manera suficiente nuestras superficies cosechadas. De aquí que la manera como se está resolviendo este problema es ejecutando obras de captación superficial o subterránea y así obtener un mayor aprovechamiento -- mediante el riego en áreas de mayor extensión. Hasta ahora los -- proyectos de captación más comúnmente utilizados son las Presas de Almacenamiento y Derivación.

En base a ello es necesario que se construyan redes de canales -- que se encargan de distribuir el agua racionalmente a toda la zona beneficiada. Es por eso que el proyecto de una red de distribución de canales en una zona de riego esta compuesto por numerosos elementos que deben tomarse en cuenta para que el agua llegue a los -- terrenos que deben ser regados en su debida oportunidad, en cantidad suficiente y sin pérdida sensible de gasto.

Estos elementos consisten en una serie de estructuras que permiten que la red de canales sorteen las diversas dificultades que se presentan.

Todas estas estructuras tienen su técnica de proyecto, desde el punto de vista hidráulico y estructural.

Para ésto se pretende darle a las estructuras la importancia y atención enmarcadas con la necesidad de lograr que cada proyecto - sea útil en su totalidad. En seguida se muestra una clasificación de las estructuras que se utilizan más a menudo, en particular en una red de canales.

Estructuras de Cruce.	<ul style="list-style-type: none"> <li data-bbox="506 326 624 350">Sifones. <li data-bbox="506 472 703 496">Puentes canal. <li data-bbox="506 578 703 602">Alcantarillas. 	<ul style="list-style-type: none"> <li data-bbox="653 254 1065 321">Sifón que cruza un accidente topográfico. <li data-bbox="653 367 1091 427">Sifón que cruza una carretera. Puente-sifón.
Estructuras de Protección.	<ul style="list-style-type: none"> <li data-bbox="506 683 809 708">Limitadoras de gasto. <li data-bbox="506 756 620 781">Rápidas. <li data-bbox="506 821 609 846">Caídas. 	
Estructuras de Operación.	<ul style="list-style-type: none"> <li data-bbox="506 927 738 951">Tomas laterales. <li data-bbox="506 1000 636 1024">Represas. <li data-bbox="506 1065 750 1089">Puentes vehículo. 	

El presente trabajo trata únicamente de las diferentes estructuras de cruce que se puedan adoptar para salvar un accidente topográfico.

CAPITULO 1.

GENERALIDADES

Es común que durante la construcción de un canal en una zona de riego, sea necesario salvar obstáculos que se presentan a su paso tales como ríos, arroyos, barrancas, drenes, caminos, vías de ferrocarril y en general alguna depresión natural o artificial del terreno.

Para resolver este problema que se presenta en todas las zonas de riego, se hace necesario construir alguna estructura que permita dar continuidad al flujo de agua en la red de distribución de canales y es lo que generalmente se llama o se designa como, "Estructuras de Cruce".

Las más usuales en estos casos son:

- 1.1) Sifones.
- 1.2) Puentes-Canal.
- 1.3) Alcantarillas.

pero para ello se hace la observación de que se debe tomar una elección del tipo de estructura.

Al proyectar un cruce nos encontramos ante la disyuntiva de escoger la estructura más conveniente; para lograr la selección adecuada, deberemos tomar en cuenta los siguientes factores:

- A) Cuando el nivel de la superficie libre del agua, es menor que la rasante del obstáculo, se puede utilizar como estructura de cruce una alcantarilla, o bien un paso superior si el obstáculo en cuestión es un arroyo y se prefiera en ese caso controlar las aguas broncas para proteger el canal.

En el caso que se puedan utilizar las dos estructuras, lo más conveniente es hacer anteproyectos de cada alternativa y en base a un análisis en cuanto a su funcionamiento y costo, debe-

decidirse por la más adecuada.

Si se proyecta una alcantarilla para cruzar un canal o un dren a través de un camino, vía de ferrocarril, debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- A.1) Si se proyecta la alcantarilla para que un canal cruce un camino o ferrocarril, la estructura puede trabajar a presión -- pero hay que tener cuidado que el tirante a la salida del conducto sea por lo menos de un diez por ciento mayor que la altura del conducto.
 - A.2) Si se proyecta la alcantarilla para que un dren cruce un camino o ferrocarril, la estructura debe trabajar como canal y se debe tener dentro de la misma un bordo libre por lo menos igual al del canal.
- Cuando se proyecte un paso superior o puente como estructura de protección en lugar de la estructura de cruce, se debe dejar el espacio libre y suficiente del nivel de la superficie del agua a la parte más baja de la superestructura del paso superior.
- A.3) Si el paso superior o puente se construye sobre un canal, el espacio libre vertical mínimo es por lo menos el bordo libre del canal.
 - A.4) Si es sobre un dren el espacio libre vertical mínimo es de -- un metro, del nivel de aguas máximas calculado a la parte más baja de la superestructura del puente.
- B) Cuando el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del obstáculo se puede utilizar como estructura de cruce un sifón o un puente canal.

Aspectos que deben tomarse en cuenta:

decidirse por la más adecuada.

Si se proyecta una alcantarilla para cruzar un canal o un dren a través de un camino, vía de ferrocarril, debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- A.1) Si se proyecta la alcantarilla para que un canal cruce un camino o ferrocarril, la estructura puede trabajar a presión -- pero hay que tener cuidado que el tirante a la salida del -- conducto sea por lo menos de un diez por ciento mayor que la altura del conducto.
- A.2) Si se proyecta la alcantarilla para que un dren cruce un camino o ferrocarril, la estructura debe trabajar como canal y se debe tener dentro de la misma un bordo libre por lo menos igual al del canal.
- Quando se proyecte un paso superior o puente como estructura de protección en lugar de la estructura de cruce, se debe dejar el espacio libre y suficiente del nivel de la superficie del agua a la parte más baja de la superestructura del paso superior.
- A.3) Si el paso superior o puente se construye sobre un canal, el espacio libre vertical mínimo es por lo menos el bordo libre del canal.
- A.4) Si es sobre un dren el espacio libre vertical mínimo es de -- un metro, del nivel de aguas máximas calculado a la parte más baja de la superestructura del puente.
- B) Cuando el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del obstáculo se puede utilizar como estructura de cruce un sifón o un puente canal.

Aspectos que deben tomarse en cuenta:

- B.1) El sifón se utiliza si el nivel de la superficie libre del -- agua es mayor que la rasante del cruzamiento u obstáculo y -- por tal no se tiene el espacio libre suficiente para lograr -- el paso de vehículos o el tránsito del agua, o cuando el perfil sea acantilado y las pilas de un puente canal resulten -- demasiado altas.
- B.2) El puente canal se utiliza cuando la diferencia de niveles -- entre la rasante del canal y la rasante del obstáculo permita un espacio libre suficiente para lograr el paso de vehículos-- en el caso de caminos, vías de ferrocarril o el paso de agua-- en canales, drenes, arroyos y ríos.

No es raro que se presenten casos en los que pudiera utili-- zarse cualquiera de los dos tipos de estructuras mencionadas, por lo que es muy conveniente analizar cada posibilidad con -- cuidado según la importancia y magnitud del proyecto, en base a esto decidir por la más funcional y económica.

A continuación se hace una breve descripción de cada estruc-- tura y posteriormente una aplicación práctica de las mismas, -- tanto en el cálculo hidráulico y estructural como casos más -- representativos.

1.1. SIFONES.

Los sifones son conductos cerrados que trabajan a presión y -- que se proyectan de acuerdo con el gasto y la carga a que van estar sujetos temporal o definitivamente.

Pueden construirse de concreto, asbesto cemento, lámina de -- acero o mixtos. Su geometría más usual, es decir sus seccio-- nes son la rectangular y circular, aunque en algunos casos -- especiales se utilizan secciones en herradura u ovoide.

Las tuberías de asbesto cemento generalmente se utilizan para gastos no muy grandes (hasta 2.5 metros cúbicos sobre segundos máximo), porque se fabrican en diámetros chicos, aunque pueden hacerse en dimensiones mayores, quedando limitado su uso al equipo, maquinaria y al elemento humano con el que se cuenta para su instalación.

Actualmente estan apareciendo en el mercado tuberías de otros tipos, como la fibra de vidrio con resinas epóxicas que tienen buenas perspectivas en cuanto a su uso, pero su costo es bastante elevado.

Cuando se utilicen conductos rectangulares, por especificación de la S.A.R.H., se debe cumplir con la siguiente relación, fig.1.

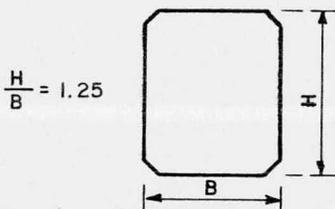


Figura 1

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

H = altura interior del conducto.

La sección mínima aceptada en conductos rectangulares por comodidad de construcción es B = 0.80 m. y H = 1.00 m., con dimensión mínima de los carteles en las esquinas del conducto de 0.10 m.

Cuando se utilizan conductos circulares se deben tomar en cuenta que por especificaciones de la S.A.R.H., el diámetro máximo aceptable en secciones circulares es de 36" (91.4 cm.) para tubos precolados y de 1.25 m., para tubos colados en el sitio.

1.1.1. ELEMENTOS COMPONENTES DE UN SIFÓN.

1.- Desarenador.

Consiste en una o varias compuertas deslizantes colocadas en una de las paredes laterales que descargan los azolves depositados antes del sifón a un canal con pendiente superior a la crítica que a su vez los entrega al arroyo que se esta salvando.

Sirven también para desalojar el agua del sifón cuando por reparaciones en éste sean cerradas las compuertas o agujas de emergencia y se recomienda hacerlos de las dimensiones convenientes para que pase el gasto por desalojar y unirlos al canal colector de la obra de excedencias.

Conviene localizarlo antes de la transición de entrada y efectuar la descarga de manera que esta no pueda descubrir el conducto.

2.- Desagüe de Excedencias.

Es una estructura cuya función es evitar que el nivel del agua suba más alto de lo tolerable en el canal de conducción, evacuando el gasto que no pueda pasar por el sifón. Generalmente consiste en un vertedor lateral construido en una de las paredes del canal.

La cresta del vertedor estará al nivel de la superficie libre del agua para el gasto normal.

3.- Compuerta de Emergencia y Rejilla de Entrada.

Para facilidad de construcción se localizan a la entrada del conducto o sea al finalizar la transición de entrada.

La compuerta de emergencia consiste en una o varias compuertas deslizantes o agujas de madera que corren sobre ranuras hechas en las paredes laterales o en viguetas de acero y -- que en un momento determinado pudieran cerrar la entrada al conducto para poder hacer limpieza o reparaciones al mismo.

La rejilla de entrada se acostumbra hacerla con varillas de 0.95 (3/8") \emptyset ó solera de 0.95 x 0.95 (3/8" x 3/8") a cada 10 cm., y soldadas a un marco de 2.54 x 0.79 (1" x 5/16"). Su objetivo principal es impedir o disminuir la entrada al conducto de basuras y objetos extraños que impidan el funcionamiento correcto del conducto.

4.- Transiciones de Entrada y Salida.

Como en la mayoría de los casos, la sección del canal es -- diferente a la adoptada en el conducto o barril, por tal -- será necesario construir una transición de entrada y otra -- de salida para ligar gradualmente la sección de la primera -- a la segunda, fig.2.

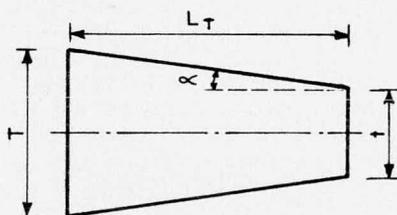


Figura 2

Para el cálculo de la longitud de las transiciones que son simétricas se seguirá el criterio de Hinds, que consiste en considerar el ángulo que debe formar la intersección de la superficie libre del agua con cualquiera de las paredes al principio y final de la transición.

$$L = \frac{T - t}{2} \cot \alpha \quad (1)$$

Donde:

T = ancho de la superficie libre del agua sección mayor.

t = ancho de la superficie libre del agua sección menor.

L = longitud de transición.

α = ángulo necesario.

La S.A.R.H., recomienda utilizar los valores actualmente --
usados y son $\alpha = 22^{\circ} 30'$ máximo, $\alpha = 12^{\circ} 30'$ mínimo.

El Bureau of Reclamación hace las siguientes recomendacio--
nes para las transiciones:

En el diseño de una transición de entrada y salida es gene--
ralmente aconsejable tener la abertura de la parte superior--
del sifón un poco más abajo de la superficie normal del --
agua. Esta práctica hace mínima la posible reducción de la --
capacidad del sifón causada por la intromisión del aire. La--
profundidad de sumergencia de la abertura superior del sifón
se recomienda que esté comprendida entre un mínimo de 1.1 --
hv. y un máximo de 1.5 hv.

Donde:

hv = carga de velocidad en el punto considerado.

5.- Conducto.

El conducto forma la parte importante y necesaria de los si--
fones. Cuando los gastos son de pequeña magnitud, los sifo--
nes de asbesto cemento presentan muchas ventajas sobre los --
de concreto, construyéndose con gran porcentaje con tuberías
de este tipo.

Presentan la ventaja de facilidad y rapidez de instalación, disminución de pérdidas por fricción debido a que por ser más lisa, admite una sensible disminución del coeficiente de rugosidad ($n = 0.01$), mayor adaptación al terreno natural debido a que las juntas que se usan para unir un tubo al otro, permiten deflexiones de ángulos pequeños.

Se presentan en unidades con una longitud estandar de 4.00- o 5.00 m. (según la marca) y pueden cortarse en el sitio, - en la forma y con el ángulo que sea necesario. Se recomienda profundizarlos dejando un colchón mínimo de 1.00 m., en las laderas y de 1.50 m., en la zona del cauce para evitar- posibles fracturas que pudieran presentarse debido a cargas excesivas como el paso de camiones y tractores o prevenir - las contra socavaciones futuras.

La tubería de asbesto cemento se fabrica comercialmente en- tipos A-5, A-7, A-10 y A-14 o lo que es igual para presio-- nes de 5.00, 7.00, 10.00 y 14.00 Kg/cm. o cargas de columna de agua de 50.00, 70.00, 100.00 y 140.00 m., respectivamen- te.

La tubería de acero se encuentra en el comercio en los mis- mos diámetros, con espesores de pared de 0.048 (3/16") a -- 0.159 (5/8"), aunque como se mencionó anteriormente, pueden construirse tuberías de diámetros mucho mayores, con placas o láminas de acero, roladas y soldadas electricamente.

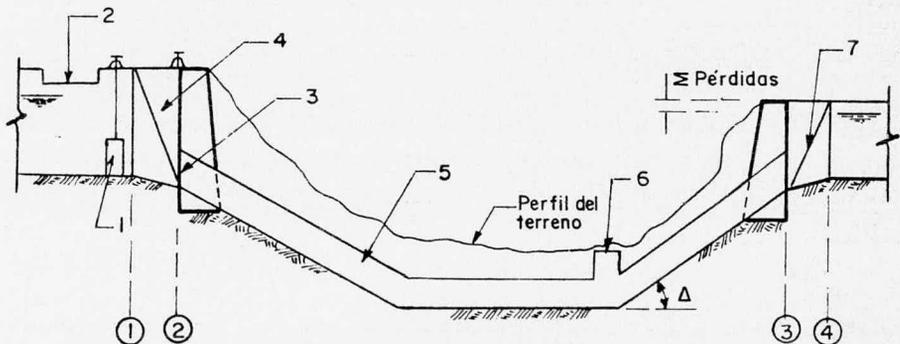
Se calcula el tipo de tubería requerido para un caso dado, - considerando un factor de seguridad, ya que un tubo sometido a una carga hidrostática hasta el límite de ruptura, - - fallará si recibe la aplicación de cualquier carga externa- o viceversa. El diámetro máximo que se fabrica comercial- - mente es el de 91.4 cm. (36").

6.- Registro para Limpieza y Válvula de Purga.

Se procura que quede colocado en una de las partes más bajas de los conductos y su objeto será el desalojar el agua que quede aprisionada dentro de ellos y que es necesario -- retirar para su limpieza o reparación. Consiste en válvulas de compuerta de las dimensiones que se estime conveniente -- de acuerdo con el gasto y la carga a que estén trabajando.--

Se utilizan también para desalojar lodos. Algunas veces éstas válvulas no se pueden colocar en la parte más baja del sifón por tratarse del fondo del cauce del río por salvar,-- habiendo necesidad en éstos casos, de alguna bomba que succione el agua restante. Estas válvulas se protegen por medio de un registro de tabique o concreto que llega hasta la parte superior del terreno.

Deben abrirse gradualmente para evitar aumentos de velocidades en las tuberías. Se debe cuidar que no quede alojado en algún cambio de dirección. En general éstas son todas las -- partes de que consta un sifón pero es conveniente aclarar -- que pueden suprimirse algunas si el caso lo amerita, fig.3.



PERFIL DE UN SIFON

Figura 3

1.2. Puentes-Canal.

Dentro de las estructuras de cruce el puente canal es una de las más significativas. Se puede decir entonces que un puente canal es el conjunto formado por un puente y un conducto, - - (sección cubeta), por el cual escurre el agua como canal; o - sea, a la presión atmosférica y por gravedad.

Este tipo de estructuras es conveniente para salvar cualquier depresión, siempre que esta sea de poca altura, y se utiliza en vez de sifón, cuando éste último resulte por su longitud - más caro y con mayor número de pérdidas de carga. Su empleo - también queda limitado por la condición de que el escurrimiento en el obstáculo ya sea otro dren, otro canal o una barranca, deje un bordo libre entre el nivel del agua en el obstáculo y la parte baja de la superestructura.

El puente canal como todas las estructuras de cruce se cons-- truyen con un material al que se le puede dar mejor acabado - que a un canal común y corriente con el objeto de que éste -- admita mayores velocidades en el agua por ser el material más resistente a la erosión. Por lo tanto y como redunda en beneficio de la economía de la obra, al puente canal se le da una sección hidráulica más pequeña que la del canal.

La geometría o sección de un puente canal (elemento básico) - es de forma rectangular, y el criterio para elegir el ancho - de plantilla de dicha sección rectangular, es que no se pro-- duzcan remansos aguas arriba del puente canal.

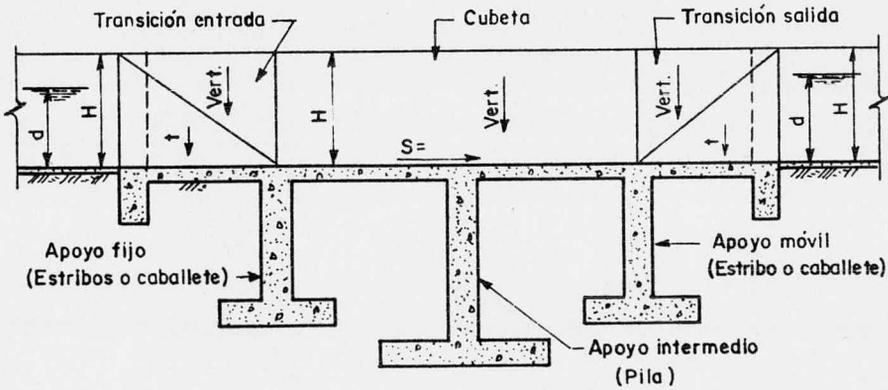
En cuanto al trazo, se debe procurar seguir con la misma pendiente del canal de entrada para asegurar un buen funciona- - miento hidráulico en un régimen subcrítico.

1.2.1. ELEMENTOS COMPONENTES DE UN PUENTE CANAL.

En general un puente canal está constituido por dos partes-fundamentales: la superestructura que no es otra cosa que la continuación del canal y cuenta con una transición de entrada, cubeta y transición de salida.

La otra parte es la subestructura formada por apoyos extremos como lo son estribos o caballetes y apoyos intermedios que pueden ser pilas. En la siguiente clasificación puede verse más claramente los elementos componentes del puente canal o en forma esquemática, fig.4.

- | | | |
|-----------------|---|---|
| Superestructura | { | Transición de entrada.
Cubeta.
Transición de salida. |
| Subestructura | { | Pilas o Caballetes (intermedios).
Estribos o Caballetes. (extremos)
Zapatas de apoyo. |



PERFIL DE UN PUENTE CANAL
 Figura 4

1.3. ALCANTARILLAS.

Como se mencionó anteriormente, cuando la rasante del obstáculo en estudio es mayor que la superficie libre del agua se trata de una alcantarilla, (paso inferior); por el contrario cuando la rasante del obstáculo es menor que la superficie libre del agua se proyecta un paso superior.

Se dice entonces que las alcantarillas son conductos cerrados trabajando a presión, proyectadas para que, de acuerdo con los datos del canal y el material disponible, se determine la sección geométrica conveniente. Las secciones más utilizadas son las rectangulares y circulares, figuras 3' y 3".

En cuanto al cálculo hidráulico y estructural es el mismo para alcantarillas y pasos superiores siendo la única diferencia la forma de como se efectúa el cruce, por arriba o por abajo de la superficie libre del agua, por lo que aquí se refiere únicamente mencionaremos las alcantarillas.

La parte más importante en cuanto al diseño de una alcantarilla es la determinación del gasto del flujo de agua que cruza el canal. Pero como el caso más común para cruzar una red de distribución son corrientes esporádicas y muy pequeñas debidas a la precipitación, nunca o muy rara vez contamos con datos de aforo; por esta razón mencionamos uno de los métodos más usados hasta ahora para cuantificar el gasto.

1.3.1. METODO DE SECCION Y PENDIENTE.

El método de sección y pendiente consiste en la determinación del gasto por medio de secciones hidráulicas definidas y de la pendiente del río o arroyo. Este método se utiliza para cuantificar el gasto máximo en cualquier corriente natural.

Las secciones deben ser hidráulicas, es decir normales a la dirección general de los filamentos del agua en la época de las máximas extraordinarias, porque el gasto se calcula para estas siguiendo las huellas máximas. Las huellas más comúnmente visibles son deslaves en las márgenes, lama o humedad en los árboles rivereros, depósitos de arena, basura, etc.

En avenidas, la pendiente hidráulica se considera sensiblemente igual a la pendiente geométrica del río a lo largo del curso de éste. Por esta razón se puede decir que basta con medir la pendiente del fondo del río para fines de estimación de la velocidad del agua.

En consecuencia la medición de la pendiente se hará por el centro por medio de un perfil longitudinal del fondo del arroyo. La longitud de este perfil no debe ser menor de 200 metros dividido en dos tramos, uno antes de la estructura y otro después.

En cuanto a las secciones, es conveniente que en cada una se indique el nivel de aguas máximas (N.A.M.E.), el nivel de aguas máximas ordinarias (N.A.M.O.), y el nivel de aguas mínimas (N.A.M.), siendo conveniente que el tramo del río que se elija para tomar estos datos de sección y pendiente tenga un alineamiento sensiblemente recto, sección constante y que el fondo no tenga rápidas ni resaltos en el tramo.

Contando con la sección y la pendiente puede calcularse la velocidad por medio de la fórmula de Manning y el gasto - - por continuidad.

1.3.2. FACTORES QUE INTEGRAN UNA ALCANTARILLA.

Una vez determinado el gasto de la alcantarilla para poder diseñar su sección, es necesario determinar el área requerida para que pase el gasto en cuestión, para esto, se deben tomar en cuenta los siguientes factores:

- a) La forma geométrica de la alcantarilla afecta el gasto por drenar en la mayor o menor facilidad de entrada, pues a - - simple vista se ve por ejemplo que no es conveniente para - un cauce muy ancho y de poco tirante, construir una obra de poco claro y de elevado tirante.
- b) El espacio libre necesario queda determinado por las dimensiones de los cuerpos de arrastre, se aconseja que no sea - menor de 50 cm. En caso que no haya arrastre como sucede en las alcantarillas de gasto muy pequeño, no es necesario dejar espacio libre.
- c) El espesor del colchón gobierna también la forma de la alcantarilla pues debe dársele a esté un espesor tal que no - obligue a que las alcantarillas queden enterradas, lo que - es completamente inaceptable.
- d) De acuerdo a su funcionamiento hidráulico las alcantarillas pueden ser; con carga o sin ella.

Alcantarillas sin Carga.

Son aquellas que tienen salida libre y su capacidad depende de su escurrimiento crítico y éste a su vez de la pendiente y tirantes críticos.

Su pendiente crítica es la mínima que da el gasto máximo. El valor del tirante crítico para algunas secciones es:

Para conductos rectangulares $d_c = 0.6663 H.$, donde H = altura del conducto.

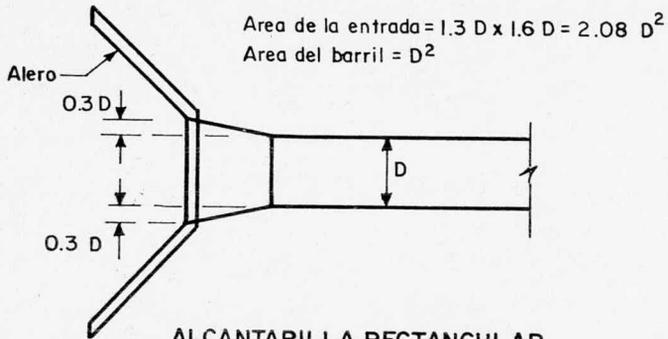
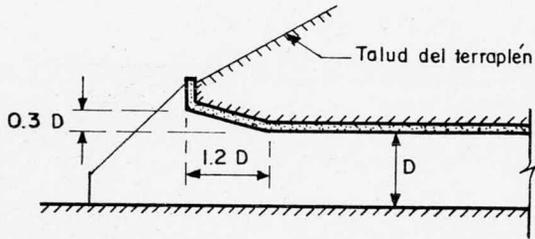
Para conductos circulares $d_c = 0.690 D.$, donde D = diámetro del conducto.

Alcantarillas con Carga.

Las alcantarillas con carga, son aquellas que tienen obstruida su salida. Esto sucede en los casos en que el terreno es plano, es decir tiene poca pendiente y por lo tanto la salida queda ahogada o semiahogada por el agua estancada ahí.

En estas condiciones la alcantarilla comienza a funcionar cuando el agua ha rebasado el nivel de la obstrucción, haciéndolo como tubo forzado.

En la S.A.R.H., este tipo de funcionamiento es muy raro, pues en la mayoría de los casos, se trata de drenar aguas broncas cuyos drenes tienen por lo general una fuerte pendiente.



ALCANTARILLA RECTANGULAR

Figura 3'

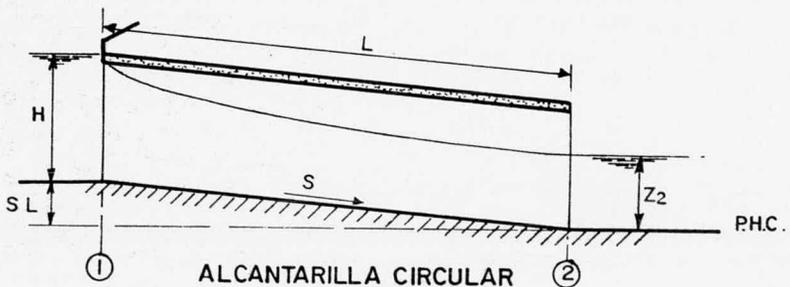
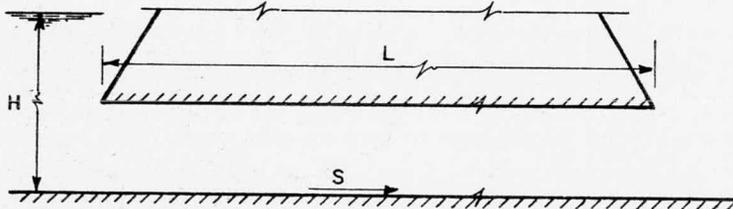


Figura 3''

CAPITULO 2.

DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE UN SIFON.

Este tipo de estructuras como lo son también los puentes canales y alcantarillas poseen su técnica de proyecto. Respecto a su funcionamiento hidráulico y estructural el sifón y la alcantarilla son conductos cerrados que trabajan a presión, los cuales tienen sus indicaciones y limitaciones, así como ciertas normas que se deben tratar, con la idea de lograr en cada proyecto una obra de gran utilidad.

En el presente capítulo se intentará describir la etapa definitiva del estudio de una estructura de sección rectangular, no queriendo con esto restar importancia a la de sección circular, la cual se describirá más adelante en subcapítulo: Análisis a Conducto Vacío.

2.1. NORMAS GENERALES DE PROYECTO.

Como es necesaria la aprobación de la S.A.H.O.P. y F.F.C.C., -- ref. (13), para cualquier cruce de canal con camino carretero o vía de ferrocarril, se necesita cumplir con los requisitos establecidos, presentando planos y memorias de cálculo para cada una de éstas dependencias.

Sifones en Cruce con Carretera.

Para sifón o alcantarilla circular, el diámetro mínimo exigido por la S.A.H.O.P., es de 0.76 (30") con el objeto de poder hacer limpieza en la estructura.

El espesor del colchón de tierra mínimo contando del punto más bajo del terreno natural a la parte superior del sifón o alcantarilla es de 1.50 m.

Por otro lado la longitud mínima del conducto exigida también - por la S.A.H.O.P., será la que cubra los derechos de vía a cada -- lado del camino, contados a partir de centro de línea del camino - y sin considerar las transiciones de entrada o salida. Esta longitud se podrá reducir sólomente contando con la aprobación de dicha secretaría, siempre y cuando la carretera no tenga complicaciones- futuras.

Sifones en Cruce con Ferrocarril.

Por disposición de la Dirección General de Conservación de la - S.A.H.O.P., y de F.F.C.C., el espesor mínimo del relleno, del pa-- tín del riel a la parte superior de la estructura no debe ser me-- nor de 0.90 m.

La longitud mínima de los conductos en su proyección horizontal deberá ser aquella que no impida el drenaje longitudinal del ferro- carril.

Sifones en Cruce con Canal o Dren.

Nuevamente la S.A.H.O.P., establece que el espesor mínimo del - relleno no debe ser menor de 1.50 m., medidos desde la rasante del canal a la parte superior del conducto.

Y la longitud de los conductos no debe ser menor que la sección del canal o dren, considerando sus bermas y bordos.

Sifones en Cruce con ríos, barrancas y arroyos.

De igual forma la S.A.H.O.P., indica que el espesor del relleno en la zona del cauce no debe ser menor de 1.50 m. y en las laderas no menor de 1.00 m.

En cuanto a la longitud de la estructura, debe estar en función de la topografía del cruce, ref. (3), cuidando de que las transiciones del canal al conducto queden desplantadas en el terreno -- natural, fuera de las laderas.

Dentro de las Normas Generales de Proyecto se dice que una vez que se tienen reunidos todos los datos necesarios, se procede a -- trazar el sifón, auxiliándonos del perfil y planta topográfica del sitio de cruce. El trazo del sifón (o alcantarilla) se hace de tal manera que se tenga el menor número posible de cambios de dirección y una longitud mínima, con el objeto de tener un mejor funcionamiento del sifón y un ahorro en la suma de pérdidas que en ocasiones es indispensable.

En caso necesario se deben aplicar los criterios necesarios para poder satisfacer las necesidades de proyecto, pues algunas veces se tiene como limitante las elevaciones a la entrada y salida del sifón, es decir fijas de antemano y pueden obligar a utilizar un diámetro determinado de sección circular o rectangular para obtener la suma de pérdidas necesaria.

2.2. ANALISIS HIDRAULICO.

Trazado el sifón y contando con la planta y perfil del terreno en el sitio de la obra, se procederá a diseñar la forma -- y dimensiones de la sección del conducto más económico y conveniente, para la cual deben de hacerse varios tanteos, tomando en cuenta las pérdidas de carga que han de presentarse.

Muy importante es determinar las dimensiones de la sección -- del ducto, ya que estas dependen del gasto que deba pasar y -- de la velocidad que se pueda dar. Se considera una velocidad-- conveniente del agua en el conducto de 2.50 a 3.50 m/s., que-- nos evita el depósito de azolves en el fondo del conducto, la cual no es tan grande que pueda producir la erosión en el -- material de los conductos.

Cuando por las condiciones del problema, no sea posible dar -- el desnivel que por estas limitaciones resulten, se podrán -- reducir las pérdidas, disminuyendo prudentemente la velocidad del agua, en la inteligencia de que con esto se aumenta el -- peligro de azolvamiento del sifón, por lo que habrá necesidad de mejorar las facilidades para limpiar el interior del con-- ducto.

En lo que respecta al desnivel entre los gradientes de ener-- gía de entrada y salida de la estructura será igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presentan en el sifón.

Las principales pérdidas de carga que se presentan son:

- a) Transición de entrada y salida.
- b) Rejilla.
- c) Entrada al conducto.
- d) "Fricción" en el conducto o barril.
- e) Codos o cambios de dirección.

- f) Pérdidas por válvula.
g) Pérdidas por ampliación.

La fórmula general para el cálculo de pérdidas, para el inciso a es la siguiente:

$$h = K \frac{V^2}{2g} \quad \text{-----} \quad (2)$$

donde:

h = pérdida de carga.

K = coeficiente que depende del tipo de obstáculo.

g = aceleración de gravedad o el promedio de velocidad de entrada y salida.

V = velocidad, aguas abajo del punto considerado.

De la fórmula general se deduce la pérdida de carga por transición de entrada y salida.

$$h_e = 0.1 \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \quad \text{Pérdida por entrada} \quad \text{-----} \quad (3)$$

$$h_s = 0.2 \frac{v_3^2 - v_4^2}{2g} \quad \text{Pérdida por salida} \quad \text{-----} \quad (4)$$

donde:

V_1 = velocidad en sección 1 de transición.

V_2 = velocidad en sección 2 de transición.

V_3 = velocidad en sección 3 de transición.

V_4 = velocidad en sección 4 de transición.

Para encontrar la pérdida por transición de entrada es conveniente aplicar el teorema de Bernoulli entre los puntos 1 y 2 - para determinar la velocidad en el punto 2, fig.5. Para la pérdida por transición de salida se aplica el mismo teorema pero - en sentido contrario ya que los datos que son conocidos son los del canal de salida.

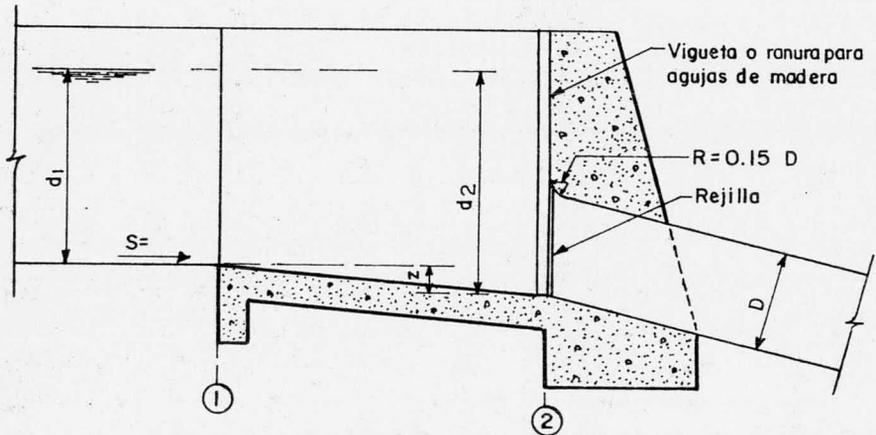


Figura 5

El tubo a la entrada y salida, como antes se mencionó, conviene que quede ahogado de un 10% a un 50% de h_v , para evitar la entrada de aire que pueda producir un funcionamiento defectuoso.

Aplicando el teorema de Bernoulli, para la transición de entrada.

$$d_1 + h_{v_1} + \text{desnivel} = d_2 + h_{v_2} + hf \quad (5)$$

Se procede por tanteos hasta encontrar el tirante d_2 adecuado.

Nomenclatura:

d_1 = tirante en el canal de llegada.

d_2 = tirante en el punto 2.

h_{v_1} = carga de velocidad en el canal de llegada.

h_{v_2} = carga de velocidad en el punto 2.

hf = pérdidas de carga existentes; en este caso serían iguales en transición de entrada.

b) Pérdida por rejilla.

Cuando la estructura consta de bastidores de barrotes y rejillas para el paso del agua, las pérdidas originadas se calculan con:

$$h_2 = K \frac{V_n^2}{2g} \quad \text{_____} \quad (6)$$

$$\text{donde } K = 1.45 - 0.45 \left(\frac{A_n}{A_s} \right) - \left(\frac{A_n}{A_s} \right)^2 \quad \text{_____} \quad (7)$$

Nomenclatura:

K = coeficiente de pérdida en la rejilla.

A_n = área neta de paso entre rejillas.

A_g = área bruta de la estructura y su soporte, que quede dentro del área hidráulica.

V_n = velocidad a través del área neta de la rejilla dentro del área hidráulica.

c) Pérdida de carga por entrada al conducto.

$$h_3 = K_e \frac{V^2}{2g} \quad \text{_____} \quad (8)$$

Nomenclatura:

V = velocidad del agua en el conducto o barril.

K_e = coeficiente que depende de la forma de entrada.

En seguida se muestran los valores respectivos del coeficiente K_e.

Compuerta en pared delgada - contracción suprimida en los lados y el fondo.	1.00
Para entrada con arista en ángulo recto.	0.5
Para entrada con arista ligeramente redondeada.	0.23
Para entrada con arista completamente redondeada $r/D = 0.15$	0.10
Para entrada abocinada circular.	0.004

d) Pérdida por fricción en el conducto.

Una fórmula muy empleada para determinar las pérdidas por -- fricción es la de Manning. Refs. (1,2,3,5,6).

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} \quad \text{-----} \quad (9)$$

$$hf = SL = \left(\frac{vn}{r^{2/3}} \right)^2 L \quad \text{-----} \quad (10)$$

Nomenclatura:

- n = coeficiente de rugosidad.
- S = pendiente hidráulica.
- V = velocidad del agua en el conducto.
- r = radio hidráulico.
- L = longitud total del conducto.
- hf = pérdida por fricción.

Cuando se trata de conducto circular $r = d/4$ la fórmula utilizada es:

$$v = \frac{0.397}{n} d^{2/3} S^{1/2} \quad (11)$$

$$hf = SL = \left(\frac{Vn}{0.397 d^{2/3}} \right)^2 L \quad (12)$$

También es muy usada la fórmula de Hazzen Williams, la que para conductos circulares tiene la forma siguiente.

$$V = 0.008508 C d^{0.63} h^{0.54} \quad (13)$$

$$h = \left(\frac{V}{0.008508 C d^{0.63}} \right)^{1.8518}$$

$$Q = 0.006682 C d^{2.63} h^{0.54} \quad (14)$$

Nomenclatura:

C = coeficiente que engloba el efecto de la fricción y que es - variable de acuerdo con el tipo de tubería.

V = velocidad del agua en el conducto.

d = diámetro de la tubería.

h = pérdida de carga.

hf = pérdida de carga por fricción.

También es usada la de Darcy-Weisbach.

$$hf = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} \quad (15)$$

donde:

f = coeficiente que depende de la rugosidad del tubo y del número de Reynolds, (tipo de regimen): $f = F (e/D, Re)$.

- L = longitud de la tubería.
 d = diámetro de la tubería.
 g = aceleración de la gravedad.
 V = velocidad del agua en el conducto.

Está fórmula sólo es aplicable para conductos circulares y se estima que es más precisa para diámetros pequeños y para flujos laminares, considerada como ecuación universal y más precisa -- solo que las fórmulas para el cálculo de "f" son más complicadas ya que las mencionadas anteriormente solo consideran flujos turbulentos que son los que se presentan por lo general en la práctica.

e) Pérdidas de carga por cambio de dirección o codos.

Una fórmula muy empleada es:

$$h_5 = K_e \sqrt{\frac{\Delta}{90}} \frac{v^2}{2g} \quad \text{--- (16)}$$

Nomenclatura:

Δ = deflexión del cambio.

K_e = coeficiente para codos comunes igual a 0.25.

f) Pérdida por válvula de limpieza.

Las pérdidas de carga que se originan en los sifones por el -- hecho de insertar lateralmente una tubería en la que se coloca una válvula para el desagüe y limpieza se deben considerar como pérdida por bifurcación de tubería. Esta pérdida existe aún -- cuando una de las partes esté cerrada por la válvula, ya que se forman turbulencias dentro de la tubería, pero en vista de que se considera muy pequeña y por su complejidad en su cálculo no se toma en cuenta.

g) Pérdidas por ampliación.

Algunas veces por exigencias topográficas no es posible localizar una transición de salida del sifón para el cambio de sección, haciéndolo en una caja, de la cual saldrá el agua al canal. La pérdida de carga será motivada por ampliación brusca en la sección, y se aplicará la fórmula de Borda, para efectos prácticos.

$$h_7 = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} \quad (17)$$

Nomenclatura:

V_1 = velocidad en el sifón.

V_2 = velocidad aproximada en la caja.

Tratándose de sección rectangular de concreto, el Departamento de Canales de Grande Irrigación recomienda usar la relación:

$$H/B = 1.25$$

donde:

H = altura del conducto.

B = ancho del conducto.

En Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural, se prefiere la sección cuadrada, porque es, en cuanto a sección, más eficiente que cualquier otra rectangular, ya que es la que tiene más área con relación al perímetro mojado.

$r = \frac{A}{P}$; r será mayor a medida que P sea más pequeña y según Manning. Ref. (6).

$Q = \frac{A}{n} r^{2/3} S^{1/2}$ para una sección dada el gasto será mayor, ya que $r^{2/3}$ es mayor.

Normalmente se proyecta un sifón de características adecuadas y como resultado se obtiene el desnivel que debe darse entre la cota del agua en el canal de entrada y la cota del agua en el canal de salida, pero puede darse el caso de que se tenga fijo el desnivel indicado y haya necesidad de dimensionar el sifón para hacer posible el flujo que se desea.

En muchos de los sifones que se proyectan en Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural hay necesidad de admitir velocidades inferiores a la antes mencionada, pero nunca menores de 1.25 m/s.

Para disminuir el depósito de azolves en la rama inferior del sifón y dado que en la mayoría de los casos se trata de conductos de poco diámetro y por lo tanto sin facilidad de limpieza, se recomienda proyectar en el canal de entrada, antes de la obra de excedencias una caja de azolves.

En el fondo de dicha caja queda a un nivel inferior al de la rasante del canal, (para mejor claridad vease elementos componentes del sifón, fig.3.

De igual manera para encontrar la elevación del canal a la salida del sifón aplicamos la ecuación de energía entre los puntos 1 y 4.

$$d_1 + hv_1 + \text{desnivel} = d_4 + hv_4 + \text{pérdidas}$$

Donde:

d_1 = tirante en el canal de entrada.

hv_1 = carga de velocidad en el canal de entrada = $\frac{v_1^2}{2g}$

d_4 = tirante en el canal de salida.

hv_4 = carga de velocidad en el canal de salida = $\frac{v_4^2}{2g}$

— Cuando se tienen las mismas características en el canal de entrada y de salida del sifón:

$$d_1 = d_4 \quad \text{y} \quad v_1 = v_4$$

desnivel = suma de pérdidas.

Algunas veces el desnivel entre el canal de entrada y de salida será insuficiente para vencer las pérdidas. En este caso si la diferencia es pequeña, hay necesidad de aplicar el teorema de Bernoulli, pero en sentido inverso, (de adelante hacia atrás), para poder encontrar el nivel del agua a la entrada del sifón y determinar el remanso que se producirá en el canal de entrada - al sifón, ésto si se desea que pase todo el gasto y conservar - el diseño propuesto.

2.3. DISEÑO ESTRUCTURAL.

Este se lleva a cabo mediante dos opciones o tentativas que son la presión hidrostática y por cargas exteriores.

La presión hidrostática se aplica cuando el sifón es muy superficial y las cargas o fuerzas interiores son notablemente superiores a las fuerzas exteriores. En caso contrario se tomarán en cuenta todos los aspectos que influyan en las cargas exteriores.

CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LOS CONDUCTOS .

El cálculo estructural está enfocado a una sección rectangular y deberá efectuarse para dos alternativas:

1.- Conducto lleno.

2.- Conducto vacío.

Para la primera condición deberá calcularse un conducto con gasto normal sin considerar cargas exteriores como casos más desfavorables, ya que para poder observar el funcionamiento de la estructura cuando se efectúa la prueba del sifón con presión del agua, no se permite que cubra al conducto hasta tener la seguridad de que la estructura y su impermeabilidad son aceptables.

El cálculo estructural de los conductos rectangulares seguirá los siguientes pasos.

1.- Análisis a Conducto Lleno.

Cargas que se deben considerar:

a) Losa Superior.

La presión hidrostática del agua es igual a:

$$W_1 = \gamma h_1 - \text{P.P.} \quad (18)$$

Donde:

P.P. = peso propio de la losa, por m^2

γ = peso específico del agua $1000 \text{ Kg}/m^3$

h_1 = carga piezométrica sobre la losa superior, en m.

b) Losa Inferior.

Se calcula de la siguiente manera:

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

Donde: R_t = reacción del terreno.

La carga de la losa inferior se determina así:

$$W_2 = \gamma h_2 + \text{P.P.} - R_t \quad (19)$$

c) Paredes Laterales.

Dentro del análisis de las paredes laterales obtenemos el diagrama trapecial formado por la presión hidrostática del agua a la altura de la losa superior, $W_3 = \gamma h_1$ y de la inferior $W_4 = \gamma h_4$.

Por claridad del diagrama se dibujaron las cargas del lado de -

afuera del conducto, pero son cargas interiores, fig.6.

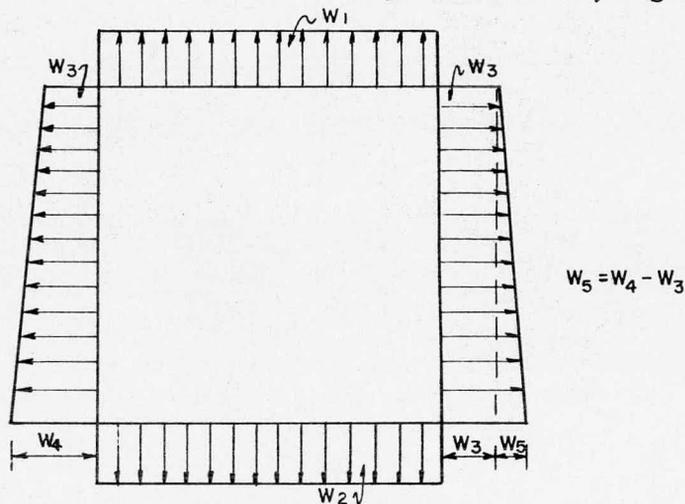


DIAGRAMA DE CARGAS

Figura 6

Si el sifón tiene altura muy grande, puede hacerse este análisis para diferentes lugares, con el objeto de tener las dimensiones y armado que se requiera para diferentes alturas y sea más económica la obra.

2.- Análisis a Conducto Vacío.

El análisis a conducto vacío esta sujeto a cargas máximas exteriores. Para esta alternativa se consideran tantos casos como sean necesarios para satisfacer las necesidades que se presenten. Generalmente se requiere hacerlo para dos tramos, el que está arriba de los bordos del arroyo y el que está abajo de éste.

Para el tramo, abajo de los bordos del arroyo como caso más --desfavorable, se consideran las siguientes cargas máximas exteriores, fig.7.

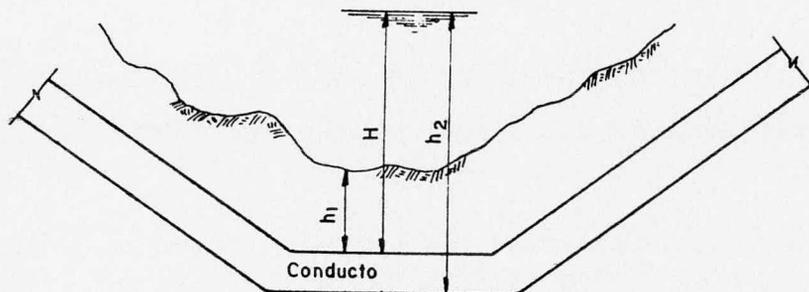


Figura 7

a) Losa Superior.

En lo que respecta al análisis de la losa superior se determina el peso del agua en el arroyo y peso del agua infiltrada en el terreno o colchón de tierra; se considera el peso de un volumen de agua con una altura H .

El peso de la tierra dentro del agua se toma con una altura h_2 (colchón de tierra) con peso volumétrico de 900 Kg/m^3 .

Para el peso propio de la losa, (se considera un peso volumétrico para la tierra seca de 1600 Kg/m^3 , caso más general, con un 30% de vacíos que serán llenados con agua, lo que da un peso de 1900 Kg/m^3 . Como se consideraron 1000 Kg/m^3 , del agua, faltan 900 Kg/m^3).

$$W_1 = \text{peso del agua} + \text{p. tierra dentro del agua} + \text{P.P. de la losa.} \quad (20)$$

b) Losa Inferior.

La losa inferior se calcula sujeta a la reacción del terreno -- menos el peso de la misma. La reacción en el terreno bajo la -- losa inferior estará sujeta a las siguientes cargas: peso del -- agua para una altura H, aplicada a todo lo ancho del conducto = P_w ; peso de la tierra dentro del agua con una altura h y un -- peso volumétrico considerado de 900 Kg/m^3 para iguales condicio -- nes = P_t más el peso propio de los conductos.

Entonces tenemos que:

$$R_t = \frac{P_w + P_t + \text{P.P. cond.} - \text{subpresión}}{\text{ancho del conducto}} \quad \text{--- (21)}$$

Donde:

P_w = peso del agua a la altura H.

P_t = peso de tierra sumergida a la altura h.

Subpresión = $wh_2 = 1000h_2$ (altura parte inferior de la losa).

W_2 = carga sobre la losa inferior = reacción del terreno +

+ subpresión - peso propio. --- (22)

c) Paredes Laterales o Verticales.

Están sujetas al cálculo por empuje de tierra y empuje de agua. Su diagrama de presiones sobre las cargas se forman con la presión hidrostática a la altura de la losa superior que será $P_a = cwh^2$ (Fórmula de Rankine) para la parte superior.

$$W_3 = P_a + P_t \quad \text{--- (23)}$$

Por las razones antes indicadas W_5 se determina con: la presión hidrostática a la altura de la losa inferior que valdrá, fig.8.

$$W_5 = P'_a + P'_t \quad \text{-----} \quad (24)$$

Donde:

$$P'_a = wH'$$

y la presión de la tierra dentro del agua será;

$$P'_t = cwh'$$

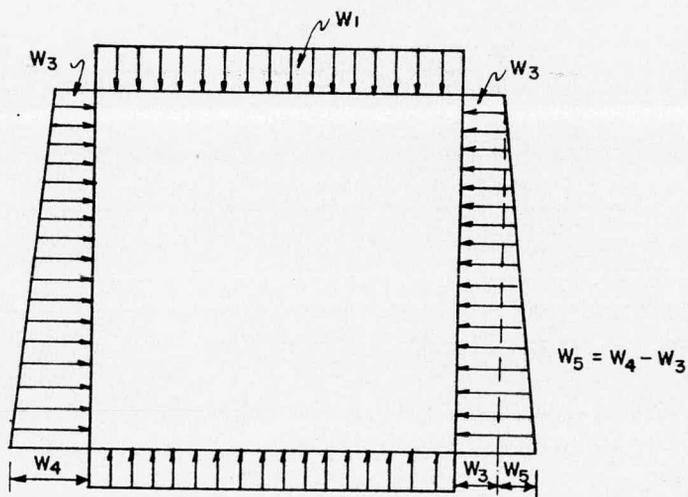


Figura 8

Ahora siguiendo con el diseño tenemos que para el tramo por analizar arriba del nivel del cauce se hacen las mismas consideraciones suprimiendo las debidas a presión hidrostática exterior y subpresión. Con las cargas encontradas en el conducto, se hace el análisis para cada uno de los casos, considerando los conductos como marcos rígidos y determinando los momentos de continuidad por cualquiera de los métodos usados.

Se determinan los momentos flexionantes entre los nodos de cada pieza. Se calculan los esfuerzos cortantes en cada barra y se corrigen por diferencias de los momentos de continuidad. De acuerdo con el momento flexionante mayor encontrado para el caso más desfavorable, se calcula el espesor necesario para resistirlo y se revisa por esfuerzo cortante, aumentándole las dimensiones si fuera necesario.

Para las condiciones de cargas externas las piezas del marco -- propuesto trabajarán a flexo-compresión, por lo que habrá necesidad de verificar cuales serán las fatigas externas de trabajo del acero y del concreto. Las compresiones en las piezas horizontales serán las fuerzas cortantes en las verticales o viceversa.

El marco se calcula para carga exterior e interior determinando el esfuerzo necesario por flexión. Se armará el conducto para cada caso colocando el fierro en cada pieza del marco de acuerdo con el momento que se presenta.

Quedará así sobrado en fierro para determinadas condiciones, pero al límite adecuado para las que obligaron el diseño. Se procura conservar el espesor de las paredes del barril de las mismas dimensiones por comodidad de construcción en todo el conducto.

Para sifones con cargas hidrostáticas grandes, generalmente el caso más desfavorable y que gobernará el cálculo de éste, será el conducto lleno y el espesor quedará regido por la fuerza -- cortante máxima. Pero para los sifones de poca altura el espesor del marco podrá regirse por el máximo momento flexionante. En cualquiera de los dos casos deberá hacerse el estudio completo.

Es necesario colocar juntas de dilatación a cada 20 m., perpendiculares al eje del sifón, cortadas por un sello de cloruro de polivinilo y sin interrumpir el fierro longitudinal calculado -- por temperatura cuando se tiene poca carga.

Lo ideal sería colocar toda la sección del conducto monolíticamente entre juntas de dilatación pero como esto no es prácticamente posible, conviene hacer dos colados: el primero correspondiente a la plantilla y paredes del conducto hasta una altura -- aproximada de una cuarta parte de la altura y el segundo colado se limpiará y preparará la superficie del concreto de contacto -- haciendo la liga por medio del aditivo conveniente que hubiere -- en el comercio.

En lo que respecta a secciones circulares, la condición fundamental de toda tubería es su impermeabilidad, pues en las de -- concreto puede fallar por la porosidad propia del mismo, o por el agrietamiento debido al alargamiento del fierro de refuerzo -- que produce a su vez esfuerzos no admisibles de tensión en el -- concreto. La porosidad se puede evitar en gran parte con una -- buena dosificación de agregados, una baja relación agua-cemento -- uso de aditivos y un colado así como un vibrado cuidadosos.

En las tuberías que trabajan con una presión considerable el -- problema del agrietamiento se acentúa y trae como consecuencia-- infiltraciones que con el tiempo oxidan y reducen el área de -- refuerzo. El agrietamiento se reducirá mucho si para el diseño-- se considera usar en el armado, esfuerzos de tensión inferiores a los usuales permisibles, refs. (3,10,11).

El U.S.Bureau of Reclamation propone los siguientes esfuerzos - de diseño:

Esfuerzo reducido Kg/cm ²	Carga máxima m.
1125	15.24
984	22.86
879	38.10

Serge Leliavsky recomienda escoger un esfuerzo de $f_s = 800 \text{ Kg/cm}^2$ aproximadamente y nunca mayor de 1000 Kg/cm^2 .

El Dr. Mario Mainardis ref. (3), opina que no deben construirse conductos de concreto con cargas superiores a 60 m. (columna de agua); aconseja por otra parte, que el producto diámetro por -- carga no sobrepase a 200 m^2 .

El libro "Saltos de agua y presas de embalse" Tomo 1, de J.L. - Gómez Navarro ref. (7), presenta la siguiente relación:

Cargas en m.	Kg/cm ²
0 a 6	1000
6 a 12	900
12 a 18	850
18 a 24	800
24 a 30	700
30 a 36	630

Cargas en m.	Kg/cm ²
más de 36	600

La S.A.R.H. ha optado, después de un análisis de estos diferentes criterios, utilizar para simplificar el cálculo, las siguientes fatigas en el acero:

Para cargas hasta de 20 m. $f_s = 1000 \text{ Kg/cm}^2$

Para cargas mayores de 20 m. $f_s = 800 \text{ Kg/cm}^2$

En los conductos sujetos a las dos condiciones de carga, intervendrán, por tanto las fatigas respectivas. Para cargas mayores de 60 m., los conductos se proyectarán con tubería de asbesto - cemento o de fierro.

El colchón sobre los sifones los protege del intemperismo y de alguna posible destrucción intencional, por lo que es aconsejable aún cuando no sea indispensable construirlo cuando pasan -- abajo de un camino o vía ferrea o cruzan terrenos de labor.

Los sifones con tubería de asbesto cemento no requerirán de -- cálculo estructural ya que están fabricados para las cargas -- recomendadas por los fabricantes y ellos se responsabilizan de las especificaciones, solo habrá que cumplir con las indicaciones.

Por lo que respecta a los sifones de fierro son un poco frecuentes en Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural, ya que se -- justifican solamente para cargas hidrostáticas superiores de -- 140 m., y su cálculo debido a las fuertes presiones en la parte muy cargada es un poco laboriosa.

2.3.1. ATRAQUES.

En lo que corresponde a los atraques estos se utilizarán en el recorrido de los sifones de sección circular que presentan cambios de dirección o deflexiones, algunas veces horizontales y la mayoría verticales. En estos cambios de dirección se presentan empujes debidos a fuerzas dinámicas producidas por el agua en movimiento, e hidrostáticas debida a la carga de agua que obra sobre ellos.

También se tienen efectos producidos por dilatación de los materiales al cambiar la temperatura o fricción de los materiales en contacto. En las deflexiones verticales se presentan dos casos:

- a) Deflexión que produce empuje hacia el terreno natural.
- b) Deflexión que produce empuje hacia afuera del terreno.

Cuando en una tubería que trabaja a presión, se presenta un cambio de dirección, éste se hace con un "codo" que puede ser de radio más o menos corto. En el codo se presentan fuerzas que se trasmiten al exterior y que hay que absorber con un atraque.

Los empujes que se presentan en el atraque sifón serán para tres casos:

- 1) Tubo vacío.
- 2) Tubo lleno de agua (sin que ésta experimente movimiento alguno).
- 3) Tubo con agua en circulación.

Como los casos anteriores 1 y 2 no producen fuerzas dinámicas - se analizará el caso tres como más desfavorable.

Las fuerzas que actúan sobre el atraque serán de acuerdo a su - importancia:

- 1.- Fuerza producida por la carga hidrostática actuando a lo -- largo de la tubería.
- 2.- Fuerza dinámica debida al cambio de dirección.
- 3.- Fuerza debida al peso propio de la tubería hasta la junta - de expansión. Como generalmente los sifones se proyectan -- enterrados, esta fuerza se desprecia, ya que la absorbe la fricción que existe entre el tubo y el terreno.
- 4.- Fuerza de fricción de la tubería sobre el terreno, obrando - en sentido contrario a las anteriores que no se considera - por lo mencionado en el punto anterior.
- 5.- Fuerza de fricción debida al rozamiento del agua contra las paredes del tubo que crea una nueva fuerza desde el momento en que la masa líquida descendente tiende arrastrar el tubo en su dirección. Esta fuerza es de magnitud despreciable y - no se toma en cuenta.
- 6.- Fuerza producida por la contracción o dilatación de la tube - ría que también es de poca magnitud debida al poco cambio - de temperatura por estar el tubo enterrado. Esta fuerza se - procura disminuir envolviendo al tubo con algún material -- que permita en lo posible el libre deslizamiento de la tube - ría dentro del atraque.

De acuerdo con los puntos anteriores sólo se considera la fuer - za dinámica y la fuerza hidrostática.

La fuerza dinámica de acuerdo al principio de conservación de la Cantidad de Movimiento, ref. (2), valdrá:

$$F_d = w \frac{V}{g} \text{ (25)}$$

La fuerza hidrostática será:

$$F_e = A p \text{ (26)}$$

Su suma de estas fuerzas valdrá:

$$F = A w \left(\frac{V^2}{g} + h \right) \text{ (27)}$$

En donde:

w = unidad de peso del agua = 1000 Kg/m^3

$W = Qw$

Q = gasto que pasa por el tubo en m^3/s .

A = área de la sección del tubo en m^2 .

P = presión hidrostática = wh .

h = altura hidrostática en m .

V = velocidad del agua en el conducto en m/s .

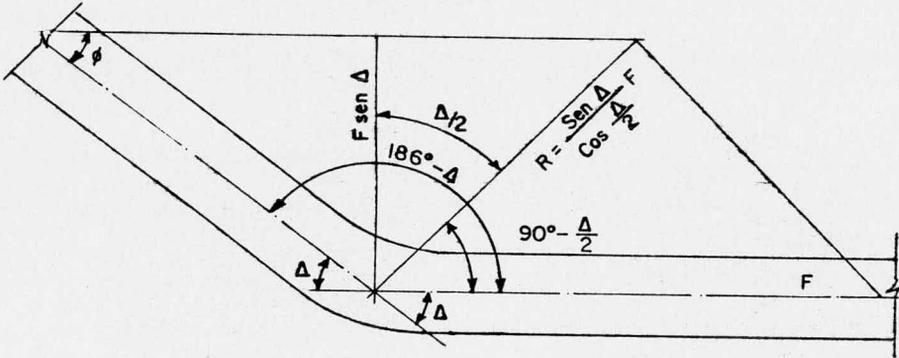
g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s/s).

F = fuerza total en el codo.

a) Empuje hacia el terreno natural.

De la figura 9 tenemos:

Δ = Deflexión



$$\text{Sen } \Delta = 2 \text{ Sen } \frac{\Delta}{2} \text{ Cos } \frac{\Delta}{2}$$

$$2 \text{ Sen } \frac{\Delta}{2} = \frac{\text{Sen } \Delta}{\text{Cos } \frac{\Delta}{2}}$$

La reacción resultante valdrá:

$$R = 2 \left(\frac{wV}{2} + Ap \right) \text{ Sen } \frac{\Delta}{2} \quad (28)$$

La reacción resultante se descompone en una fuerza horizontal - "H" y otra vertical "V".

$$H = R \text{ Sen } \frac{\Delta}{2} \quad ; \quad V = R \text{ Cos } \frac{\Delta}{2}$$

Con las fuerzas vertical y horizontal se proyecta una cubierta de concreto para resistir esas cargas, que cumpla con los siguientes requisitos:

- Que no deslice.

$$\sum F_v \geq \frac{F_s \sum F_H}{\mu} \quad (29)$$

donde:

$\sum F_v$ = suma de fuerzas verticales.

$\sum F_h$ = suma de fuerzas horizontales.

μ = coeficiente de fricción general.

FS = factor de seguridad mayor o igual a 2.

- Que no se hunda.

$$A = \frac{\sum F_v}{f_t} \quad (30)$$

b) Empuje hacia afuera del terreno.

El cálculo se hace en forma similar pero con reacción contraria, fig.10.

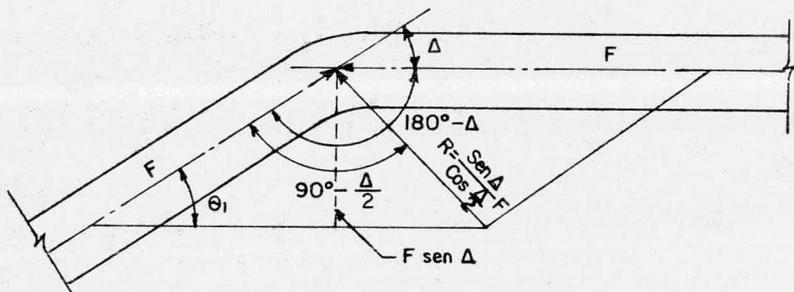


Figura 10

$$F = Aw \left(\frac{v^2}{g} + h \right) \quad (31)$$

$$R = 2 F \text{ Sen } \frac{\Delta}{2} = \left(2 W \frac{v}{g} + Ap \right) \text{ Sen } \frac{\Delta}{2} \quad (32)$$

La reacción resultante también se descompone en una fuerza horizontal "H" y otra vertical "V".

$$H = R \text{ Sen } \frac{\Delta}{2} \quad ; \quad V = R \text{ Cos } \frac{\Delta}{2}$$

Con las fuerzas determinadas se proyecta un atraque que deberá cumplir dos condiciones:

1.- Que no flote.

$$F_r = \text{peso del atraque} - V = 0 \quad (33)$$

donde; peso del atraque $\geq V$

Deberá proyectarse un atraque cuyo peso nulifique la fuerza vertical que obra sobre este, hacia arriba. El armado deberá calcularse para resistir la tensión que la fuerza vertical provoca.

2.- Que no deslice.

$$F_s \geq F_H = \mu \Sigma F_v \quad (34)$$

donde:

μ = coeficiente de fricción del material del terreno.

Valores para μ	
Concreto sobre tierra vegetal seca	0.65
Concreto sobre concreto	0.75
Piedra sobre fierro	0.55
Mampostería sobre arcilla seca	0.50
Mampostería sobre grava	0.60
Mampostería sobre arena	0.40

Cuando se trata de tramos con una inclinación fuerte hay necesidad de proyectar atraques intermedios de concreto con brida en la parte superior de acero, que impidan el deslizamiento de la tubería cuando el agua no circule sobre el atraque inferior.

Para evitar esto se proyectan los atraques que fueren necesarios, considerando el peso del tubo más el peso de la columna de agua (en el tramo).

Para el cálculo de los atraques se han despreciado los efectos de la fricción del agua sobre la tubería y de la tubería sobre el terreno.

2.3.2. CALCULO ESTRUCTURAL DE LAS TRANSICIONES DE ENTRADA Y SALIDA.

Las transiciones deben calcularse estructuralmente de acuerdo con las cargas que obran sobre ellas. Se presentan en -- las transiciones dos tipos de carga, uno por empuje de tierra y otro por empuje de agua.

Como caso más desfavorable en la mayoría de los casos, sucede cuando el canal esté vacío y obre sobre los muros el -- empuje de tierra contrarrestado por el peso propio del muro.

Empuje de Tierra.

El empuje de tierra se calcula con la teoría de Rankine.

$$P = \frac{1}{2} wh \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} = \frac{1}{2} wh^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{--- (35)}$$

donde:

P = empuje de tierra en Kg.

w = peso volumétrico del terreno, 1800 Kg/m³

h = altura del muro, variable.

ϕ = ángulo de fricción interno del material.

Cuando no haya sobre carga adicional en los muros laterales la carga estará actuando a 1/3 de la altura, es decir a partir de la base del muro.

Por otro lado las transiciones podrán ser de mampostería o de concreto de acuerdo con las conveniencias del caso y -- estarán compuestas de dos muros laterales, una losa al fondo y un muro de cabeza del que salen los conductos. El análisis se reducirá a determinar las dimensiones convenientes de los muros laterales y de cabeza que resistan las cargas-

a las que estan sujetos.

El talud en las transiciones va variando desde la inclinación correspondiente al talud del canal, hasta un paramento vertical.

Empuje de Agua.

El empuje hidrostático se calcula determinando la presión máxima.

Presión máxima = γh en Kg/m²; (h = altura del muro). _____ (36)

Empuje o fuerza cortante = $V = \frac{\gamma h^2}{2} \times 1.0$ m. en Kg. _____ (37)

Momento flexionante = $V \frac{h}{3}$ en Kg-m. _____ (38)

El análisis de estabilidad se hará suponiendo dimensiones a la corona, encontrando la base y revisando si se verifican las siguientes condiciones:

1.- Que no voltee.

Se consideran las siguientes cargas:

Peso volumétrico de mampostería = 2000 Kg/m³

Peso volumétrico de concreto = 2400 "

Para evitar la falla por volteo, el momento de la fuerza horizontal con respecto al borde exterior no debe ser mayor que el momento de la fuerza vertical con respecto al mismo punto.

Es conveniente que la resultante del empuje y el peso del muro intersecten a la base dentro del tercio medio para que se ejerza sobre toda el área del terreno efecto de compresión. Se considera un factor de seguridad de 2.

2.- Que no deslice.

Se considera el peso del relleno que gravita sobre el muro más sobre carga de 0.50 m., de alto o más si es que la tuviere. El peso de tierra húmeda será de 1800 Kg/m³.

La resultante de todas las cargas verticales que obran sobre el muro multiplicada por el coeficiente de fricción entre mampostería o concreto y tierra húmeda debe ser mayor que el empuje de tierra. Se considera un factor de seguridad de 2.

3.- Que las fatigas en cualquier sección horizontal del muro no sean mayores a las fatigas del trabajo admisibles y el desplante del muro que no sobrepase a la fatiga máxima del terreno. Se revisan las fatigas de acuerdo con la fórmula:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{P \bar{x} V}{I} \quad (39)$$

donde:

P = resultante de todas las cargas verticales.

A = área de la sección transversal.

\bar{x} = excentricidad de la resultante P con relación al eje de -- gravedad del área.

I = momento de inercia del área A con relación al eje de gravedad.

Cuando la resultante de todas las fuerzas caiga dentro de la -- base del muro podrán presentarse las siguientes distribuciones de esfuerzos en el terreno de acuerdo con la posición de ésta, -- fig.11.

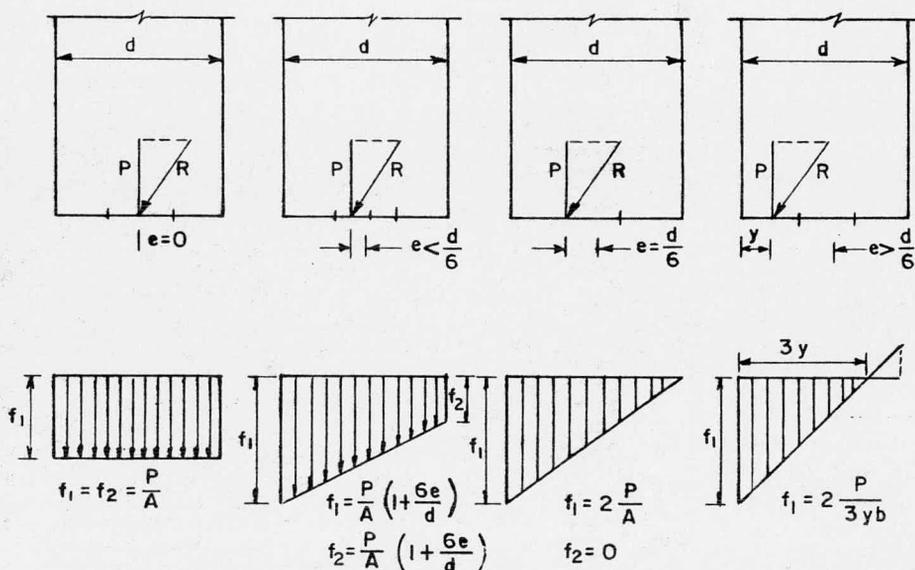


Figura II

En el último caso o sea cuando la resultante interseca a la base en un punto situado fuera del tercio medio, sólo una parte del terreno estará sometida a esfuerzos de compresión siendo el ancho de esta base igual a $3y$.

En hoja anexa se presentan los empujes resultantes de acuerdo con las diferentes condiciones de carga sobre los muros y las fatigas que antes se mencionaron.

Antes de determinar las dimensiones requeridas para una cimentación, el diseñador debe asegurarse de la capacidad de carga permisible del terreno por medio de la experiencia o por pruebas "in situ" siguiendo las recomendaciones del Laboratorio de Mecánica de Suelos o de Rocas, obteniendo muestras inalteradas representativas del sitio y según la formación a diferentes profundidades, (suelos compresibles).

En seguida se muestran capacidades de carga permisible promedio para diferentes tipos de terreno.

CAPACIDAD DE CARGA PERMISIBLE DE DIFERENTES TIPOS DE TERRENO PARA CIMENTACION EN TONELADAS POR METROS CUADRADOS.

Terreno aluvial	5
Arcilla suave	10
Arcilla firme	20
Arena húmeda	20
Arena y arcilla mezcladas	20
Arena fina seca	30
Arcilla dura	40
Arena gruesa seca	40
Grava	60
Grava y arena bien cementadas	80
Tepetate o pizarro dura	100
Roca mediana	190
Roca bajo cajones de cimentación	250
Roca dura	780

2.4. PROYECTO "XOTHO", MPIC. DE IXMIQUILPAN, EDO. HGO.

SIFON KM. 32 + 922.56 A 32 + 954.02

Se proyectó como estructura de cruce un sifón con sección rectangular para un gasto de $5.30 \text{ m}^3/\text{s}$.

2.4.1. ANALISIS HIDRAULICO.

Características hidráulicas antes y después del sifón.

Por medio de la ecuación de Continuidad y fórmula de Manning- se verifican los datos aportados por la residencia.

Datos: Canal de entrada y salida.

Q = 5.30	m^3/s .	d = 1.608	m.
S = 0.0005		A = 4.676	m^2
b = 1.30	m.	P = 5.848	m.
n = 0.017		r = 0.799	m.
t = 1:1		V = 1.133	m/s.
H = 1.90	m.		

Se cuenta con un desnivel de 50 cm., por lo que se proyectó - este sifón con la sección requerida para que las pérdidas de carga sean iguales o ligeramente menores a ese desnivel.

Dentro del análisis de datos nos debe de cumplir la siguiente igualdad:

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = AR^{2/3} \quad \text{donde: } \frac{Q_n}{S^{1/2}} = 4.029$$

Verificando el tirante normal:

d	A	P	R	$R^{2/3}$	V	$AR^{2/3}$
1.608	4.676	5.848	0.799	0.862	1.133	4.029

observamos entonces que cumple con la igualdad.

Una vez hecho el trazo del sifón y de acuerdo con la carga hidráulica disponible y velocidad propuesta, se ensayaron varias secciones para el conducto, escogiendo la que dió una suma de pérdidas aproximadamente igual a la carga disponible.

Datos Hidráulicos del Conducto.

Sección del conducto de 1.45 x 1.45 (interior).

Carteles de 0.1 x 0.1 m.

Area bruta del conducto = 1.45 x 1.45 = 2.103 m²

Area acartelada = 2.083 m²

Perímetro = 4.434 m.

$$R = \frac{A}{P} = 0.4698 \text{ m.}$$

$$R^{2/3} = 0.6046$$

$$V_c = \frac{Q}{A} = 2.54 \text{ m/s.}$$

$$h_{v_c} = \frac{v^2}{2g} = 0.329 \text{ m.}$$

Para cambiar de sección trapezoidal del canal a cuadrada en el conducto, será necesario una longitud de transición, la cual calculamos con la fórmula de Hinds:

$$L = \frac{T - t}{2} \cot \alpha ; \quad T = b + 2td = 4.516 \text{ m.}$$

t = ancho del conducto = 1.45 m. ; $\alpha = 12^\circ 30'$ o $22^\circ 30'$
sustituyendo valores:

$$L_1 = \frac{T - t}{2} \cot 12^\circ 30' = 6.92 \text{ m.}$$

$$L_2 = \frac{T - t}{2} \cot 22^\circ 30' = 3.70 \text{ m.}$$

Se puede elegir cualquiera de las dos o una que sea el promedio de ambas, pero nunca menor a 1.00 m. Para nuestro caso elegiremos un promedio de ambas longitudes, cerrándola a $L = 5.00 \text{ m.}$

Funcionamiento Hidráulico del Sifón.

1.- Pérdida por transición de Entrada.

Establecemos Bernoulli entre los puntos 1 y 2, fig.12.

$$d_1 + h_{v1} + \text{desnivel} = d_2 + h_{v2} + h_{te}$$

donde:

$$h_{te} = 0.1 \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} = 0.003 \text{ m.}$$

Suponemos un $d_2 = 2.68 \text{ m.}$ y sustituyendo valores, entonces;

$$d_1 + h_{v1} + \text{desnivel} = d_2 + h_{v2} + h_{te}$$

$$2.773 \quad \hat{=} \quad 2.777$$

$$\% \text{ ahogamiento} = \frac{d_2 - d}{d} \times 100 = 85$$

% ahogamiento = 85 mayor al 10% (correcto).

2.- Pérdida por Entrada al Conducto.

Se considera entrada con arista ligeramente redondeada $K_e = 0.25$

$$L_1 = \frac{T - t}{2} \cot 12^\circ 30' = 6.92 \text{ m.}$$

$$L_2 = \frac{T - t}{2} \cot 22^\circ 30' = 3.70 \text{ m.}$$

Se puede elegir cualquiera de las dos o una que sea el promedio de ambas, pero nunca menor a 1.00 m. Para nuestro caso elegiremos un promedio de ambas longitudes, cerrándola a $L = 5.00 \text{ m.}$

Funcionamiento Hidráulico del Sifón.

1.- Pérdida por transición de Entrada.

Establecemos Bernoulli entre los puntos 1 y 2, fig.12.

$$d_1 + h_{v1} + \text{desnivel} = d_2 + h_{v2} + h_{te}$$

donde:

$$h_{te} = 0.1 \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} = 0.003 \text{ m.}$$

Suponemos un $d_2 = 2.68 \text{ m.}$ y sustituyendo valores, entonces;

$$d_1 + h_{v1} + \text{desnivel} = d_2 + h_{v2} + h_{te}$$

$$2.773 \quad \hat{=} \quad 2.777$$

$$\% \text{ ahogamiento} = \frac{d_2 - d}{d} \times 100 = 85$$

$\% \text{ ahogamiento} = 85 \text{ mayor al } 10\% \text{ (correcto).}$

2.- Pérdida por Entrada al Conducto.

Se considera entrada con arista ligeramente redondeada $K_e = 0.25$

$$h_c = K_e \frac{V_c^2}{2g} = 0.082 \text{ m.}$$

3.- Pérdida por Rejilla.

Tomamos solera de 0.95 x 3.81 (3/8 x 1 1/2") a cada 10 cm.

$$h_r = K \frac{V_c^2}{2g} = 0.071 \text{ m.}$$

$$\text{donde: } K = 1.45 - 0.45 \left(\frac{A_n}{A_g} \right) - \left(\frac{A_n}{A_g} \right)^2 = 0.2165$$

4.- Pérdida por Fricción.

$$h_f = SL = \frac{Vn}{R^{2/3}} L = 0.186 \text{ m.}$$

nota: Se considera adecuado tomar una rugosidad de $n = 0.017$ -- para estos cálculos, para absorber condiciones de colados defectuosos.

5.- Pérdida por Cambio de Dirección.

$$h_{cd} = K_c \sqrt{\frac{\Delta}{90^\circ}} \frac{V^2}{2g} \quad \text{donde, tomaremos un } K_c = 0.25$$

Para nuestro caso la fórmula queda expresada así:

$$h_{ed} = K_e \times \frac{V^2}{2g} \times \frac{n}{1} \sqrt{\frac{\Delta}{90^\circ}} = 0.174 \text{ m}$$

para N codos.

6.- Pérdida por Transición de Salida.

En forma análoga aplicamos Bernoulli entre los puntos 3 y 4 -- fig.13.

$$d_3 + h_{v_3} - h_{t_s} = d_4 + h_{v_4} + \text{desnivel.}$$

donde:

$$ht_s = 0.2 \left(\frac{v_3^2 - v_4^2}{2g} \right) = 0.002 \text{ m.}$$

Suponemos un $d_3 = 3.04 \text{ m.}$ y sustituyendo valores, entonces;

$$d_3 + hv_3 - ht_s = d_4 + hv_4 + \text{desnivel}$$

$$3.109 \dot{=} 3.111$$

Por lo tanto la suma de pérdidas es igual a 0.51 m. mayor a --
0.50 m., se acepta.

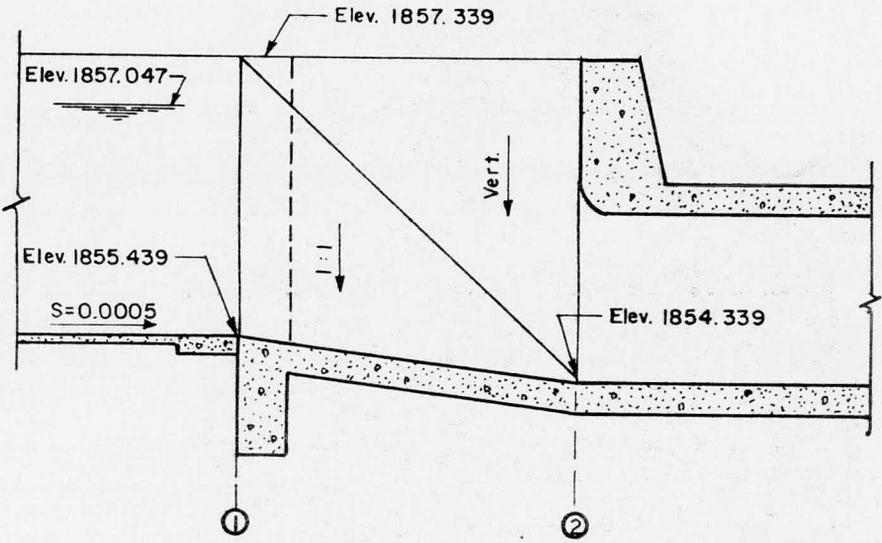


Figura 12

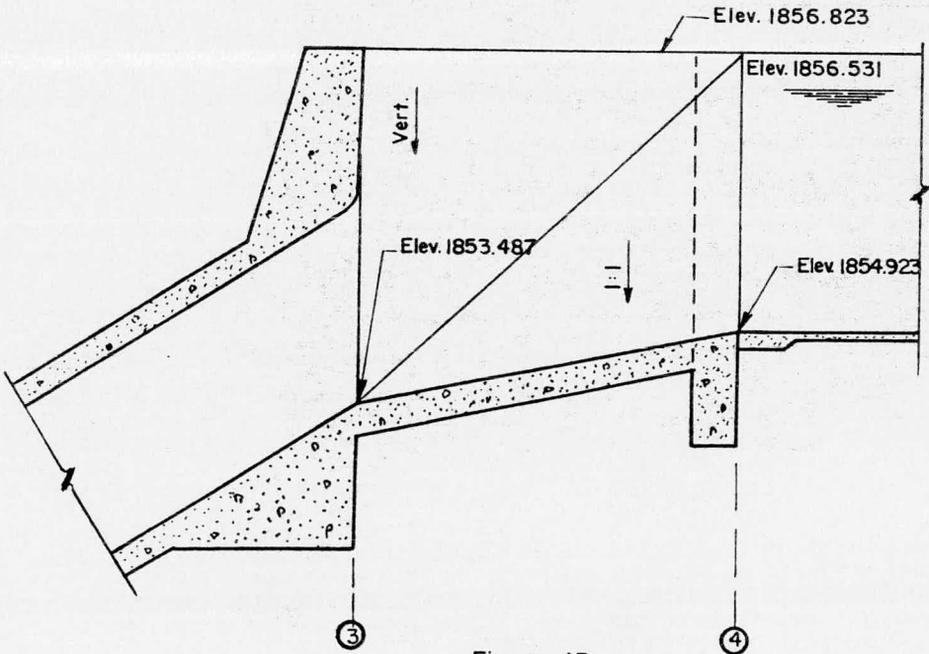


Figura 13

2.4.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SIFON.

Se analiza para conducto lleno y conducto vacío.

Cálculo Estructural de la sección a conducto lleno.

Se supone para el diseño un espesor para las paredes de - - 0.25 m. y carteles de 0.10 x 0.10 m., fig.14.

Se revisa la sección central del conducto.

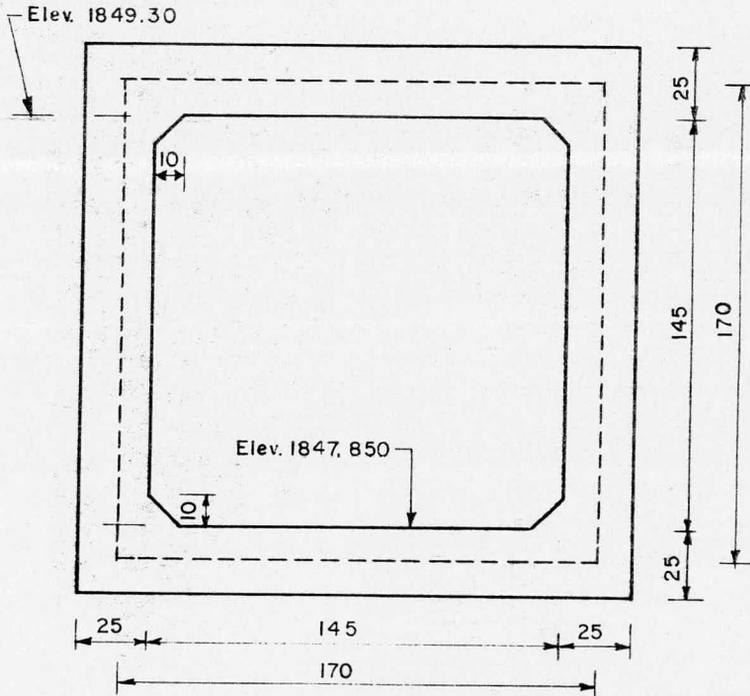


Figura 14

Carga sobre losa superior.

Elev. del agua a la entrada del conducto	= 1857.047
Elev. lecho inferior losa superior	= <u>1849.300</u>
Carga hidrostática	= 7.747 m.

Tenemos entonces que:

$$w_{ph} = 7.747 \times 1000 = 7747 \text{ Kg/m}^2$$

$$P.P. = 600 \text{ Kg/m}^2$$

donde la presión hidrostática del agua será igual a;

$$W_1 = w_{ph} - P.P. = 7147 \text{ Kg/m}^2$$

Carga sobre losa inferior.

Elev. del agua a la entrada del conducto	= 1857.047
Elev. lecho superior losa inferior	= <u>1847.850</u>
Carga hidrostática	= 9.197 m.

Tenemos entonces que:

$$w_{ph} = 9.197 \times 1000 = 9197 \text{ Kg/m}^2$$

El peso propio del agua es:

$$\text{Area hidráulica del conducto} = 2.083 \text{ m}^2$$

$$W_w = 2.083 \times 1000 = 2083 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Peso propio del conducto} = 4080 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Peso propio de la losa inferior} = 600 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Reacción del terreno} = 3160 \text{ Kg/m}^2$$

La carga total será igual a:

$$W_2 = w_{ph} + P.P. \text{ losa inferior} - R_t = 6637 \text{ Kg/m}^2$$

Carga sobre losas laterales.

Se toma la misma carga sobre los extremos de cada losa y forma un diagrama trapecial, fig.15.

$$W_3 = wph = 7747 \text{ Kg/m}^2 \text{ losa superior.}$$

$$W_4 = wph = 9197 \text{ Kg/m}^2 \text{ losa inferior.}$$

$$W_5 = W_4 - W_3 = 1450 \text{ Kg/m}^2 \text{ losa inferior.}$$

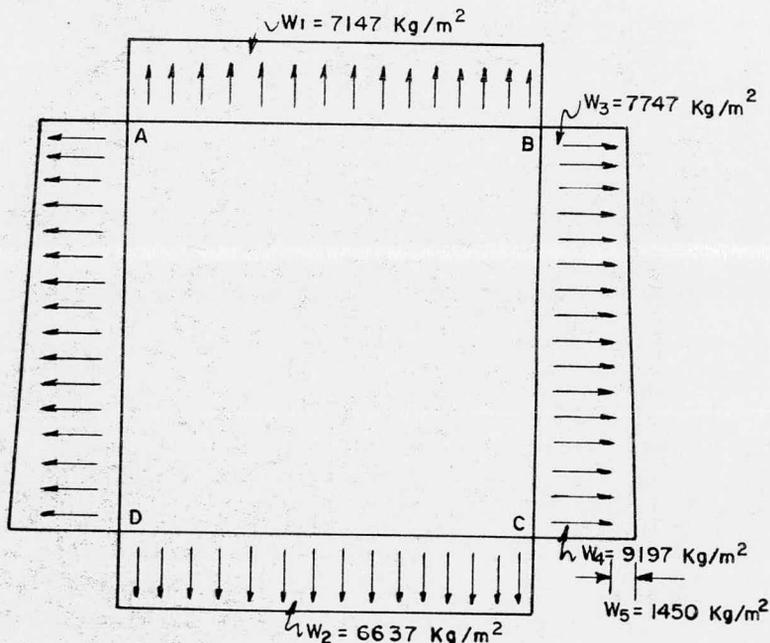


DIAGRAMA DE CARGAS

Figura 15

Momentos de Empotramiento.

Barra A - B

$$M_{A-B} = \frac{w_1 L^2}{12} = 1721 \text{ Kg-m.}$$

Barra D - C

$$M_{D-C} = \frac{w_2 L^2}{12} = 1598 \text{ Kg-m.}$$

Barras laterales AD y BC

$$M_{A-D} = \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{w_5 L^2}{30} = 2005 \text{ Kg-m.} \quad \text{donde; } M_{A-D} = M_{B-C}$$

$$M_{D-A} = \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{w_5 L^2}{20} = 2075 \text{ Kg-m.}$$

donde $M_{D-A} = M_{C-B}$, fig.16.

Con las cargas obtenidas resolvemos el marco rígido.

$$\text{Rígideces } K_{AB} = K_{CD} = K_{AD} = K_{BC} = \frac{4EI}{L} = 2.353 EI$$

Como todas las piezas son iguales en sección y longitud, sus -- rigideces absolutas son iguales. Y su factor de distribución -- es igual a 0.5 (sección constante).

$$\text{Factor de Distribución} = \frac{K}{K+K} = 0.5 = \text{rigidez relativa.}$$

Para la determinación de los momentos finales empleamos el Méto do de Cross.

Su distribución de momentos se muestra de la siguiente forma:

NUDO	A		B		C		D	
	A-D	A-B	B-A	B-C	C-B	C-D	D-C	D-A
M inicial	+ 2005	- 1721	+ 1721	- 2005	+ 2075	- 1598	+ 1598	- 2075
φ_1	- 142	- 142	+ 142	+ 142	- 239	- 239	+ 239	+ 239
t_1	+ 120	+ 71	- 71	- 120	+ 71	+ 120	- 120	- 71
φ_2	- 96	- 96	+ 96	+ 96	- 96	- 96	+ 96	+ 96
t_2	+ 48	+ 48	- 48	- 48	+ 48	+ 48	- 48	- 48
φ_3	- 48	- 48	+ 48	+ 48	- 48	- 48	+ 48	+ 48
M final	+1887	-1888	+1888	-1887	+1811	-1813	+1813	+1811
		M A		M B		M C		M D

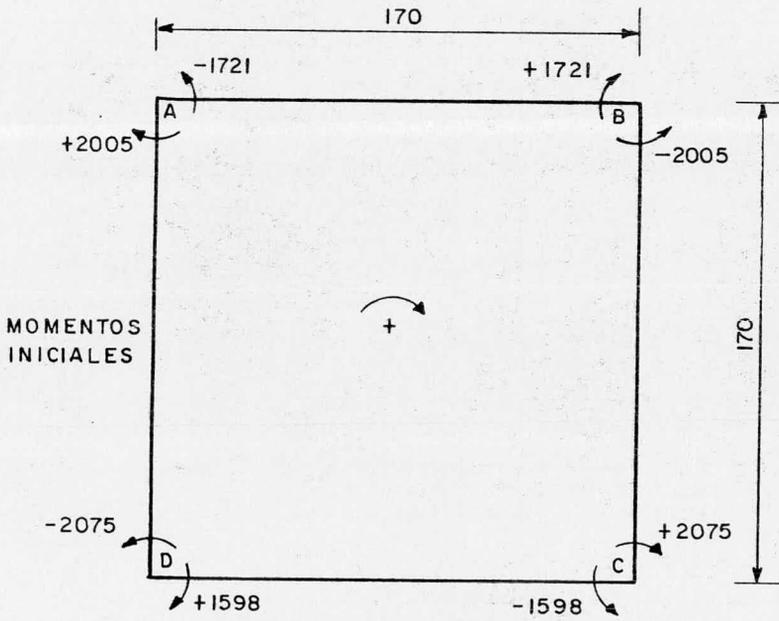


Figura 16

Reacciones o fuerzas cortantes en cada viga:

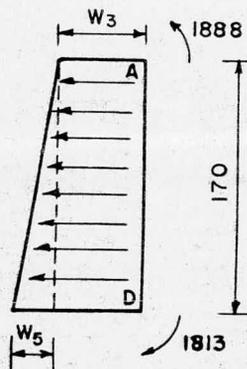
Pieza AB cortante isostático

$$R_A = R_B = \frac{W_1 L}{2} = 6075 \text{ Kg.}$$

Pieza DC cortante isostático

$$R_D = R_C = \frac{W_2 L}{2} = 5641 \text{ Kg.}$$

Las reacciones en las piezas laterales AD y BC hay que corregir las debido a la diferencia de momentos en sus extremos, fig.17.



$$W_3 = 7747 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_4 = 9197 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_5 = 1450 \text{ Kg/m}^2$$

Figura 17

Cortante isostático.

$$R_A = V_A = \frac{W_3 L}{2} + \frac{W_5 L}{6} = 6996 \text{ Kg.}$$

$$R_D = V_D = \frac{W_3 L}{2} + \frac{W_5 L}{3} = 7407 \text{ Kg.}$$

Cortantes hiperestáticos.

$$V_H = \frac{M - m}{L} = 44 \text{ Kg.}$$

donde: $R_A = V_A = 6996 + V_H = 7040 \text{ Kg.}$

$$R_D = V_D = 7407 - V_H = 7363 \text{ Kg., fig.20.}$$

Momentos flexionantes al centro del claro.

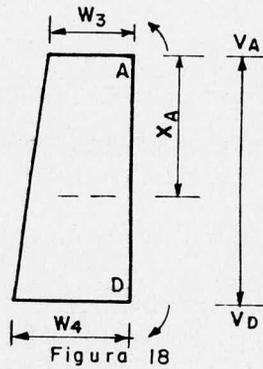
Pieza A - B

$$M_{A-B} = \frac{W_1 L^2}{8} - M_A = 694 \text{ Kg-m.}$$

Pieza D - C

$$M_{D-C} = \frac{W_2 L^2}{8} - M_C = 587 \text{ Kg-m.}$$

Barras laterales A - D y B - C ; fig.18.



$$X_{PD} = \frac{-W_3 L + \sqrt{W_3^2 L^2 + 2VA L W_5}}{W_5} = 0.867 \text{ m}$$

El momento máximo valdrá:

$$M_{XAD} = -M_{AD} + V_{AD} X_{AD} - \frac{W_3 X_{AD}^2}{2} - \frac{W_5 X_{AD}^3}{6L} = 1212 \text{ Kg-m.}$$

Entonces el momento máximo es igual a 1212 Kg-m., fig.19.

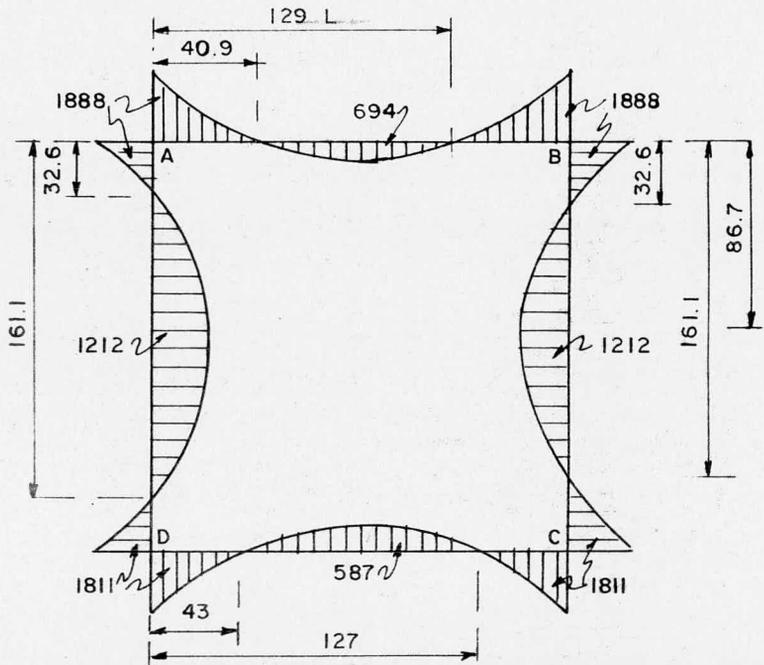
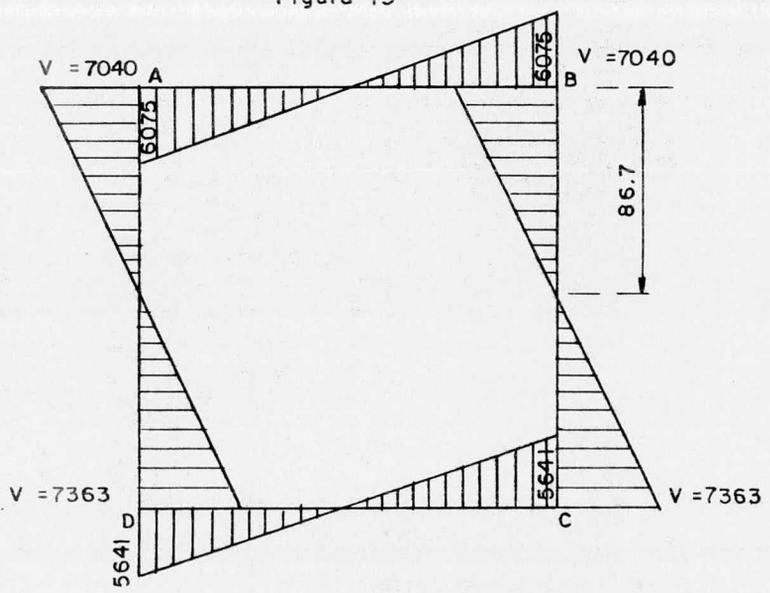


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES-CONDUCTO LLENO

Figura 19



DIAGRAMAS DE FUERZAS CORTANTES - CONDUCTO LLENO

Figura 20

Diseño a conducto lleno.

Se calcula el peralte máximo para momento máximo positivo o negativo o para el esfuerzo cortante mayor y todas las barras restantes del marco se proyectan y arman con las mismas dimensiones.

Tomamos 4 cm. de recubrimiento, donde:

$$d = 25 - 4 = 21 \text{ cm. y } h = 25 \text{ cm.}$$

Peralte por momento.

$$M_{\text{máx.}} (-) = 1888 \text{ Kg-m. ; } V_{\text{máx.}} = 7363 \text{ Kg.}$$

$$d_M = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = 12 \text{ cm. menor que } \underline{d} \text{ supuesto (correcto).}$$

Revisión por cortante.

$$v = \frac{V_{\text{máx.}}}{bd} = 3.50 \text{ Kg/cm}^2 \text{ menor que } 4.34 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo permisible).}$$

No necesita refuerzo por cortante.

En las especificaciones del ACI actuales 318 - 71 se indica que el esfuerzo cortante nominal debe de calcularse con $V = \frac{V}{bd}$ en la cual se toma el cortante a una distancia \underline{d} de la cara del apoyo.

Se arman todas las piezas del marco por flexión, fig.21.

Barra A - B

$$M_{(-)} = 1888 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 4.99 \text{ cm}^2$$

Vars. de 1.27 (1/2") \emptyset a cada 25 cm.

$$M_{(+)} = 694 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 1.83 \text{ cm}^2$$

Vars. de 0.95 (3/8") \emptyset a cada 38 cm.

Barra C - D

$$M_{(-)} = 1813 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 4.79 \text{ cm}^2$$

Vars. de 1.27 (1/2") \emptyset a cada 25 cm.

$$M_{(+)} = 587 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 1.55 \text{ cm}^2$$

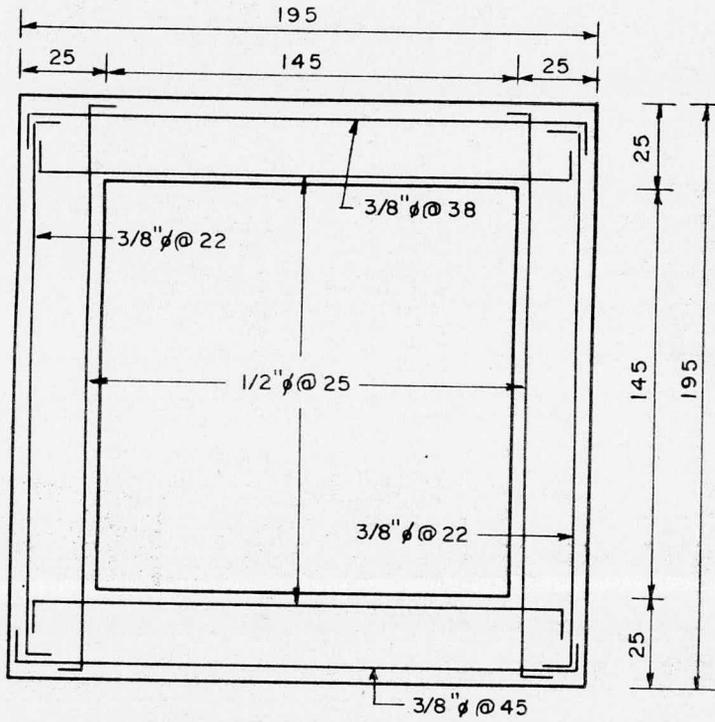
Vars. de 0.95 (3/8") \emptyset a cada 45 cm.

Barras laterales AD y BC

$$M_{(+)} = 1212 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 3.20 \text{ cm}^2$$

Vars. de 0.95 (3/8") \emptyset a cada 22 cm.



SECCION TRANSVERSAL
ARMADO A CONDUCTO LLENO

Figura 21

Cálculo Estructural de la sección a conducto vacío.

Presión Externa.

Esta sujeta a cargas exteriores, se analiza la sección más desfavorable, o sea la de mayor carga sobre la losa superior, fig. 22.

Datos considerados en el cálculo:

Peso volumétrico del material de relleno	1800 Kg/m ³
Peso volumétrico del concreto	2400 "
Espesor de las paredes del conducto	0.25 m.
Coefficiente del empuje activo del material considerando talud 1.5:1	0.143
Altura sobre la losa superior	4.00 m.

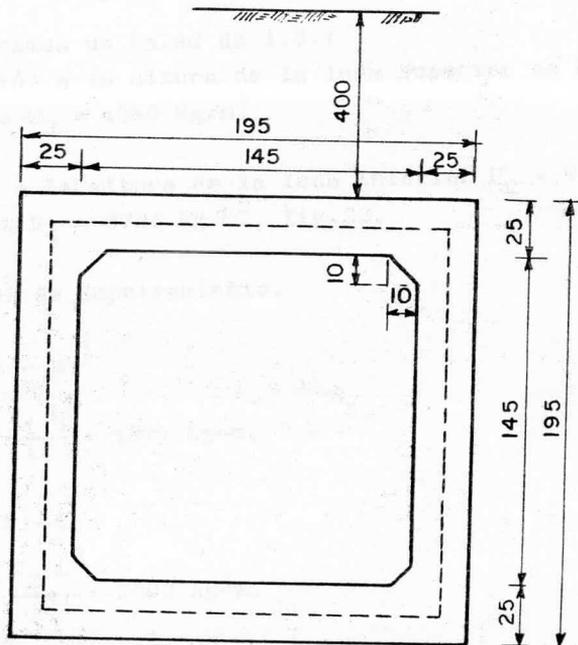


Figura 22

Carga sobre la losa superior.

Peso de la tierra = 7200 Kg/m^2

Peso propio de la losa superior = 600 Kg/m^2

Carga sobre la losa superior $W_1 = 7800 \text{ Kg/m}^2$

Carga sobre la losa inferior.

P.P. del conducto = 2092 Kg/m^2

Reacción del terreno = $P_t + P_{pc} = 9292 \text{ Kg/m}^2$

P.P. losa inferior = $600 \text{ Kg/metros cuadrados}$.

Carga sobre la losa inferior $W_2 = R_t - \text{P.P.inferior} = 8692 \text{ Kg/m}^2$

Carga sobre paredes laterales.

Consideramos un talud de 1.5:1

La presión a la altura de la losa superior es $P_1 = W_3$

Entonces $W_3 = 4380 \text{ Kg/m}^2$

Presión a la altura de la losa inferior $P_2 = W_4$

Entonces $W_4 = 8734 \text{ Kg/m}^2$, fig.23.

Momentos de Empotramiento.

Barra A - B

$$M_{A-B} = \frac{W_1 L^2}{12} = 1879 \text{ Kg-m.}$$

Barra D - C

$$M_{D-C} = \frac{W_2 L^2}{12} = 2093 \text{ kg-m.}$$

Barras laterales AD y BC

$$M_{A-D} = \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{w_5 L^2}{30} = 1474 \text{ Kg-m.}$$

donde: $M_{A-D} = M_{B-C}$

$$M_{D-A} = \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{w_5 L^2}{20} = 1684 \text{ Kg-m.}$$

donde: $M_{D-A} = M_{C-B}$; fig.24.

En forma análoga su factor de distribución es igual a 0.5; por lo tanto su distribución de momentos finales se presenta de la forma siguiente:

NUDO	A		B		C		D	
	A-D	A-B	B-A	B-C	C-B	C-D	D-G	D-A
M inicial	+ 1474	-1879	+ 1879	-1474	+ 1684	-2093	+2093	- 1684
φ_1	+ 203	+ 203	- 203	- 203	+ 205	+ 205	- 205	- 205
t_1	- 103	- 102	+ 102	+ 103	- 102	- 103	+ 103	+ 102
φ_2	+ 103	+ 103	- 103	- 103	+ 103	+ 103	- 102	- 102
t_2	- 52	- 52	+ 52	+ 52	- 52	- 52	+ 52	+ 52
φ_3	+ 52	+ 52	- 52	- 52	+ 52	+ 52	- 52	- 52
M final	+1677	-1675	+1675	-1677	+1890	-1888	-1888	-1890
		MA		MB		Mc		MD

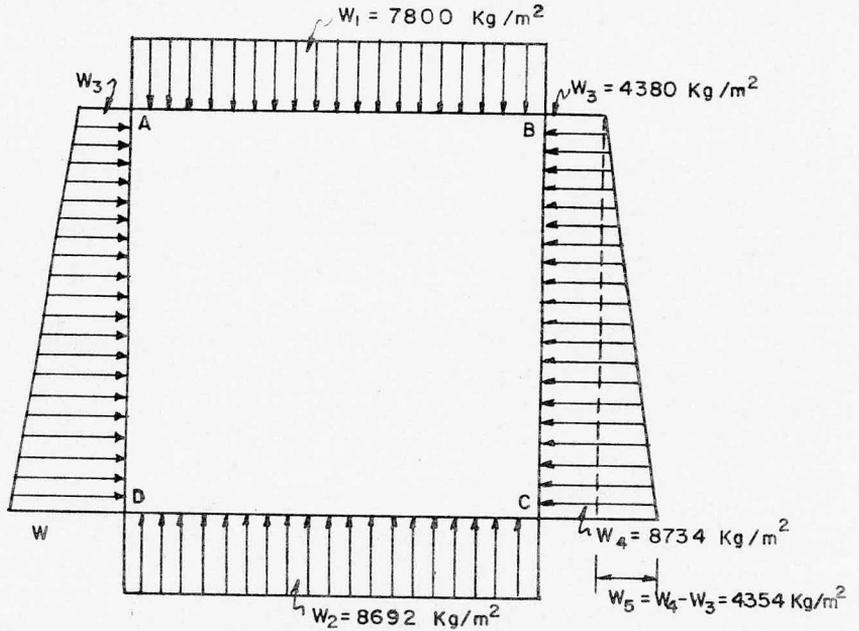
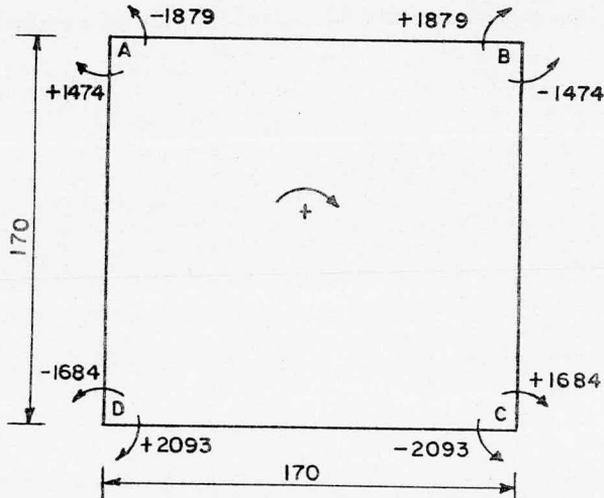


DIAGRAMA DE CARGAS

Figura 23



MOMENTOS INICIALES O DE EMPOTRAMIENTO

Figura 24

Reacciones o fuerzas cortantes.

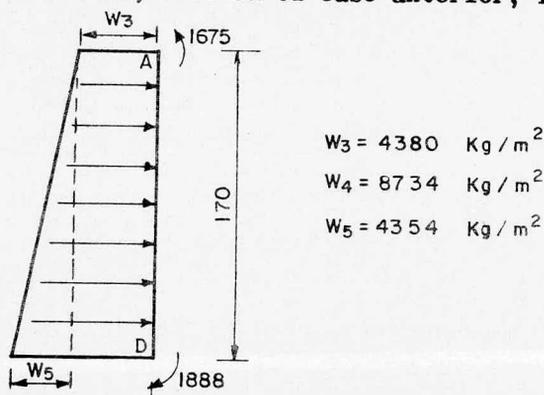
Pieza A - B

$$R_A = R_B = 6630 \text{ Kg.}$$

Pieza D - C

$$R_D = R_C = 7388 \text{ Kg.}$$

Corrigiendo las reacciones, como en el caso anterior, fig.25.



Barras laterales.

Figura 25

Cortante isostático.

$$R_A = V_A = 4957 \text{ Kg.} \quad ; \quad R_D = V_D = 6190 \text{ Kg.}$$

Cortantes hiperestáticos.

$$V_H = 125 \text{ Kg.} \quad ; \quad R_A = V_A = 4832 \text{ Kg.} \quad ; \quad R_D = V_D = 6315 \text{ Kg.}$$

Fig.28.

Momentos flexionantes al centro del claro, (finales).

Pieza A - B

$$M_{A-B} = 1143 \text{ Kg-m.}$$

Pieza D - C

$$M_{D-C} = 1252 \text{ Kg-m.}$$

Barras laterales AD y BC

Primeramente calculamos la distancia del punto de la fuerza - - cortante nula al apoyo A, fig.26

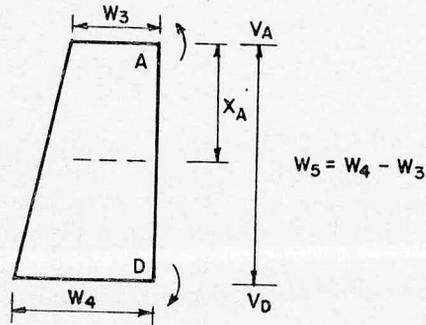


Figura 26

$$X_{\text{Amáx.}} = 0.877 \text{ m.}$$

El Momento Máximo Valdrá:

$$M_{\text{Máx.}} = M_A - V_A X_A + \frac{W_5 X_A^3}{6L} + \frac{W_3 X_A^2}{2} = 588 \text{ Kg-m. ; fig.27.}$$

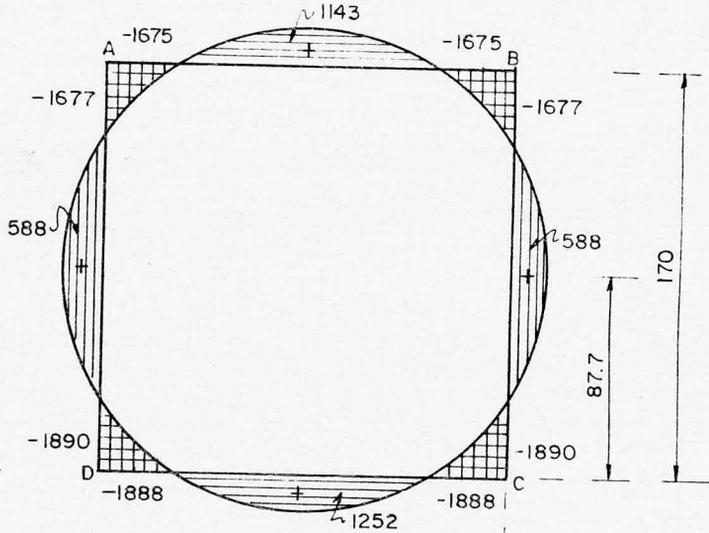


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES (Kg/m)
CONDUCTO VACIO

Figura 27

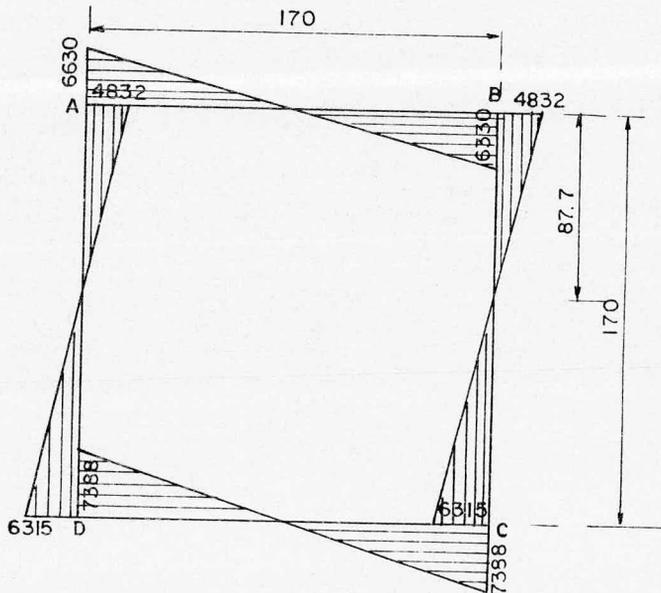


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES (Kg)
CONDUCTO VACIO

Figura 28

Diseño a conducto vacío.

Peralto por momento.

$$M_{\text{Máx.}} = 1252 \text{ Kg-m.} \quad ; \quad V_{\text{Máx.}} = 7388 \text{ Kg.}$$

donde: $d_M = 9.977 \text{ cm.}$

Entonces tomamos una $d = 20 \text{ cm.}$ y $r = 4 \text{ cm.}$, $H = 25 \text{ cm.}$ por lo tanto se observa que d_M es menor a d (se acepta).

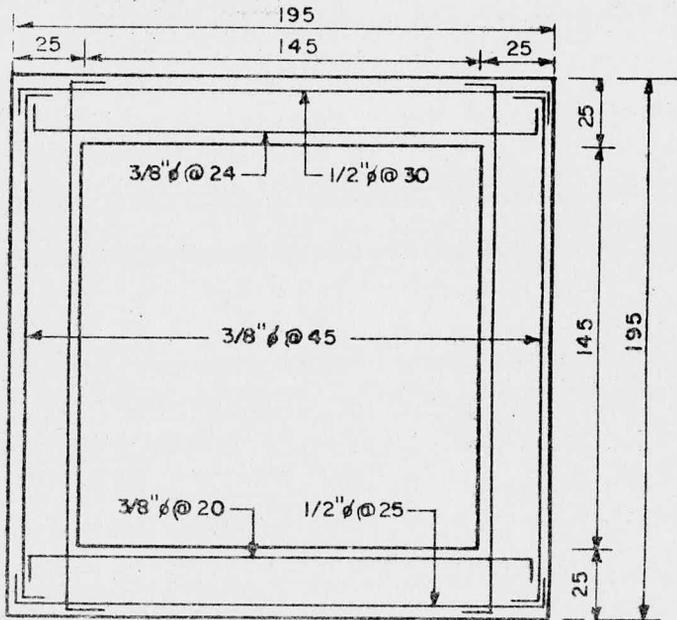
Revisión por cortante.

Tenemos que el cortante máximo es: $V_{\text{Máx.}} = 7388 \text{ Kg.}$, entonces -

$$V = \frac{V_{\text{Máx.}}}{bd} = 3.518 \text{ menor a } 4.34 \text{ (esfuerzo permisible, se acepta).}$$

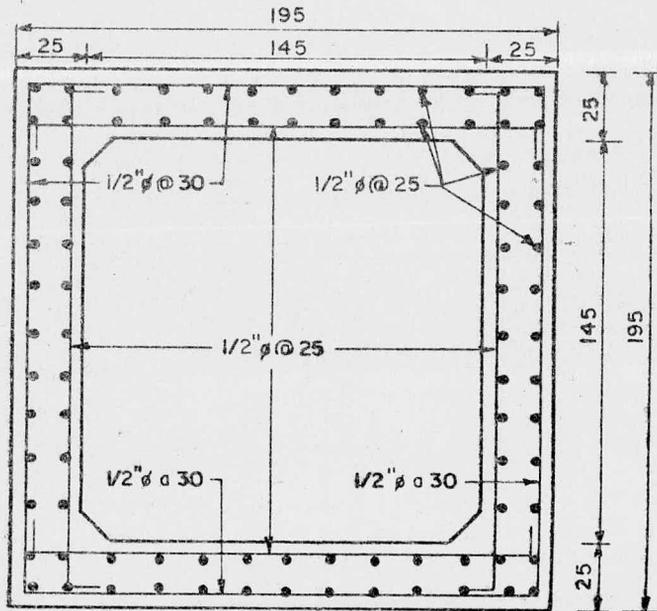
Como al caso anterior, el armado de las piezas del marco se hará por flexión, siguiendo los mismos pasos que en el diseño a conducto lleno, fig.29.

Por lo que respecta al armado principal del conducto, éste se obtiene de un análisis; a conducto lleno y conducto vacío, fig. 30.



SECCION TRANSVERSAL-ARMADO DEL CONDUCTO VACIO

Figura 29

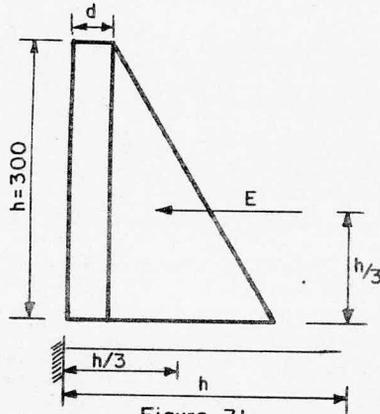


ARMADO PRINCIPAL DEL CONDUCTO

Figura 30

2.4.4. CALCULO ESTRUCTURAL PARA LA TRANSICION DE ENTRADA Y SALIDA.

Dentro del análisis de las transiciones para entrada y salida tomamos el caso más desfavorable, que es por empuje de tierra y consideramos al muro en forma vertical con una altura de 3.00 m., de profundidad, fig.31.



En la figura se aprecia que el empuje actúa a un tercio de la altura a partir de la base del muro, esto cuando no hay sobre carga adicional, (se considera al muro como viga empotrada).

Al aplicar la teoría de Rankine para valuar el empuje de tierra en estado activo, tenemos que su valor resulta de:

$$E_a = 0.143wh^2 = 2317 \text{ Kg.}$$

Cabe hacer la aclaración de que por no tener pruebas de laboratorio para conocer con más exactitud el tipo de terreno se suponen suelos friccionantes con un talud de reposo de $1.5:1 = 33^\circ 42'$ y peso del material igual a $w = 1800 \text{ Kg/m}^3$.

Posteriormente se determina su momento que es igual a:

$$M = \frac{1}{3} hE_a = 2317 \text{ Kg-m.}$$

Diseño de la sección.

Peralte por momento.

Proponemos una $d = 16$ cm. y $r = 4$ cm., donde $h = 20$ cm. entonces $d_M = 14$ cm. menor a 16 cm. (se acepta).

Revisión por cortante.

$$d_V = \frac{V}{bd} = \frac{P}{bd} = 1.45 \text{ cm.}$$

donde d_V es menor de V_c (por lo tanto no necesita estribos).

Armado.

Como el área por refuerzo es mayor para el momento por flexión-- por lo que se armará con éste.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 8.04 \text{ cm}^2$$

Vars. de 1.27 (1/2") \emptyset a cada 16 cm.

Armado del dentellón.

Unicamente se armará por temperatura:

$$A_{st} = 0.002 \times 100 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

Vars. de 1.27 (1/2") \emptyset a cada 40 cm. en dos direcciones y al centro.

2.4.5. DISEÑO DE LA REJILLA.

La rejilla se formó con soleras de acero soldadas a marcos de fierro-ángulo. El área que hay que cubrir es de 1.45 x 1.80 m.

En el análisis de diseño se supuso una separación entre soleras de 10 cm. con un claro de 1.45 m. y un atiesador al centro.

La carga total considerada es de 2.30 m. y con ello calculamos la solera.

$$\text{Carga en cada solera} = \frac{2300}{10} = 230 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Momento flexionante} = \frac{h \times L^2}{8} = 60.44 \text{ Kg-m.}$$

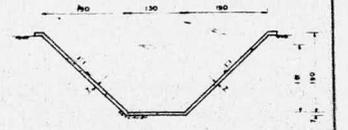
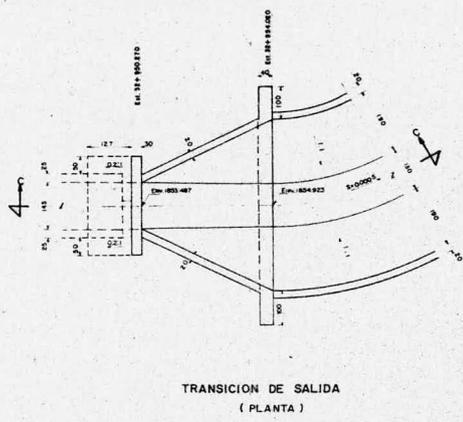
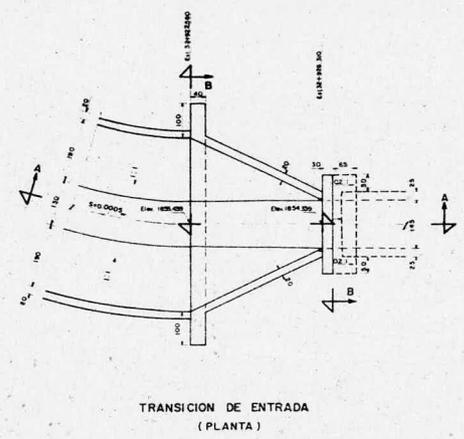
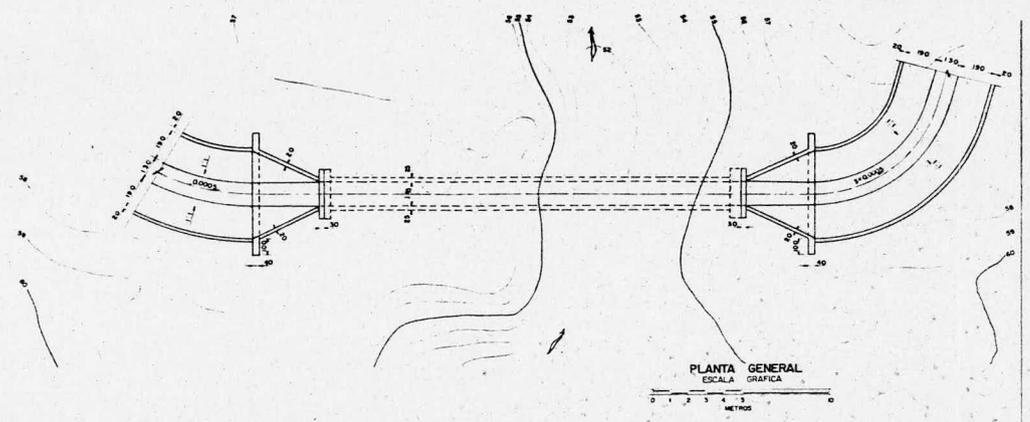
utilizando $f_s = 2520 \text{ Kg/cm}^2$, entonces determinando el momento resistente:

$$M_R = f_s \frac{I}{Y} = 420bh^2 ; \text{ igualando momentos se tiene:}$$

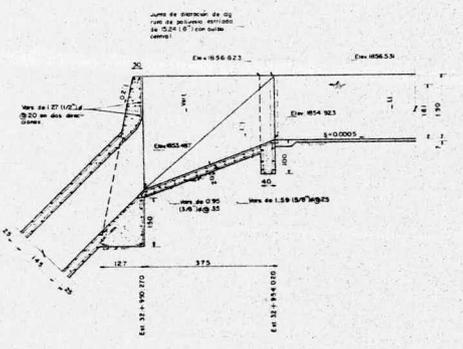
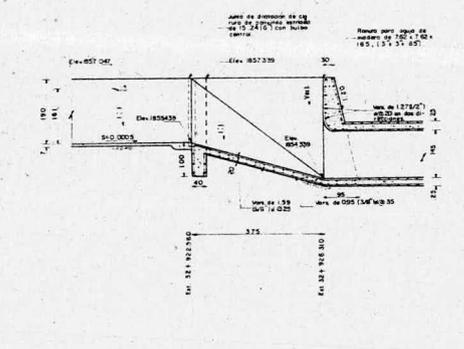
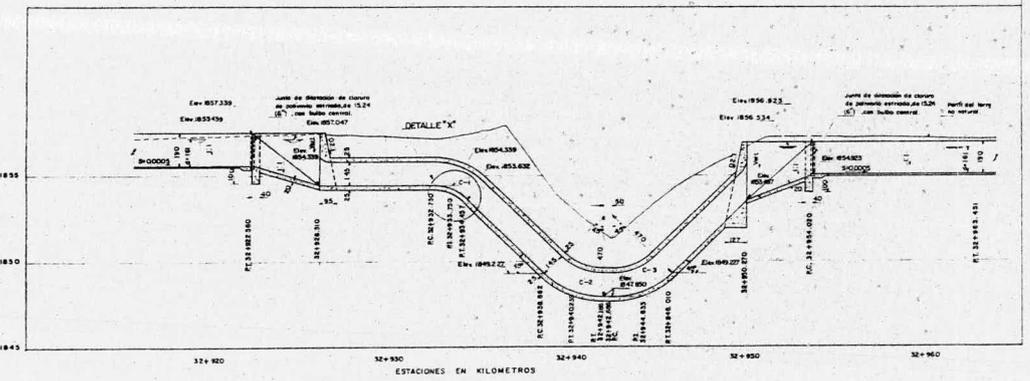
$$420bh^2 = 6044 \text{ Kg-cm.}, \text{ donde } h^2 = \frac{6044}{420} = 14.39 \text{ cm.}$$

$$\text{entonces } h = 3.79 \text{ cm.} = 1.5".$$

La rejilla queda formada de 14 unidades construída con soleras de 0.95 x 3.81 (3/8" x 1 1/2") a cada 10 cm. con un atiesador al centro del claro, de solera de las mismas condiciones, soldadas eléctricamente. El marco de la rejilla es de fierro-ángulo de 2" x 2" x 5/16" (5.08 x 5.08 x 0.79).



DATOS HIDRAULICOS	
ENTRADA Y SALIDA	CONDUCTO
Q = 5.300 m ³ /seg	Q = 5.300 m ³ /seg
A = 4.676 m ²	A = 1.980 m ²
V = 1.133 m/seg	V = 2.700 m/seg
P = 3.648 m	P = 3.000 m
r = 0.759 m	r = 0.717 m
b = 1.500 m	coef. cond. = 145.145
h = 1.608 m	velocidad de flujo
h _f = 1.900 m	h _f = 0.213 m
h _L = 0.292 m	L = 2.900 m
S = 0.017	
r = 1.1	

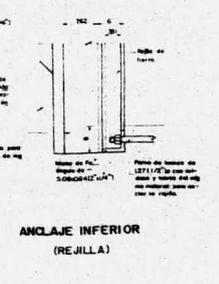
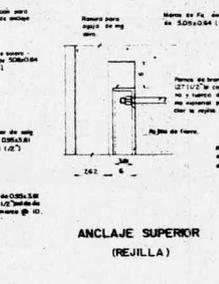
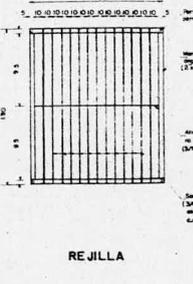
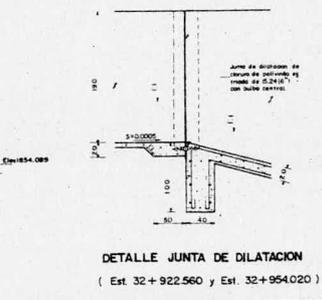
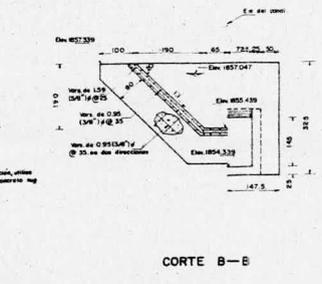
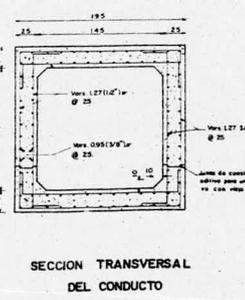
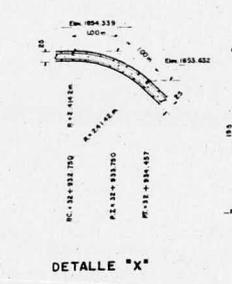


CANTIDADES ESTIMADAS	
Excavación	290 m ³
Revoque	100 m ²
Cemento hidráulico	70 m ³
Varillas de Ø 3/8"	1.600 kg
Varillas de Ø 1/2"	2.900 kg
Varillas de Ø 3/4"	750 kg
Solera de Ø 3/8" (3.051" Ø)	80 kg
Placa de fondo de Ø 1/2" (1.27" Ø)	25 kg
Placa de fondo de Ø 3/4" (1.91" Ø)	8 kg
Junta de dilatación de curva de concreto armado de Ø 1/2" (1.27") con tubo central	15 m ²
Sello antiguo	3 m ²

NOTAS:—
Aceptarse las condiciones cuando las medidas en una planta, sección o longitud y seccionadas en metros. La resistencia del concreto será de 15-210 kg/cm² a los 28 días de fabricación. Para un concreto normal a 15-210 kg/cm² se deberá proporcionar al menos los requerimientos de acero. El acero de refuerzo será de 15-4.000 kg/cm² con tramos de 30 diámetros, bridas proporcionando los requerimientos de 5 cm. La perforación de los ductos deberá verificarse a partir del día 10 de haberse.

DATOS CURVAS CONDUCTO

- CURVA N-1
R.C. = 32+932.750
A. = 4.57 m
S.I. = 1.00 m
R. = 24.142 m
L.C. = 1.936 m
P.I. = 32+933.750
P.T. = 32+934.457
- CURVA N-2
R.C. = 32+939.842
A. = 4.57 m
S.I. = 1.948 m
R. = 4.70 m
L.C. = 3.691 m
P.I. = 32+940.239
P.T. = 32+942.188
- CURVA N-3
R.C. = 32+942.686
A. = 4.57 m
S.I. = 1.948 m
R. = 4.70 m
L.C. = 3.691 m
P.I. = 32+944.633
P.T. = 32+946.010



UNIVERSIDAD NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"
INGENIERIA CIVIL
TESIS PROFESIONAL
ARMANDO SANTOYO ALVAREZ
Proyecto "Estudio Hidrologico de la Manzanilla, N.M."
SIFON Km. 32+922.56 - 32+954.02
PLANTA GENERAL
México, D.F. Agosto 1983 PLANO No. 1

CAPÍTULO 3.

DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE UN PUENTE CANAL.

En forma análoga como a las demás estructuras el puente canal en su análisis hidráulico y diseño estructural, debe dársele toda la importancia y atención que se merece con el objeto de tener un buen proyecto en su totalidad.

3.1. NORMAS GENERALES DE PROYECTO.

Dentro de las normas generales de un puente canal, se hacen las consideraciones siguientes en lo que se refiere al análisis hidráulico y estructural.

Consideraciones necesarias en el análisis hidráulico.

1.- Deberá proporcionarse una área hidráulica menor a la del canal con el fin de tener una sección más económica. Para esto se calculará la sección rectangular como sección crítica dado que en estas condiciones se producirán energías mínimas en la cubeta.

2.- La proporción geométrica que se tendrá será aproximadamente $H = 1.2b$ donde H es la altura y b el ancho de la sección geométrica.

3.- Una vez propuesta la sección de la cubeta se eligirá (si las condiciones de la planeación lo permiten) una pendiente que sea menor a la crítica y se procederá a revisar esta sección por medio del Teorema de Bernoulli aplicado en tres tramos: entre el inicio y el final de la transición de entrada, entre el final de la transición de entrada y el inicio de la transición de salida y entre el inicio y final de la transición de salida.

4.- Cuando la sección de la cubeta es lo suficiente amplia como para proporcionar escurrimiento libre del agua, el análisis por --

Bernoulli se hará en el sentido del flujo.

5.- Cuando se propone una sección de cubeta que por su escasa amplitud produce un remanso aguas arriba del puente, también el cálculo del perfil hidráulico se realiza en contra del sentido del flujo por tratarse de régimen subcrítico.

6.- El remanso máximo permisible se estimará en un 20% del bordo libre del canal y es correcto hacer uso de este artificio para disminuir las dimensiones de la cubeta del puente, siempre y cuando no afecte aguas arriba al funcionamiento hidráulico de alguna estructura apoyada en el canal.

7.- Cabe hacer notar que a medida que la longitud del puente es mayor, la sección tenderá a ser igual a la calculada por la fórmula de Manning.

Consideraciones necesarias en el diseño estructural.

1.- Cuando la longitud del puente no exceda a 10 m., se calculará este con un claro como una viga simplemente apoyada.

2.- Para claros mayores a 10 m., con perfiles acantilados, se procederá a calcular el puente canal como una viga continua siempre que esto sea posible.

3.- Para claros grandes, independientemente del perfil, se calculará la estructura como una serie de vigas continuas de acuerdo a la magnitud de la dilatación térmica calculada por la fórmula:

$$L = T \times l \times a \quad (40)$$

donde:

L = magnitud de la dilatación (recomendada a dos cm.).

T = variación de la temperatura (de máxima a mínima).

- l = longitud del tramo.
a = coeficiente de dilatación.

En relación con la subestructura, el criterio para seleccionar entre caballetes o pilas y estribos esta directamente relacionado la resistencia del terreno de desplante como sigue:

- Para terrenos suaves (arcilla, limo, aluviones etc.) se recomienda el caso de caballetes para disminuir el peso de la subestructura y lograr esfuerzos menores sobre el terreno de desplante.
 - Para terrenos firmes o medianamente firmes se recomienda el uso de pilas intermedias y estribos extremos.
 - Las pilas podrán ser de concreto armado, concreto ciclopeo o mampostería de tercera clase de acuerdo al material que se disponga en la zona.
 - Para tener la seguridad que la carga que transmite la superestructura a la subestructura queda aplicada en su centroide, se deberán utilizar juntas de neopreno en los apoyos.
- 4.- El puente canal debe dejar espacio libre suficiente para que por debajo de él pasen las aguas máximas extraordinarias del arroyo, dren o río que se cruce sin obstruir la sección y con el mismo nivel que tendrá al construirse la obra. Cuando lo que se cruza es un camino o vía de ferrocarril hay que dejar el galibo suficiente que permita el paso de los vehículos.
- 5.- Los apoyos deben calcularse como los de caminos o ferrocarriles, para que soporten todos los esfuerzos que les trasmite la superestructura y las cargas que reciba directamente, y deben quedar desplantados sobre material firme y protegidos contra posibles asentamientos, deslaves, socavaciones, etc.

3.2. ANALISIS HIDRAULICO.

El puente canal se calcula para gasto y condiciones normales de trabajo teniendo cuidado en tomar su coeficiente de rugosidad "n" como valor adecuado. Su funcionamiento hidráulico puede estudiarse con la fórmula de Manning.

Dentro de su análisis hidráulico se procede a diseñar las dimensiones de la sección (cubeta), pero para ello habrán de realizarse varios tanteos, suponiendo la base de la sección del puente canal.

Es muy importante que se determinen las dimensiones de la cubeta ya que esta depende del gasto que deba pasar y de la velocidad que se tenga. La sección resultante debe tener un borde libre apropiado, para permitir cierta fluctuación en el gasto. Si el claro es corto su funcionamiento estará regido por la posición y condiciones de las transiciones de entrada y salida.

El puente canal tendrá como pérdida de carga la diferencia de niveles entre la superficie libre del agua entre el principio y final de la estructura.

Finalmente el análisis hidráulico de la sección cubeta, se hace aplicando los puntos siguientes:

a) Cálculo de la plantilla mínima.

En su análisis se aplican las expresiones siguientes:

- Ecuación de la energía específica.

$$E = d + hv \text{ _____ (4)}$$

- Tirante crítico.

$$E = 3/2 d_c ; \text{ donde } d_c = 2/3 E \text{ ————— (42)}$$

Para secciones rectangulares:

- Ancho mínimo de la sección.

$$d^3 = \frac{Q^2}{gb^2} ; \text{ donde } b = \sqrt{\frac{Q}{gd^3}} \text{ ————— (43)}$$

Una vez determinada la sección mínima, esta nos sirve como parámetro en la determinación del ancho real de plantilla de la cubeta. Este valor nos debe de satisfacer el Teorema de Bernoulli.

b) Cálculo de la longitud de transición a la entrada y salida del puente canal.

c) Funcionamiento hidráulico del puente canal.

Con la plantilla propuesta se analiza su funcionamiento hidráulico en contrasentido del flujo del agua, aplicando el Teorema de Bernoulli.

El tirante en el puente canal deberá cumplir con la siguiente condición:

$d_{m\acute{a}x.} = d_n + 20\%B.L.$ en caso contrario se propone otro ancho de plantilla para la sección rectangular que cumpla esta condición.

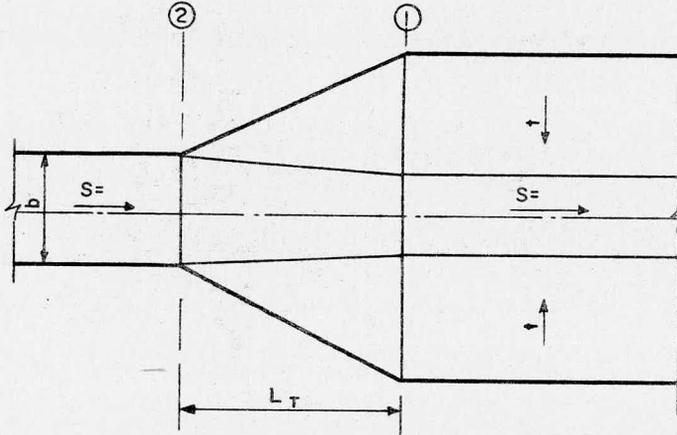
- Revisión hidráulica.

Aplicación de Bernoulli en la transición de salida.

Bernoulli de 1 a 2

$$d_2 + hv_2 + z_2 = d_1 + hv_1 + \sum ht_s$$

donde: $ht_s = 0.2 hv_1 - hv_2$ sustituyendo en la expresión de--
berá cumplir la igualdad del punto 1 a 2, fig.35.



Aplicación de Bernoulli en los extremos de la sección rectangular del puente canal.

Bernoulli de 2 a 3

$$d_3 + hv_3 + z_3 = d_2 + hv_2 + \Sigma hf$$

donde:

$$\Sigma hf = \left(\frac{V_m \times n}{R_m^{2/3}} \right)^2 L \quad (44)$$

Nomenclatura:

Σhf = suma de carga, pérdida por fricción.

V_m = velocidad, media al alcance.

R_m = radio hidráulico, medio al alcance.

n = coeficiente de aspereza del material.

L = longitud a lo largo del lecho de una corriente.

de la suma de pérdidas por fricción tenemos que:

$$V_m = \frac{V_2 + V_3}{2} \quad ; \quad R_m = \frac{R_2 + R_3}{2}$$

también como el punto anterior deberá cumplirse la igualdad, -- del punto 2 a 3.

Finalmente se aplicará el teorema de Bernoulli en la transición de entrada.

Bernoulli de 3 a 4

$$d_4 + hv_4 + z_4 = d_3 + hv_3 + ht_e$$

donde:

$$\Sigma ht_e = 0.1 (hv_3 - hv_4), \text{ fig.36.}$$

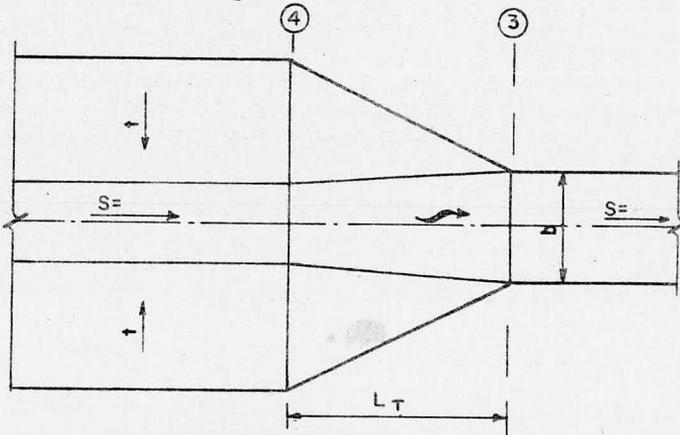


Figura 36

3.3. DISEÑO ESTRUCTURAL.

Para el diseño estructural de un puente canal como estructura de cruce, se deben de analizar sus dos partes fundamentales - que son: la superestructura y subestructura.

Este diseño estructural puede realizarse por cualquier criterio constructivo; elástico o plástico según el Ingeniero proyectista o constructor.

3.3.1. DISEÑO DE LA PIEZA VERTICAL.

En el diseño de los muros verticales en el puente canal, se -- considerará la cubeta llena, hasta su máxima capacidad, fig.- 37.

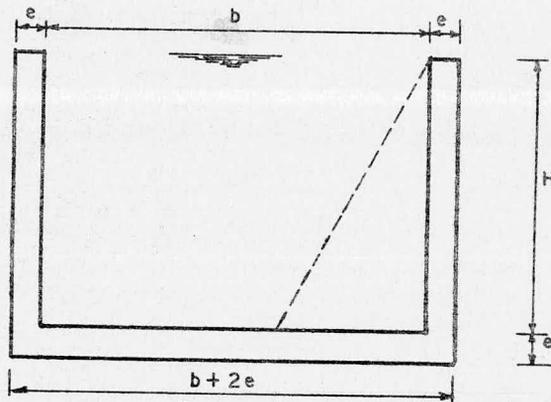


Figura 37

En el diseño de la pieza vertical se consideran los aspectos-siguientes:

Empuje de Agua.

Se determina la presión máxima:

$$P_{\text{máx.}} = \gamma h \quad \text{en Kg/m}^2 \quad \text{_____} \quad (45)$$

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} \quad \text{en Kg. (empuje por unidad de ancho).} \quad \text{_____} \quad (46)$$

donde: $V = E$ en Kg. (esfuerzo cortante o empuje).

$$M = V \frac{h}{3} \quad \text{en Kg-m. (momento flexionante).} \quad \text{_____} \quad (47)$$

Nomenclatura:

γ = peso específico del agua en Kg/m^3

h = altura de la cubeta.

E = empuje hidrostático.

El anexo siguiente también es conveniente cumplirlo.

La sección rectangular de un puente canal deberá cumplir con -- las siguientes especificaciones del ACI: (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles).

a) ACI - 910

$$\frac{d}{L} \leq 0.66 \quad \text{donde: } d = \text{peralte de la viga (muro).}$$

$L = \text{longitud del claro.}$

b) ACI - 318 - 71

La distancia entre apoyos laterales en miembros sujetos a fle-- xión, nos marca que el máximo espaciamiento de una viga, no de-- berá exceder de 50 veces el ancho de la cara en compresión.

Tomando en cuenta esto, deberemos diseñar el espesor de nuestros muros en la sección rectangular, de tal manera que se cumpla con esta condición.

Empuje del viento y sin agua.

La S.A.R.H. por propias especificaciones considera una presión del viento con un valor de $P = 225 \text{ Kg/m}^2$, en condiciones normales.

El valor del empuje se calcula con:

$$E = PA \text{ en Kg.} \quad \text{_____} \quad (48)$$

El momento flexionante será:

$$M = V \frac{h}{3} \text{ en Kg-m.} \quad \text{_____} \quad (49)$$

donde: $V = E$ (fuerza cortante), fig.38.

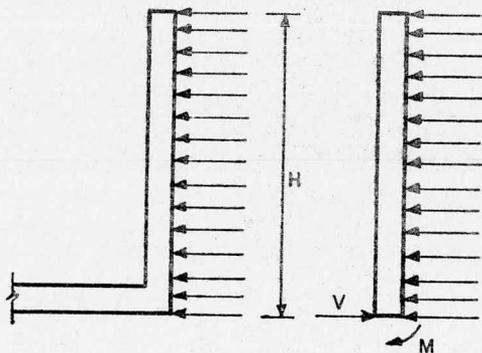


Figura 38

Nota.

Cuando se trate de una zona sísmica, el empuje del viento se deberá afectar de un coeficiente que tiene un valor de 1.1. En caso de que la zona sea asísmica no será necesario afectarlo de dicho coeficiente.

3.3.2. DISEÑO DE LA PIEZA HORIZONTAL.

En el diseño de la pieza horizontal deberán considerarse los siguientes sistemas de carga:

$$W_1 = \text{Presión máxima} = \gamma_o \times h \text{ en Kg/m}^2 \quad (50)$$

$$\text{Peso propio} = 1 \times b \times \gamma_c \text{ en Kg/m}^2$$

$$\text{donde: } W_2 = W_1 + \text{P.P. (carga total)} \quad (51)$$

Después, del análisis de sus cargas se determinará el momento:

$$M_2 = \frac{W_2 L^2}{8} \text{ en Kg-m. (momento positivo)} \quad (52)$$

entonces su momento de diseño valdrá:

$$M_2 = \frac{W_2 L^2}{8} - M_1 \text{ en Kg-m. (mto. positivo)} \quad (53)$$

Nomenclatura:

$$W_2 = \text{Carga total en Kg/m}^2$$

$$\gamma_c = \text{Peso específico del concreto armado en Kg/m}^3$$

$$L = \text{Longitud del claro en m.}$$

Nota.

Cuando se trate de una zona sísmica, el empuje del viento se deberá afectar de un coeficiente que tiene un valor de 1.1. En ca so de que la zona sea asísmica no será necesario afectarlo de - dicho coeficiente.

3.3.2. DISEÑO DE LA PIEZA HORIZONTAL.

En el diseño de la pieza horizontal deberán considerarse los siguientes sistemas de carga:

$$W_1 = \text{Presión máxima} = \gamma_c \times h \text{ en Kg/m}^2 \quad \text{--- (50)}$$

$$\text{Peso propio} = 1 \times b \times \gamma_c \text{ en Kg/m}^2$$

$$\text{donde: } W_2 = W_1 + \text{P.P. (carga total)} \quad \text{--- (51)}$$

Después, del análisis de sus cargas se determinará el momento:

$$M_2 = \frac{W_2 L^2}{8} \text{ en Kg-m. (momento positivo)} \quad \text{--- (52)}$$

entonces su momento de diseño valdrá:

$$M_2 = \frac{W_2 L^2}{8} - M_1 \text{ en Kg-m. (mto. positivo)} \quad \text{--- (53)}$$

Nomenclatura:

$$W_2 = \text{Carga total en Kg/m}^2$$

$$\gamma_c = \text{Peso específico del concreto armado en Kg/m}^3$$

$$L = \text{Longitud del claro en m.}$$

Su revisión por cortante se efectuará de la siguiente forma:

$$V = \frac{W_t L}{2} \text{ en Kg. } \text{---} (54)$$

Posteriormente se revisará el refuerzo permisible necesario:

$$V = \frac{V}{bd} \text{ en Kg/cm}^2 \text{ ---} (55)$$

donde: $V < V_c$ (esfuerzo permisible en Kg/cm^2).

Cuando esto suceda no necesitará refuerzo transversal, por lo - su armado de la sección será solo por temperatura.

3.3.3. DISEÑO DE LOS MUROS LATERALES ANALIZADOS COMO VIGAS EN - SENTIDO LONGITUDINAL.

Para el diseño de los muros laterales se deberá considerar los - sistemas de carga que afectan a la sección (peso del puente a - cubeta llena), y así determinar la carga total.

Cargas que se deben de considerar:

Peso sección concreto: $(b + 2e) e \times \gamma_c$ en Kg/m.

Peso del agua : $b \times H \times \gamma_a$ en Kg/m.

Finalmente la carga total será:

$$W_t = \text{Peso sección cubeta} + \text{Peso del agua} \text{ en Kg/m. ---} (56)$$

Dentro del análisis de los muros laterales, se deberá de consi- derar a cada muro como una viga, con los apoyos tanto extremos- como al centro los haya en el puente canal.

Puesto que las paredes de la cubeta serán las que actúen como -
trabes se tendrá:

Peso para cada trabe;

$$W = \frac{W_t}{2} \text{ en Kg/ml. } \text{---} (57)$$

El cálculo se hará a criterio de cada Ingeniero constructor - -
aplicando cualquier método ya conocido.

Posteriormente después de haber obtenido todas sus características
de la viga se procederá a realizar su diseño, revisando por
momento y esfuerzo cortante, aplicando cualquiera de los dos --
criterios; elástico o plástico.

LONGITUD DE ANCLAJE.

Para el análisis de la longitud de anclaje se podrá utilizar la
fórmula siguiente:

Longitud de desarrollo.

$$L_d = L_{d_b} \times F_c \geq 0.006 d_b f_y$$

$$\text{donde: } L_{d_b} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f_c}} \geq 0.006 d_b f_y \text{ ---} (58)$$

Nomenclatura: (Según Normas Técnicas Complementarias del Regla-
mento de Construcciones. D.C.E.C. 401)

L_d = Longitud de desarrollo.

L_{d_b} = Longitud de desarrollo básica.

d_b = Diámetro básico de la varilla.

f_y = Esfuerzo de fluencia.

f'_c = Esfuerzo del concreto.

F_c = Factor de corrección.

a_s = área de la varilla (sección transversal) en cm^2

3.3.4. DISEÑO DE LOS APOYOS EN EL PUENTE CANAL.

En el diseño de los apoyos de un puente canal, estos podrán ser estribos o caballetes, así como uno o varios apoyos intermedios (caballete o pila) según sea el claro (a juicio del Ingeniero - constructor). Dentro de su análisis de diseño se tomará en cuenta solo la reacción del puente.

3.3.4.1. REVISION DE LAS COLUMNAS.

En la revisión de las columnas se aplicará la fórmula, utilizada para capacidad de carga como columna corta.

$$P = 0.85A_g (0.25 f'_c + f_s P_g) \text{ en Kg.} \quad (59)$$

Nomenclatura:

P = Capacidad de carga en Kg.

A_g = Area bruta en cm^2

f'_c = Esfuerzo unitario del concreto en Kg/cm^2

P_g = Relación del área de acero y área bruta.

f_s = Esfuerzo unitario del acero en Kg/cm^2

Se aplicará también la relación de esbeltez:

$\frac{H}{b}$ donde: H = altura de la columna en m.
b = ancho de la columna en m.

Con esta relación se sabrá si la columna es corta o larga, en caso de que sea columna larga habrá que aplicar el factor de -- corrección, ref. (10).

Por otra parte se deberá observar que la relación entre el área de refuerzo vertical y el área total, no será menor de 0.01 ni mayor de 0.08.

En lo que respecta a su armado transversal de las columnas se -- deberán hacer las siguientes consideraciones:

La separación máxima de los estribos será menor que:

- 1) 16 veces el diámetro del refuerzo principal.
- 2) 48 veces el diámetro del estribo.
- 3) La mínima dimensión transversal de la columna.

3.3.4.2. CALCULO DE LA ZAPATA PARA APOYOS.

Características consideradas en el cálculo:

- a) Acción del puente (fuerza cortante total).
- b) Peso de las columnas.
- c) Trabe superior.
- d) Zapata.
- e) Contra trabe.

Se deberá suponer una sección para la zapata y con la relación de la carga total, y fatiga del terreno determinar el área necesaria cuya expresión es:

$$A = \frac{W_T}{f_t} < a \text{ área disponible.} \quad (60)$$

Cuando el terreno trabaje a una presión se calculará con la fórmula siguiente:

$$\frac{W_T}{A} = \frac{P}{A} < f_t \quad (\text{esfuerzo de carga en el terreno}).$$

Para su cálculo de la fuerza neta P_n sobre la zapata se emplea la siguiente expresión:

$$P_n = W_T - \text{Peso trabe superior} - \text{Peso de la zapata en Kg.} \quad (61)$$

donde la reacción neta es $R_n = \frac{P_n}{A}$ en Kg/m^2 y su momento valdrá

$$M = \frac{wLc^2}{2} \quad \text{en Kg-m.}$$

donde: $c = \frac{L - a}{2}$; con el momento y datos de diseño se calculará el peralte y el área de acero. Posteriormente se hará la revisión por esfuerzo cortante aplicando la siguiente expresión

$$V = WL \quad \text{en Kg.} \quad (62)$$

3.3.4.3. CALCULO DE LA CONTRA TRABE PARA APOYOS.

Para ello se deberá de considerar lo siguiente:

Descarga en la contra trabe.

$$W = R_n \times \text{ancho de zapata} \quad \text{en Kg/m.} \quad (63)$$

Con esta carga se procederá a determinar el momento y esfuerzo-cortante para el diseño de la contra trabe. Para su revisión -- por esfuerzo cortante se utiliza la siguiente expresión:

$$V = \frac{wL}{2} \text{ ----- (64)}$$

donde:

W = descarga de la contra trabe.

L = longitud de la zapata (ancho).

3.3.4.4. CALCULO DE LAS PLACAS DE NEOPRENO

El propósito de este cálculo será determinar la longitud, el ancho, el espesor y la dureza de un apoyo de neopreno.

El diseño de estas características de los apoyos estarán supedititadas a las siguientes limitaciones:

- a) La deformación por esfuerzo cortante no debe ser mayor del - 50%.
- b) La deformación por compresión no debe ser mayor del 15%.
- c) La dilatación y contracción de una viga se debe absorber por la deformación del apoyo o esfuerzo cortante. El apoyo no debe-deslizar hacia adelante o hacia atrás sobre el estribo.
- d) El espesor no debe ser mayor que un quinto del ancho para -- garantizar la condición de estabilidad del apoyo, pues si un -- apoyo es demasiado grueso en relación con su ancho, entonces la estructura no estará en equilibrio.

Longitud del apoyo.

La longitud del apoyo es la cara del apoyo perpendicular a la - longitud de la viga.

Ancho del apoyo.

El ancho del apoyo se obtiene mediante la expresión:

$$a = \frac{\text{Carga muerta} + \text{Cargas vivas; en libras.}}{800 \times \text{Longitud del apoyo en pulgadas.}}$$

donde la expresión quedaría:

$$a = \frac{V}{800L} \quad \text{-----} \quad (65)$$

Nomenclatura:

V = cortante en el apoyo para cada viga en libras.

L = longitud del apoyo en pulgadas.

Espesor del apoyo.

El espesor de los apoyos se obtiene mediante la expresión;

$e = 0.012L$ donde:

e = espesor de apoyo en pulgadas.

L = longitud de la viga en pies.

entonces la expresión será:

$$e = 0.012 (L \times 3.2808) \quad \text{-----} \quad (66)$$

Se adoptará $e = 1.0$ pulgadas $< \frac{1}{5}$ a $(\frac{1}{5} \times 10 = 2$ pulgadas)

Dureza del apoyo.

La dureza del apoyo se selecciona dependiendo del esfuerzo de -
compresión sobre el apoyo y el factor de forma del mismo, (ver-
anexo).

Esfuerzo por compresión en libras sobre pulgadas cuadradas.

$\frac{\text{Carga muerta} + \text{Cargas vivas}}{\text{Longitud del apoyo por ancho.}}$ = Esfuerzo por compresión =

Entonces la expresión por esfuerzo por compresión quedará así:

$$\text{Esfuerzo por compresión} = \frac{V}{A_p} \quad \text{-----} \quad (67)$$

donde:

A_p = área de la placa.

El factor de forma se obtiene mediante la expresión:

$$f = \frac{\text{Longitud del apoyo por ancho, en pulgadas}}{2(\text{Long. del apoyo} + \text{ancho, en pulgadas})} \quad \text{-----} \quad (68)$$

(espesor del apoyo en pulgadas).

3.3.5. CALCULO ESTRUCTURAL PARA LA TRANSICION DE ENTRADA Y SALIDA.

La secuela de cálculo para transiciones de entrada y salida se presentó en el capítulo 2, por lo cual no se repite nuevamente.

3.4. PROYECTO "XOTHO", MPIO. DE INMIQUILPAN, EDO. HGO.

PUENTE CANAL KM. 25 + 708.70 A KM. 25 + 727.39

Se proyectó como estructura de cruce un puente canal con sección rectangular para un gasto de $5.90 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.4.1. ANALISIS HIDRAULICO.

Características hidráulicas antes y después del puente canal.

En forma semejante al análisis de un sifón, verificamos los - datos aportados por la residencia de campo, aplicando las fórmulas de Manning y Continuidad.

Datos: Canal de entrada y salida.

$Q = 5.90$	m^3/s .	$d = 1.54$	m .
$S = 0.001$		$A = 3.912$	m^2
$b = 1.00$	m .	$P = 5.356$	m .
$n = 0.017$		$r = 0.730$	m .
$t = 1:1$		$V = 1.51$	m/s .
$H = 1.90$	m .		

Para su revisión establecemos la siguiente igualdad:

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = AR^{2/3} \quad \text{donde:} \quad \frac{Qn}{S^{1/2}} = 3.17$$

Verificando el tirante normal:

d	A	P	R	$R^{2/3}$	V	$AR^{2/3}$
1.54	3.912	5.356	0.730	0.811	1.51	3.17

queda comprobada dicha igualdad.

Continuando con el análisis hidráulico tenemos lo siguiente:

a) Determinación de la sección mínima de la plantilla.

Calculamos:

Energía específica y tirante crítico.

$$E_e = d + hv = 1.656 \text{ m.} ; d_c = 2/3 E_e = 1.10 \text{ m.}$$

conociendo estos datos la plantilla mínima es:

$$b = \sqrt{\frac{Q^2}{gb^2}} = 1.62 \text{ m.}$$

El valor de b, como ancho mínimo, lo utilizamos como parámetro para la elección adecuada del ancho necesario de cubeta.

Para obtener el ancho necesario de cubeta realizamos varios tanteos, utilizando nuevamente la fórmula de Mannig y Continuidad.

b	d	A	P	R	$R^{2/3}$	$AR^{2/3}$
2.60	1.54	4.004	5.68	0.7049	0.7923	3.17

Aquí la igualdad también se cumple: $\frac{Qn}{S^{1/2}} AR^{2/3}$

por lo tanto adoptamos un ancho de cubeta igual a $b = 2.60 \text{ m.}$ y un tirante de $d = 1.54 \text{ m.}$, con un bordo libre de 0.36 m. en la sección cubeta.

b) Cálculo de la longitud de transición a la entrada y salida del puente canal.

Aplicando la fórmula (1) tenemos que:

$$L_T = 3.00 \text{ m.}$$

c) Funcionamiento hidráulico del puente canal.

Con la plantilla o sección propuesta se analiza el funcionamiento hidráulico en el contrasentido del flujo del agua, por medio del teorema de Bernoulli, ver figuras 35 y 36.

Bernoulli de 1 a 2

$$Z_2 + d_2 + hv_2 = d_1 + hv_1 + ht_s$$

$$\text{donde: } ht_s = 0.2 (hv_1 - hv_2) = 0.001 \text{ m.}$$

$$Z_2 = 0.003 \text{ m. ; } d_1 = 1.54 \text{ m. ; } hv_1 = 0.116 \text{ m.}$$

Para encontrar los datos faltantes se procede por tanteos y así obtener la igualdad:

$$Z_2 + d_2 + hv_2 = d_1 + hv_1 + ht_s$$

$$1.650 \approx 1.653$$

Ahora aplicamos el teorema de Bernoulli en los extremos de la sección rectangular del puente canal: 2 a 3.

$$Z_3 + d_3 + hv_3 = d_2 + hv_2 + h_p$$

$$\text{donde: } h_p = hf = \left(\frac{V_m \times n}{R^{2/3}} \right)^2 L = 0.0186 \text{ m.}$$

entonces sustituyendo valores conocidos y suponiendo $d_3 = 1.54$ m. tenemos que:

$$Z_3 + d_3 + hv_3 = d_2 + hv_2 + hf$$

Tenemos que la igualdad es la siguiente:

$$d_3 + hv_3 - hf = d_2 + hv_2 - z_3$$

$$1.632 \approx 1.632$$

Finalmente aplicando el teorema de Bernoulli en la transición de entrada.

Bernoulli de 3 a 4

$$z_4 + hv_4 + d_4 = d_3 + hv_3 + h_{te} \quad \text{donde tenemos que:}$$

$$d_4 + hv_4 - h_{te} = d_3 + hv_3 - z_3 \quad \text{y que al suponer } d_4 \text{ y por tan--}$$

teos obtenemos la igualdad correspondiente que es:

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

$$1.648 = 1.648$$

El tirante máximo que se produce es $d_4 = 1.618$ m. (supuesto) y por lo que corresponde al tirante máximo permisible es $d_{\text{máx.}} = d + 20\% \text{ B.L.}$

Entonces $d_{\text{máx.}} = 1.612$ m. se observa que d_4 es mayor que $d_{\text{máx.}}$ por lo tanto se acepta esta alternativa con $b = 2.60$ m.

Verificando el remanso se tiene que:

$$10\% d_1 = 0.154 \quad \text{donde:} \quad 0.154 > d_4 - d_1$$

entonces el remanso valdrá: $d_4 - d_1 = 1.618 - 1.54 = 0.08$ m. ---
fig.38.

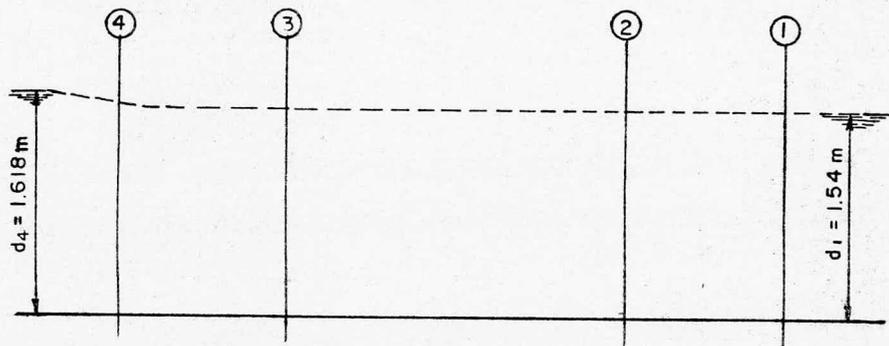


Figura 38

Del análisis anterior, la sección hidráulica del puente canal - queda definida con las siguientes dimensiones:

$$b = 2.60 \text{ m.}$$

$$h = 1.70 \text{ m. ; B.L.} = 0.16 \text{ m.}$$

Únicamente el canal de entrada y salida no se modifican en sus medidas.

3.4.2. DISEÑO ESTRUCTURAL.

Est. KM. 25 + 708.70 A Est. KM. 25 + 727.39

ANALISIS A CONDUCTO LLENO.

Geometría de la sección, fig.39.

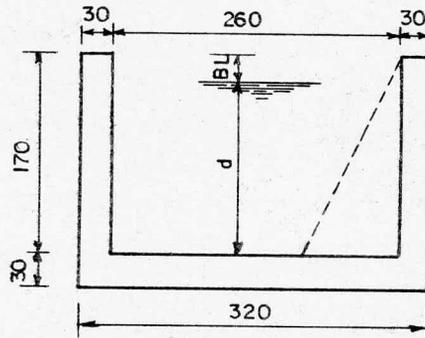


Figura 39

3.4.2.1. PIEZA VERTICAL.

$$\text{Presión máxima} = W_1 = \gamma_2 \times h = 1700 \text{ Kg/m}^2$$

donde el momento es:

$$M_1 = \frac{W_1 h^2}{6} = 819 \text{ Kg-m. (momento negativo).}$$

3.4.2.2. PIEZA HORIZONTAL.

Se consideran las siguientes cargas:

$$\text{Presión máxima} = W_1 = 1700 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio} = \text{P.P.} = 729 \text{ Kg/m}^2$$

Con la suma de estas dos cargas se obtiene la carga total - de la pieza horizontal que es igual a $W_2 = 2420 \text{ Kg/m}^2$

Por lo tanto, el momento de la viga simplemente apoyada (centro del claro) se determina como:

$$M_2 = \frac{W_2 L^2}{8} - M_1 = 1725 \text{ Kg-m.}$$

Diseño de la sección.

Revisión del peralte por momento y cortante.

$$d_M = \sqrt{\frac{M_2}{Kb}} = 11.71 \text{ cm.}$$

donde: d cálculo $<$ d supuesto (se acepta).

$$d_V = \frac{V}{bV_c} = 8.08 \text{ cm. donde } V = \frac{W_2 L}{2} = 3509 \text{ Kg.}$$

entonces d cálculo $<$ d supuesto (se acepta).

Armado de la sección cubeta.

Con los momentos ya obtenidos procedemos a determinar el acero necesario para la sección cubeta, fig.40.

Acero por momento negativo.

$$A_s = \frac{M_1}{f_s j d} = 1.81 \text{ cm}^2 ; \text{ Vars. de } 3/8" \emptyset$$

$$S = \frac{a_s \times 100}{A_s} = 39.22 \text{ cm.}$$

Se colocan Vars. de 0.95 (3/8") \emptyset a cada 39 cm. c.a.c.

Revisando el acero mínimo por flexión se observa que rige éste; es decir es menor que el área de acero por momento negativo.

$$A_s = p_{\text{mín.}} \times 100 \times d = 5 \text{ cm}^2 \quad (\text{acero mínimo por flexión})$$

donde: $p_{\text{mín.}} = 0.002$

colocando Vars. de 1.27 (1/2") \emptyset cuya separación es;

$$S = \frac{a_s \times 100}{A_s} = 25.40 \text{ cm.}$$

Entonces se colocan Vars. de 1.27 (1/2") \emptyset a cada 25 cm. c.a.c.

Acero por momento positivo.

$$A_s = \frac{M_2}{f_s j d} = 3.83 \text{ cm}^2 ; \text{ Vars. de } 1/2" \emptyset$$

$$S = \frac{a_s \times 100}{A_s} = 33 \text{ cm.}$$

Se colocan Vars. de 1.27 (1/2") \emptyset a cada 30 cm. c.a.c.

Para el acero por temperatura se considera todo el peralte de la sección.

$$A_{s_t} = p_{\text{mín.}} \times 100 \times 30 = 6 \text{ cm}^2 ; \text{ Vars. de } 3/8" \emptyset$$

$$S = \frac{a_s \times 100}{6} = 11.83 \text{ cm.}$$

donde se colocarán Vars. de 0.95 (3/8") \emptyset a cada 20 cm. en dos paños.

Revisando el espesor mínimo necesario según ACI- 318 - 71 tenemos que:

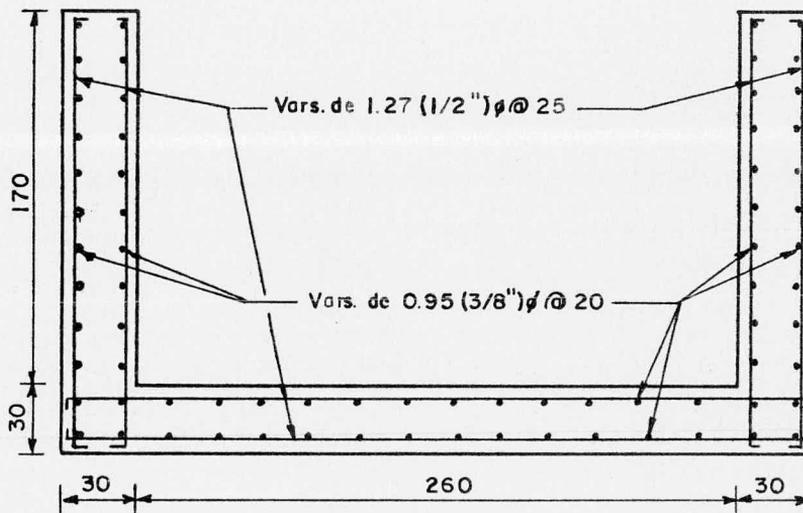
$$E = \frac{L}{50} \quad \text{donde: } L = \text{longitud del claro.}$$

E = espesor mínimo necesario.

Entonces tenemos que su espesor mínimo es:

$$E = \frac{9.35}{50} = 0.187 \text{ m.}$$

Por lo que comprobamos que es menor que el supuesto ($h = 30 \text{ cm}$) y el cual se verificó anteriormente.



ARMADO SECCION CUBETA

Figura 40

3.4.2.3. MUROS LATERALES ANALIZADOS COMO VIGAS LONGITUDINALES.

Dentro del diseño de los muros laterales se puede observar que las paredes de la sección cubeta trabajan como traveses por lo que su análisis se procede de la siguiente forma:

Consideramos el peso del puente a cubeta llena.

Peso de la cubeta: $(3.2 \times 2.0 - 2.6 \times 1.7) 2400 = 4752 \text{ Kg/m.}$

Peso del agua : $2.6 \times 1.7 \times 1000 = \underline{4420} \text{ "}$
 $W_T = 8172 \text{ "}$

donde para cada trabe se tiene:

$$W = \frac{W_T}{2} = 4086 \text{ Kg/ml.}$$

Con esta carga procedemos al cálculo de sus características de la viga (por el Método de Cross), fig.41.

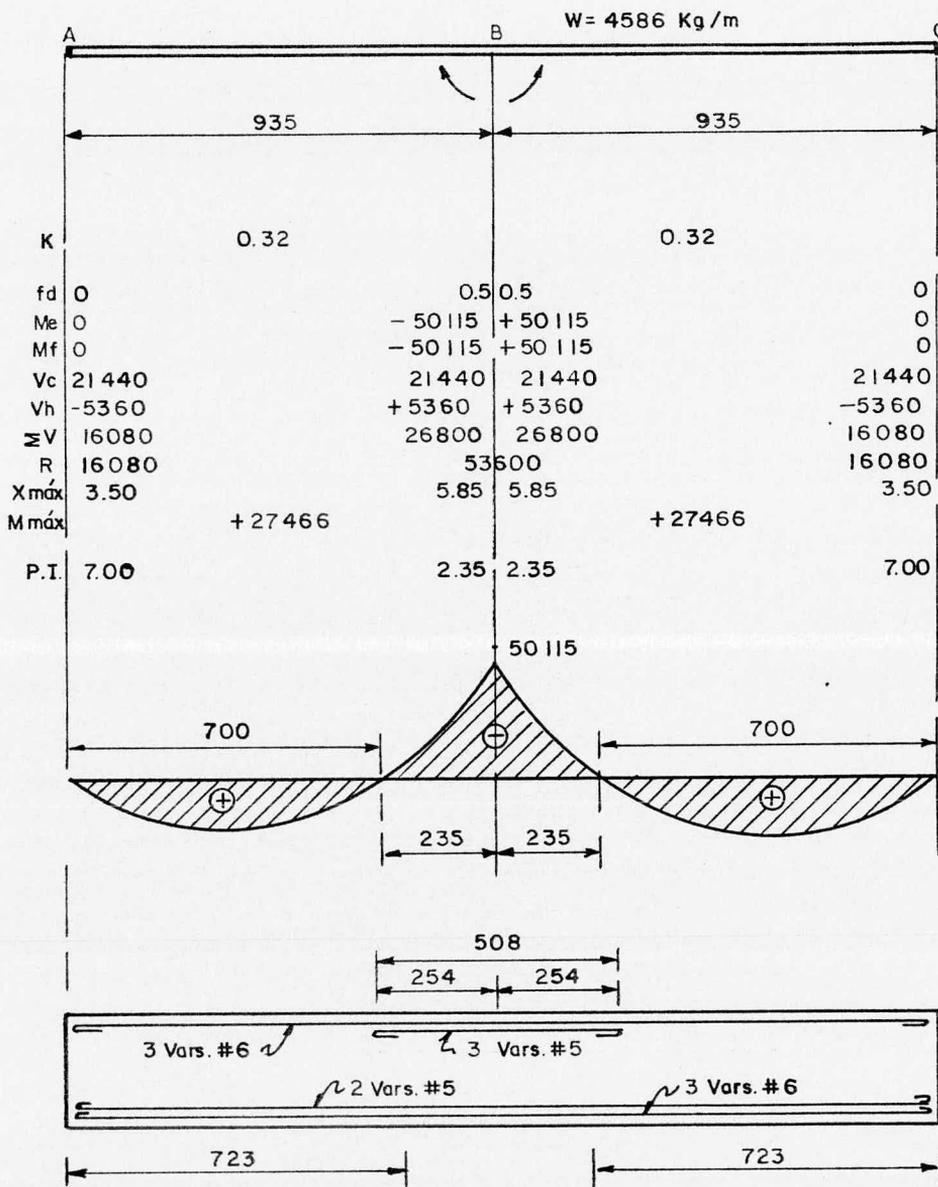


Figura 41

Diseño del concreto armado.

$$M_+ = 27466 \text{ Kg-m en las dos vigas.}$$

$$M_+ = 13733 \text{ Kg-m en una viga.}$$

$$M_- = 50115 \text{ Kg-m en las dos vigas.}$$

$$M_- = 25058 \text{ Kg-m en una viga.}$$

$$d_+ = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = 60.33 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{práctico}} = 200 - 5 = 195 > 60.33 \text{ (correcto).}$$

$$A_{s_+} = \frac{1373300}{2000 \times 0.90 \times 195} = 3.90 \text{ cm}^2$$

$$d_- = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = 81.5 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{práctico}} = 195 > 81.5 \text{ (correcto)}$$

$$A_{s_-} = \frac{2505800}{2000 \times 0.90 \times 195} = 7.13 \text{ cm}^2$$

Entonces el acero necesario es:

$$A_{s_+} = 3.90 \text{ cm}^2 ; \text{ Vars. de } 0.95 \text{ (3/8")}\emptyset \text{ a cada } 18 \text{ cm.}$$

$$A_{s_-} = 7.13 \text{ cm}^2 ; \text{ Vars. de } 1.27 \text{ (1/2")}\emptyset \text{ a cada } 18 \text{ cm.}$$

Acero por temperatura en muros:

$$As_t = p_{\min.} \times \text{área de concreto} = 0.002 \times 30 \times 1.70 = 10.2 \text{ cm}^2$$

Vars. de 1.59 (5/8") \emptyset a cada 20 cm.

Revisión por esfuerzo cortante:

$V = 26800 \text{ Kg}$ para ambas vigas.

$V = 13400 \text{ Kg}$ para una viga.

$X = 1.95$

$13400 = 5.85$ entonces $X = 4466.66 \text{ Kg}$.

donde: $V = 13400 - 4466.66 = 8933.33 \text{ Kg}$.

$$\text{Por lo tanto } V = \frac{8933.33}{30 \times 195} = 1.53 \text{ Kg/cm}^2 \quad 4.34 \text{ Kg/cm}^2$$

no requiere refuerzo por esfuerzo cortante, fig.42.

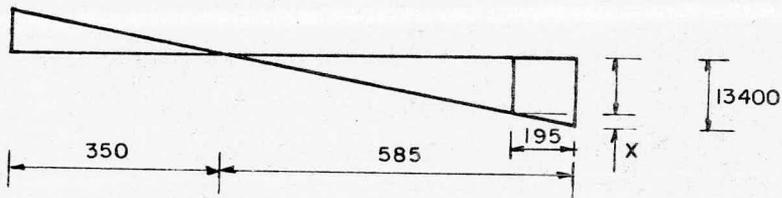


Figura 42

Análisis de la longitud de anclaje en los muros laterales.

Primeramente determinamos su longitud de desarrollo:

$Ld = Ld_b \times F_c \geq 0.006 db fy$ tomando un $F_c = 1.0$, observamos que

$$Ld_b = 0.06 \frac{a_s fy}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 db fy$$

Para nuestro caso empleamos:

Vars. de $3/4" \emptyset$ donde $d_b = 1.91$ cm. y $a_s = 2.87$ cm.²

sustituyendo ambos valores en la fórmula general tenemos lo siguiente:

$$Ld_b = 0.06 \frac{2.87 \times 4200}{\sqrt{210}} \geq 0.006 \times 1.91 \times 4200$$

$$49.90 \geq 48$$

Entonces $Ld = Ld_b \times Fc = 49.90 \times 1 = 49.90$ cm.

3.4.3. CALCULO DE LOS APOYOS EN EL PUENTE CANAL.

El puente canal tiene una subestructura formada por dos apoyos-extremos y uno central.

a) REVISION DE LAS COLUMNAS.

El análisis se hace para apoyos extremos y central.

Tenemos que la capacidad de carga axial de una columna como corta es:

$$P = 0.85 A_g (0.25 f'_c + f_s P_g)$$

Como el refuerzo de este tipo de columnas, consiste de varillas longitudinales y estribos laterales separados, su relación del área transversal efectiva del refuerzo vertical al área total de la columna P_g no debe ser menor de 0.01 ni mayor de 0.08.

Para nuestro caso se tomó un promedio de 0.01 por tratarse de una columna-muro y así determinar el área necesaria para el armado, del cuerpo del apoyo.

$$\text{El } P_g = 0.005 ; A_g = 320 \times 40 = 12800 \text{ cm}^2$$

$$\text{donde: } P_g = \frac{A_s}{A_g} \quad \text{despejando tenemos :}$$

$$A_s = P_g \times A_g = 0.005 \times 12800 = 64 \text{ cm}^2$$

Con esta área y con Vars. de 1.91 (3/4") \emptyset determinamos el total de varillas que requiere la columna.

$$\text{Núm. Vars.} = \frac{A_s}{a_s} = 22 \text{ Vars. donde: } 22/2 = 11 \text{ Vars. en c/paño.}$$

$$S = \frac{310}{10} = 30 \text{ cm.}$$

La separación máxima de estribos que se tomó fue de: 16 veces el refuerzo principal.

Como se colocaron Vars. de 1.91 (3/4") ϕ , tenemos que $1.91 \times 16 = 30.56$ por lo tanto su separación es de 30 cm. Se colocaron -- también estribos de 0.79 (5/16") ϕ a cada 30 cm., fig.43.

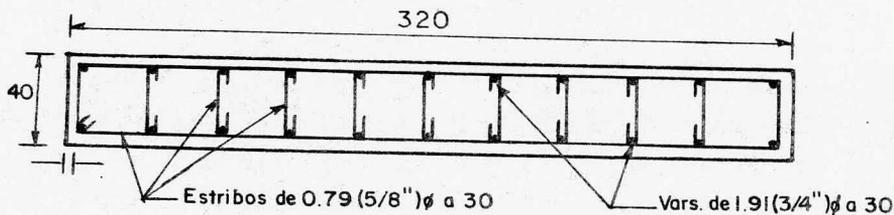


Figura 43

b) CALCULO DE LA ZAPATA PARA APOYOS EXTREMOS.

Según datos proporcionados por la residencia del lugar, la resistencia del terreno es de $f_t = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$.

Verificamos la presión del terreno:

$$f = \frac{P}{A} = 8,189 \text{ ton/m}^2 \quad \text{donde } f < f_t \text{ (correcto)}$$

Procedemos al cálculo de la viga en voladizo:

$$M = \frac{wL^2}{2} = 0.66 \text{ ton-m.} = 660 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{donde: } w = f = 8,189 \text{ ton/m}^2$$

Diseño de la sección.

Revisión por momento.

$$d_M = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = 7.24 \text{ cm.}$$

Se propone un $d = 23 \text{ cm}$; $r = 7 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$.

Revisión por cortante.

$$V = \frac{V}{bd} = \frac{wL}{bd} = 1.42 \text{ Kg/cm}^2$$

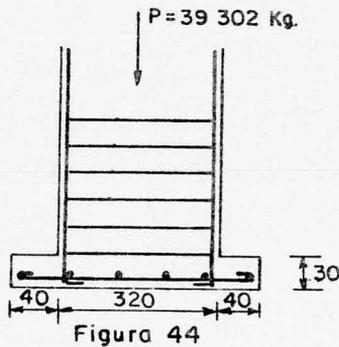
donde V es menor que V_c , por lo que no necesita estribos.

Armado de la zapata.

Como el acero por momento y flexión son menores al acero por temperatura, siendo éste el que rige, por lo que se tomó éste último.

$$A_{s_t} = 0.002 bd = 6 \text{ cm}^2$$

Vars de 1.27 (1/2") \emptyset a cada 20 cm. en dos direcciones, fig.44.



∴ A = Area aumentada.

c) CALCULO DE LA ZAPATA PARA APOYO CENTRAL.

Tomamos la misma resistencia de terreno $f_t = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$

Verificamos la presión del terreno:

$$f = \frac{P}{A} = 10.0 \text{ ton/m}^2 \quad \text{donde } f \leq f_t \quad (\text{correcto})$$

El análisis de la viga en voladizo es:

$$M = \frac{wL^2}{2} = 5.0 \text{ ton-m.} = 5000 \text{ Kg-m.}$$

Para su diseño, revisamos por momento y cortante.

$$d_M = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = 20 \text{ cm.}$$

proponemos $d = 33 \text{ cm}; \quad r = 7 \text{ cm}; \quad h = 40 \text{ cm.}$

$$V = \frac{wL}{b} = 3.03 \text{ cm.}$$

donde V es menor que V_c , por lo que no necesita estribos.

El armado de la zapata se hace por temperatura y resulta:

$$As_t = 0.002 \times 100 \times 40 = 8 \text{ cm}^2$$

colocando Vars. de 1.91 (3/4") \emptyset a cada 35 cm en dos direcciones fig.45.

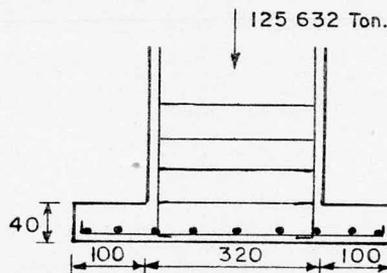


Figura 45

3.4.4. CALCULO ESTRUCTURAL PARA LA TRANSICION DE ENTRADA Y SALIDA.

Para nuestro análisis también se nos presenta como caso más desfavorable, el empuje de tierra en el que se ha considerado al muro en forma vertical y con una sobre carga inclinada, tomando en cuenta de que no se tienen pruebas de laboratorio se optó -- por tomar un talud de reposo del material $\phi = 45$.

Ahora bien una vez determinado su empuje activo que se presenta se procede a seguir los mismos pasos de diseño presentados en el capítulo 2 y que para nuestro caso se omite.

3.4.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CANAL EN CURVA, ANTES DEL PUENTE CANAL Y TRANSICIONES DE ENTRADA Y SALIDA.

Como al caso anterior el análisis se lleva a cabo por empuje de tierra, como caso más desfavorable al igual que en el cálculo de las transiciones, el muro se considera vertical y con sobrecarga.

La misma secuela procede para su diseño, considerando el mismo ángulo de fricción del material mencionado en las transiciones.

CAPITULO 4.

DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE UNA ALCANTARILLA.

Como se mencionó anteriormente las alcantarillas son conductos -- cerrados que se construyen transversales a un terraplén y por debajo de este, con el propósito de conducir agua para determinadas -- zonas de riego (por medio de canales principales).

4.1. NORMAS GENERALES DE PROYECTO.

Es de fundamental importancia que, antes de llevar a cabo un diseño de cualquier proyecto, se tomen en cuenta ciertas normas ya establecidas y que son indispensables para la correcta solución a -- nuestro proyecto.

Haciendo referencia a este punto, ver Normas Generales de Proyecto de un sifón, capítulo 2.

4.2. ANALISIS HIDRAULICO.

En lo que respecta al análisis hidráulico, el flujo en una alcantarilla está controlado por muchas variables que incluyen la geometría de la entrada, pendiente, dimensiones de la sección, rugosidad, etc.

Su funcionamiento hidráulico puede ser como un conducto forzado o a superficie libre, (similar al de un sifón). Por lo que para proceder al análisis hidráulico de una alcantarilla, es necesario -- clasificar el tipo de flujo que se presentará en la misma.

Como la secuela de análisis hidráulico de una alcantarilla es muy similar al de un sifón, este no se describirá nuevamente.

4.3. DISEÑO ESTRUCTURAL.

El diseño estructural de una alcantarilla, no varía mucho en -- cuanto al de un sifón, por lo que puede ser de sección circular o rectangular.

Para esto únicamente deberán de compararse en resistencia al -- aplastamiento, siempre que se trate para el cruce de vehículos. Ya que no se debe de olvidar que la alcantarilla escurriendo -- parcialmente llena, es un canal cubierto de corta longitud, com parativamente, instalada para drenar agua a través de terraple- nes de carreteras o vías de ferrocarril.

Nota:

Como en los puntos anteriores se omitieron algunos procedimientos de cálculo, estos pueden observarse en el proyecto que se - menciona en el punto 4.4., del presente capítulo.

4.4. PROYECTO "XOTH0", MPIO. DE IXMIQUILPAN, EDO. HGO.

ALCANTARILLA PARA EL CRUCE DE CANAL CON CARRETERA
MEX.-LAREDO EN EL KM. 51 + 097

4.4.1. ANALISIS HIDRAULICO.

Características hidráulicas del canal antes y después de la alcantarilla.

$$Q = 9.00 \text{ m}^3/\text{s.} \quad b = 1.50 \text{ m.} \quad d = 1.75 \text{ m.} \quad n = 0.017$$

$$S = 0.0005 \quad t = 1.5:1 \quad A = 7.219 \text{ m}^2 \quad V = 1.25 \text{ m/s.}$$

La alcantarilla consta de dos conductos rectangulares, trabajando cada uno de ellos con:

$$Q = 4.5 \text{ m}^3/\text{s.} \quad d = 1.75 \text{ m.} \quad b = 2.65 \text{ m.} \quad n = 0.017$$

$$S = 0.0005$$

La verificación de estos datos se realizó por medio de la ecuación de Manning.

4.4.2. DISEÑO ESTRUCTURAL.

Consideramos las siguientes características:

Elevación rasante de la carretera	8.50 m.
Elevación de plantilla del canal	7.40 m.
Elevación losa interior del conducto (lecho alto)	7.40 m.
Elev. parte superior del conducto (lecho alto)	9.90 m.
Alcantarilla de sección rectangular de 2.65 x 2.10 dos conductos.	
Espesor de las losas de la alcantarilla	0.40 m.
Peso volumétrico de la capa asfáltica	2400 Kg/m ³
Carga viva H - 20 , S - 16 en dos líneas de circulación	

Especificaciones A.A.S.H.O. 1978.

Nota.

Como la altura de la sección propuesta es de 2.10 m. la elevación de la rasante de la carretera será mayor que $7.4 + 2.10 = 9.50$ m. por lo que habrá una sobre elevación de la cota original.

CARGAS.

Distribución de cargas rodantes según especificaciones:

Separación entre ruedas	6' = 1.83 m.
Separación entre ejes	14' = 4.27 m.
Carga de rueda trasera	= 7257 Kg.

Determinando la carga unitaria tenemos:

Carga unitaria. $c = 2p = wl$ donde: $w = \frac{2p}{l}$
 entonces $w = \frac{2 \times 7257}{3.05} = 4759 \text{ Kg/m}^2$

Impacto para alcantarillas con colchón de 0 a 30 cm. es de 30% de la carga viva.

$$I = 4759 \times 0.3 = 1428 \text{ Kg/m}^2$$

CARGA SOBRE LOSAS SUPERIORES.

Carga viva	4759	Kg/m ²
Impacto	1428	"
Peso relleno 0.1 x 2400	240	"
Peso propio losa 0.4 x 2400	960	"
	<hr/>	
$W_1 =$	7387	Kg/m ²

CARGA SOBRE LOSAS INFERIORES.

Piezas verticales:

$$\frac{(3 \times 2.10 \times 1.00 \times 0.40) 2400}{6.50} = 930 \text{ Kg/m}^2$$

Por losa superior

$$W_2 = \frac{7387}{8317} \text{ Kg/m}^2$$

CARGA SOBRE LOSAS LATERALES.

Se transforma la carga viva en altura de tierra equivalente:

$$\text{Sobre carga} = \frac{4759 + 1428}{1800} = 3.43 \text{ m., fig.46.}$$

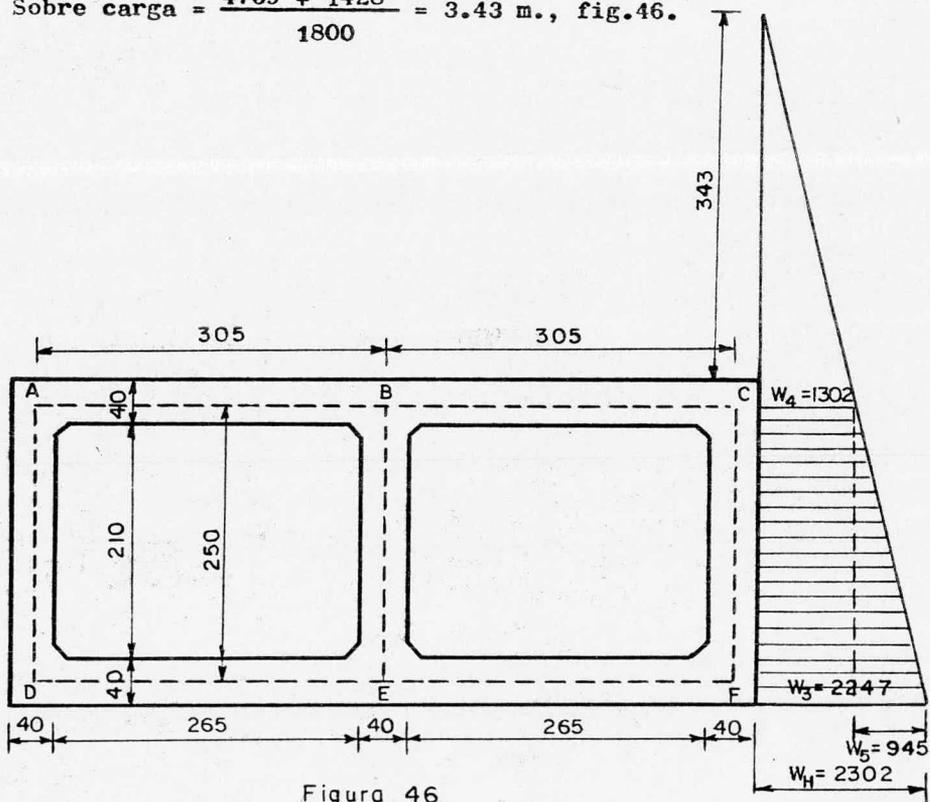


Figura 46

Para el cálculo del empuje de tierra consideramos $\phi = 33^\circ 42'$

$$P = 1/2 wh \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} (h - 2h_1) ; P = 0.143wh(h + 2h_1)$$

$$P = 7286 \text{ Kg.}$$

Entonces tenemos que W_3 será igual a:

$$7286 = \frac{WH (3.43 + 2.90)}{2} \quad \text{donde } WH = 2302 \text{ Kg.}$$

$$W_3 = 2302 \frac{6.18}{6.33} = 2247 \text{ Kg.}$$

$$W_4 = 2302 \frac{3.58}{6.33} = 1302 \text{ Kg.}$$

$$W_5 = W_3 - W_4 = 945 \text{ Kg.}$$

$$\text{El esfuerzo del terreno es: } f_t = W_2 + P.P. = 9277 \text{ Kg/m}^2$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO.

Piezas AB y BC

$$M = \frac{W_1 L^2}{12} = 5726 \text{ Kg-m.}$$

Piezas DE y EF

$$M = \frac{W_2 L^2}{12} = 6447.4 \text{ Kg-m.}$$

Piezas AD y CF

$$M = \frac{W_4 L^2}{12} + \frac{W_5 L^2}{30} = 1302 \text{ Kg-m.}$$

$$M = \frac{W_4 L^2}{12} + \frac{W_5 L^2}{20} = 1449 \text{ Kg-m}$$

Los factores de distribución de las piezas son:

$$\text{Piezas } AD_A \text{ y } CF_C \quad f_d = \frac{3.05}{2.5 + 3.05} = 0.55$$

$$\text{Piezas } AB_A \text{ y } BC_C \quad f_d = 0.45$$

$$\text{Piezas } AB_B \text{ y } BC_B \quad f_d = 0.335$$

$$\text{Pieza } BE_B \quad f_d = 0.29$$

La distribución de los momentos finales en la sección se muestran en la siguiente forma:

	A		B			C	
	C	T	T	C	T	T	C
Fd	0.65	0.45	0.355	0.29	0.365	0.45	0.55
Me	-1302	5726	-5726	0.00	5726	-5726	1312
d ₁	-2433	-1991	0.00	0.00	0.00	1991	2433
t ₁	1375	0.00	996	0.00	996	0.00	-1375
d ₂	-756	-619	0.00	0.00	0.00	619	756
t ₂	335	0.00	-309	0.00	309	0.00	-335
d ₃	-184	-151	0.00	0.00	0.00	-151	-184
MF	-2965	2965	-7031	0.00	7031	-2965	2965
V	1816	9932	12598	0.00	12598	9932	1816

		D		E		F	
Me	1449	-6447	6447	0.00	-6447	6447	-1449
d ₁	2749	2249	0.00	0.00	0.00	-2249	-2749
t ₁	-1217	0.00	1125	0.00	-1125	0.00	1217
d ₂	669	548	0.00	0.00	0.00	-548	-669
t ₂	-378	0.00	274	0.00	-274	0.00	378
d ₃	208	170	0.00	0.00	0.00	-170	-208
MF	3480	-3480	7846	0.00	-7846	3480	-3480
V	2595	11252	14114	0.00	14114	11252	2596

Reacciones de los apoyos.

Conocidas las reacciones de los apoyos, se analiza la corrección adecuada en los tramos correspondientes.

TRAMOS AB y BC

$$\text{Corrección} = \frac{M - m}{L} = \frac{7031 - 2965}{3.05} = 1333 \text{ Kg.}$$

$$\text{donde: } R_A - 1333 = 9932 \text{ Kg. ; } R_B + 1333 = 12598 \text{ Kg.}$$

TRAMOS DE y EF

$$\text{Corrección} = \frac{M - m}{L} = \frac{7846 - 3480}{3.05} = 1431 \text{ Kg.}$$

$$\text{donde: } R_D - 1431 = 11252 \text{ Kg. ; } R_E + 1431 = 14114 \text{ Kg.}$$

TRAMOS AD y CF

La corrección para estos tramos resulta de 206 Kg. la cual al aplicarse a R_A y R_D queda comprobado el cortante final.

MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS FIG. 47.

Piezas AB y BC

$$M = \frac{W_1 L^2}{8} - \frac{M_A + M_B}{2} = 3592 \text{ Kg-m.}$$

Piezas DE y EF

$$M = \frac{W_2 L^2}{8} - \frac{M_D + M_E}{2} = 4008 \text{ Kg-m.}$$

Piezas AD y EC

$$M = \left[\frac{W_4 L^2}{8} + \frac{Wx}{3L^2} (L^2 - x^2) \right] - \frac{M_A + M_D}{2} = -1837 \text{ Kg-m.}$$

donde: $W = 1181 \text{ Kg.}$

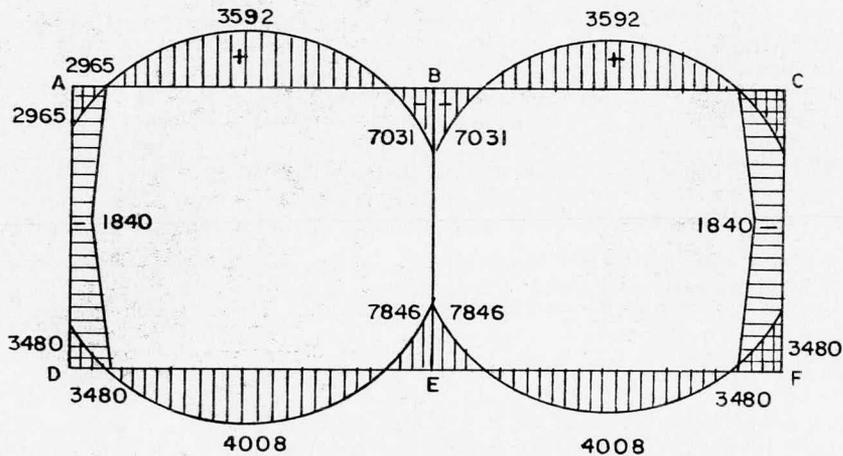


DIAGRAMA DE MOMENTOS

Figura 47

DISEÑO DE LA SECCION.

Revisión de la sección por momento.

El momento máximo es $M_{\text{máx.}} = 7846 \text{ Kg-m.}$

$$d_M = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = 22 \text{ cm} < 35 \text{ cm.} \quad ; \text{ donde: } H = 40 \text{ cm.}$$

Por cortante máximo.

$$V = \frac{V}{b_j d} = 4.65 \text{ Kg/cm}^2$$

tenemos que V permisible es $0.3 \sqrt{f'_c} = 4.35 \text{ Kg/cm}^2$ Se acepta la sección por ser muy poca la diferencia.

Acero de refuerzo por momentos.

Pieza AB y BC

Momento positivo 3592 Kg-m.

Momento negativo 7031 Kg-m.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 9.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 18.33 \text{ cm}^2$$

Vars. de (5/8")Ø a cada 21 cm.

Vars. de (5/8")Ø a cada 18 cm.

Pieza DE y EF

Momento positivo 4008 Kg-m.

Momento negativo 7846 Kg-m.

$$A_s = 10.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 20.46 \text{ cm}^2$$

Vars. de (5/8")Ø a cada 19 cm.

Vars. de (5/8")Ø a cada 10 cm.

REVISION POR ADHERENCIA.

$$\mu = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} \quad \text{para } D = 1.27 \text{ (1/2") } \emptyset \quad \mu = 26.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{para } D = 1.59 \text{ (5/8") } \emptyset \quad \mu = 20.96 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{V_{\text{máx.}}}{\sum_o j d} = 8.5 \text{ Kg/cm}^2$$

El armado se ha tomado con Vars. de 1.59 (5/8") \emptyset

Piezas AB y BC

$$\sum_o = \frac{V}{\mu j d} = 19 \text{ cm.} \quad \text{donde: } V = 12598 \text{ Kg.}$$

$$\text{Vars. de 1.59 (5/8") } \emptyset ; p = 5 \text{ cm.} \quad \text{Núm. Vars.} = \frac{\sum_o}{p} = 4 \text{ Vars.}$$

$$\text{La separación} = \frac{100}{4} = 26 \text{ cm. mayor que 18.}$$

Piezas DE y EF

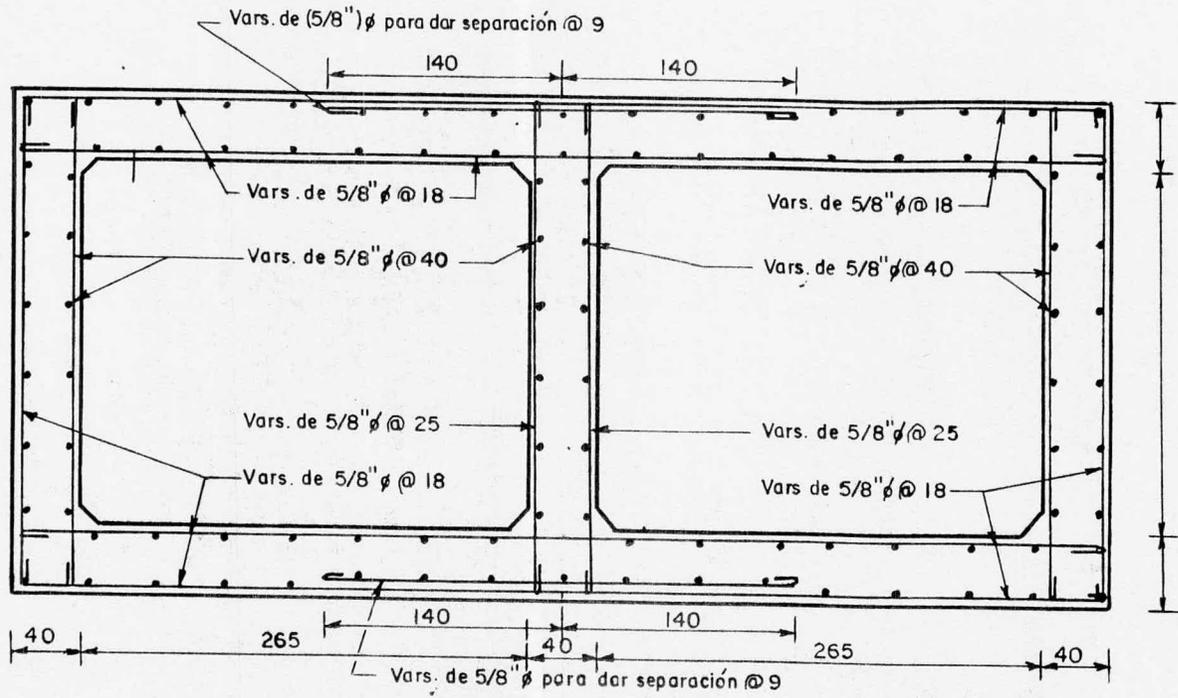
$$\text{La separación de Var.} = 21 \text{ cm mayor que 9 cm. ; } V = 14114 \text{ Kg.}$$

Piezas CD y CF

$$\text{La separación de Var.} = 122 \text{ cm. mayor que 20 cm.}$$

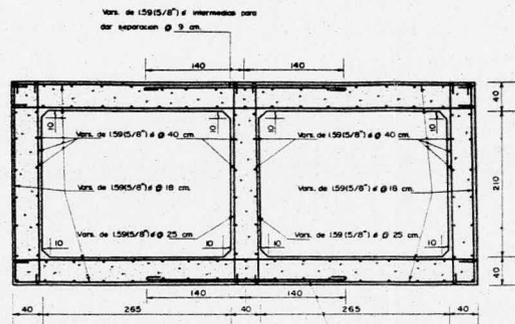
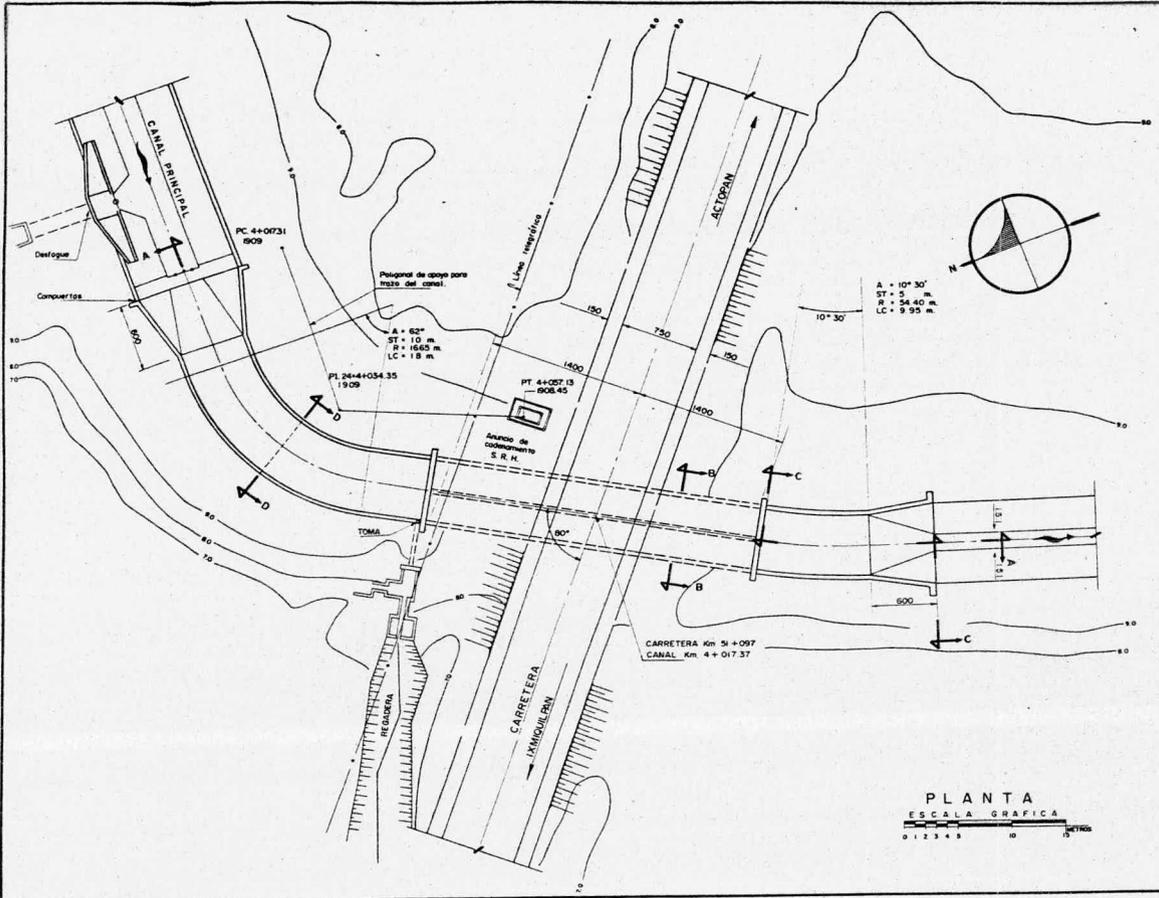
donde $V = 2596 \text{ Kg.}$

Finalmente el armado se hace por momentos, fig.48.



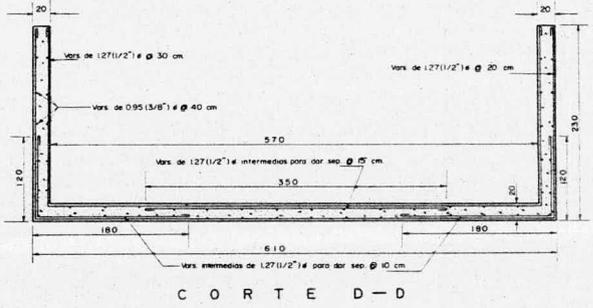
ARMADO DEL CONDUCTO

Figura 48



DATOS HIDRAULICOS		
CANAL	ALCANTARILLA	DE CADA DUCTO
Q = 9.00 m³/s	Q = 9.00 m³/s	Q = 4.5 m³/s
b = 1.5 m	b = 5.50 m	b = 2.65 m
d = 1.75 m	d = 1.75 m	d = 1.75 m
S = 0.0005	S = 0.0005	S = 0.0005
r = 1.51	r = Vertical	r = Vertical
n = 0.017	n = 0.017	n = 0.017
v = 1.25 m/s	v = 1.25 m/s	v = 1.25 m/s
A = 7.225 m²	A = 9.266 m²	A = 4.633 m²

DATOS DEL PROYECTO		
CARGAS		
Tierra		1800 kg/m³
Muerta		2400 kg/m³
Vivo	H = 20	
Impacto		Porcentaje de carga viva.



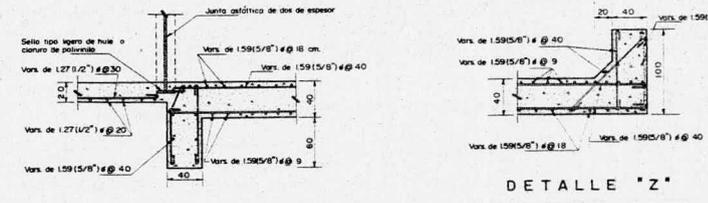
SOP DIRECCION GENERAL DE CONSERVACION DE CARRETERAS FEDERALES DEPARTAMENTO TECNICO OFICINA DE ESTUDIOS Y NORMAS TECNICAS

Camino: Tierra, Km. Origen:

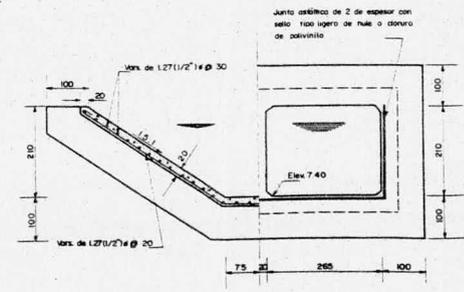
REVISADO Y APROBADO A LA S. R. H.

México, D.F. 1976 Hoja No. No.

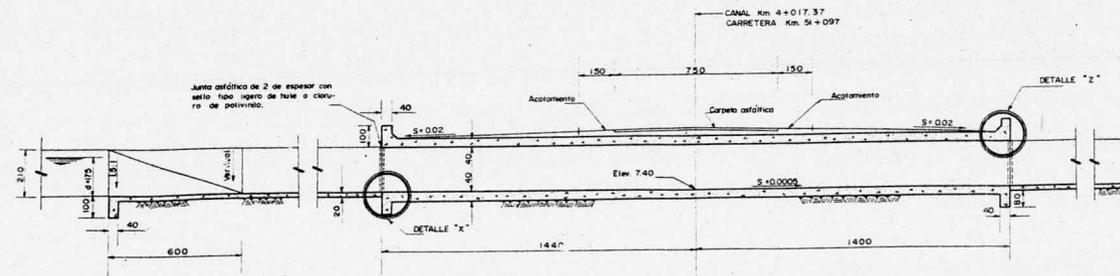
CANTIDADES ESTIMADAS	
Excavación	1445 m³
Relleno	100 m³
Concreto reforzado de f'c = 210 kg/cm²	370 m³
Acero de refuerzo de 159(5/8) #	13200 kg
Acero de refuerzo de 127(1/2) #	6200 kg
Acero de refuerzo de 095(3/8) #	1550 kg
Seto asfáltico	25 m



DETALLE 'X'



CORTE C-C



CORTE A-A

NOTAS: Aceleraciones en centímetros excepto los indicados en otra unidad. Estaciones en kilómetros y elevaciones en metros. El concreto será de f'c = 240 kg/cm² a los 28 días de fabricado. El recubrimiento será de 5 cm. El refuerzo será con varilla corrugada y traspase de 45 diámetros. La profundidad de las penetraciones podrá aumentarse a juicio del Ing. Responsable.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"

INGENIERIA CIVIL

TESIS PROFESIONAL

ARMANDO SANTOYO ALVAREZ

Proyecto "CANAL" para la Irrigación, tipo PLANO TIPO ALCANTARILLA DE CRUCE CON CARRETERA MEXICO-LAREDO

PLANO GENERAL

México, D.F. Agosto 1985 PLANO No. 3

CAPITULO 5.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El objetivo de mi presente trabajo es exponer algunos de los diferentes métodos que se utilizan en la práctica profesional, -- relacionados en la materia de Obras Hidráulicas, mismos que se emplean para resolver las estructuras de cruce en una red de -- canales y que pudieran servir de consulta a los estudiantes de Ingeniería Civil e interesados en la materia.

Sin embargo creo que con el contenido de estas páginas se pueda resolver cualquier problema de estructuras en su análisis hidráulico y estructural, pues cada problema es diferente al anterior y cada uno presenta características propias en sus diferentes aspectos como lo son la topografía, hidráulica, etc., y no se podrán generalizar en ningún caso.

Referente a los proyectos tratados en esta tesis se hacen las observaciones siguientes:

De acuerdo a las experiencias obtenidas en la construcción de proyectos de estructuras de cruce en una zona de riego, es recomendable hacer varias alternativas, estudiando el costo y ventajas de cada una de ellas, optando por la más adecuada y económica.

En lo que se refiere al sifón se hacen las recomendaciones siguientes:

- Deberán tenerse los estudios previos del lugar y una vez que se tienen estos estudios se procederá a la revisión general del sifón.

- La resistencia del terreno es de fundamental importancia que se conozca para el diseño de la estructura. Habrá casos en que no se cuente con la información de la capacidad de carga permisible del terreno, por lo que la S.A.R.H., para mayor seguridad sugiere utilizar como límite 1.5 Ton/m^2 .
- Para este tipo de conductos cuando van enterrados, el colchón de tierra que se les considera es de 1.50 m., como mínimo, pero la S.A.R.H., recomienda 2.00 m. (esto con el fin de evitar su deterioro por agentes externos), como cuando pasan abajo de un camino, vía férrea o cruzan terrenos de labor.
- Según el punto anterior se tomará en cuenta la carga que obra sobre la estructura ya que ésta nos señalará el tipo de conducto a usar y que puede ser de concreto armado, asbesto cemento o acero.
- Cuando el desnivel con que se cuenta es bajo, hay necesidad de construir un conducto con una velocidad baja (1.50 m/s.), en caso contrario se tomará la velocidad entre un rango de 2.5 a 3.5 m/s. (que nos evita el depósito de azolves en el fondo del conducto).
- Se debe de evitar el mayor número posible de deflexiones en la estructura, siendo esta de mínima longitud, ya sea de sección rectangular o circular todo con el fin de evitar el exceso de pérdidas de carga y así tener un mejor funcionamiento del sifón.
- Otra parte muy importante es la de verificar que la carga disponible debe ser igual o aproximadamente igual a la suma de pérdidas de carga que se produzcan en el sifón. En caso de que la diferencia sea pequeña, se aplicará la ecuación de energía, pero en sentido inverso (de adelante hacia atrás) para poder encontrar el nivel del agua a la entrada del conducto.

Ahora cuando se requiere disminuir las pérdidas de carga se puede aumentar la sección del conducto; por el contrario si se desea aumentar las pérdidas se reduce la sección en menor dimensión.

- En el diseño de las transiciones estas practicamente se armarán por temperatura, considerando un espesor de 30 cm. y una altura de 1.00 m. para los dentellones.

- Para el análisis del sifón este debe hacerse a conducto lleno y conducto vacío considerando los conductos como marcos rígidos y determinando sus momentos de continuidad por cualquiera de los métodos usados.

- En el cálculo estructural de la sección a conducto vacío, como éste está sujeto a cargas exteriores, se analiza la sección más desfavorable o sea la de mayor carga sobre la losa superior.

Por lo que al puente canal se refiere:

- En forma analogica que para un sifón, el puente canal debe contar con los estudios previos del lugar, mismos que nos podrán dar su resistencia del terreno la cual nos permitirá obtener las dimensiones correctas de sus apoyos. Se recomienda una resistencia de fatiga de terreno de 2.0 Ton/m^2 .

- El diseño de sus transiciones es semejante al del sifón; por lo que no se mencionará nuevamente.

- El desplante de los apoyos o caballetes deberá ser de 2.00 m. como mínimo según sea la topografía (esto con el fin de evitar el deterioro del apoyo, cuando se trata de un dren o un arroyo).

- Cuando se trate de terrenos suaves (arcillas, limo, etc.), se recomienda el uso de caballetes para disminuir el peso de la subestructura y lograr esfuerzos menores sobre el terreno de desplante.

- Para terrenos firmes o medianamente firmes se recomienda el uso de pilas intermedias y estribos extremos.

- Las pilas podrán ser de concreto armado o mampostería de 3a clase de acuerdo al material de que se disponga en la zona.

- Se utilizan juntas de neopreno en los apoyos, con el fin de tener la seguridad de que la carga que trasmite la superestructura a la subestructura queda aplicada en su centroide.

Finalmente las recomendaciones que se hacen a la alcantarilla son:

- Se determinan tamaño y forma de la abertura de la alcantarilla, generalmente partiendo de los requisitos hidráulicos.

- Se calculan las cargas de servicio, en función de la profundidad a la cual va a quedar localizada la alcantarilla, y el tipo de material de que está constituido el terraplén. Para determinar las cargas de servicio es necesario contar con dos cantidades a saber: la carga vertical uniformemente distribuida, denominada aquí como w , y la proporción entre las cargas lateral y vertical, denominada como c ; la carga lateral se toma entonces como una carga uniformemente distribuida de intensidad cw .

- Se suponen las dimensiones de la sección; esto es, los peraltes totales tanto de los miembros horizontal como vertical. Si el recubrimiento que va a usarse puede especificarse partiendo del tamaño máximo del agregado, entonces los peraltes efectivos pueden obtenerse de los peraltes totales.

- Habiéndose determinado las cargas de servicio y las dimensiones de la sección pueden ahora obtenerse los momentos elásticos y los esfuerzos cortantes que actúan sobre una sección de alcantarilla de ancho nominal. En esta recomendación, al igual que - en las anteriores, no se hace necesario tomar en cuenta el peso propio de la estructura, dado que este representa un porcentaje muy pequeño de las cargas de servicio.

- Se verifica el peralte supuesto, para el esfuerzo cortante.

- Los porcentajes mínimos de acero requeridos para la flexión, - se determinan con la relación existente entre la carga axial y - el momento en las diversas secciones críticas.

- Debe verificarse la adherencia en las distintas secciones críticas, y si es necesario, se cambian o modifican el porcentaje - de acero o el diámetro de las varillas a fin de poder ajustarse a los requisitos de adherencia permisible.

FORMULAS Y CONSTANTES DE CALCULO UTILIZADAS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL.

Se utilizó el criterio elástico de acuerdo a las normas del ACI y las especificaciones del A.S.T.M., referencias 10 y 11.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \text{área de refuerzo principal de tensión, en cm}^2$$

$$A_t = 0.00 \times 100 \times b = \text{área de acero por temperatura, en cm}^2$$

$$A_s = p b d = \text{área de acero mínimo por flexión, en cm}^2$$

$$d_M = \sqrt{\frac{M}{R b}} = \text{peralte por momento de la sección, en cm.}$$

$$d_V = \frac{V}{b d} = \text{peralte por esfuerzo cortante en cm.}$$

$$V_c = 0.3 \sqrt{f'_c} = \text{esfuerzo permisible, en Kg/cm}^2$$

$$u = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = \text{esfuerzo permisible máximo de adherencia para varillas corrugadas en tensión, en Kg/cm}^2$$

$$u = \frac{V}{\Sigma o_j d} = \text{esfuerzo real de adherencia, en Kg/cm}^2$$

$$S = \frac{a_s \times 100}{A_s} = \text{separación de acero, en cm.}$$

$$f = \frac{P}{A} = \text{esfuerzo del terreno, en Kg/cm}^2$$

$$M = \frac{W L}{8} = \text{momento flexionante para vigas simples, en Kg-m.}$$

$M = \frac{WL}{12}$ = momento flexionante para claros interiores de vigas-continuas, en Kg-m.

$M = \frac{WL}{10}$ = momento flexionante para claros extremos de vigas --continuas (vigas semicontinuas), en Kg-m.

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ = esfuerzo del concreto.

$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$ = esfuerzo unitario de tensión en el refuerzo longitudinal.

$f_c = 0.45 f'_c = 94.5 \text{ Kg/cm}^2$ = esfuerzo unitario de compresión - en el concreto.

$n = \frac{E_s}{E_c} = 9$ = módulo de elasticidad del acero y del concreto.

$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.901$

$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_c}} = 0.297$

$R = 1/2 f_c k j = 12.577$

$w = 1800 \text{ Kg/m}^3$ = peso volumétrico del material.

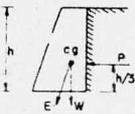
$\gamma_a = 1000 \text{ Kg/m}^3$ = peso volumétrico del agua.

$\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$ = peso volumétrico del concreto.

CALCULO DE LOS MUROS DE RETENCION

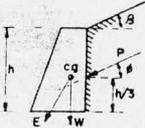
MUROS DE RETENCION, VERTICALES

a - Carga horizontal



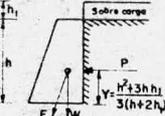
β = Angulo de reposo del material
 W = Peso volumetrico del material
 ϕ = Angulo de friccion interna
 $P = \frac{1}{2} wh^2 \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \frac{1}{2} wh^2 \tan^2 (45^\circ - \frac{\phi}{2})$
 Para ϕ = talud 0.5 1 = 63° 26', $P = 0.286 wh^2$
 Para ϕ = talud 1 1 = 45°, $P = 0.086 wh^2$
 Para ϕ = talud 1.5 1 = 33° 42', $P = 0.143 wh^2$
 Para ϕ = talud 2 1 = 26° 34', $P = 0.191 wh^2$

b - Sobre carga inclinada



$P = \frac{1}{2} wh^2 \cos \delta$
 Para ϕ = talud 0.5 1 = 63° 26', $P = 0.2236 wh^2$
 Para ϕ = talud 1 1 = 45°, $P = 0.353 wh^2$
 Para ϕ = talud 1.5 1 = 33° 42', $P = 0.416 wh^2$
 Para ϕ = talud 2 1 = 26° 34', $P = 0.497 wh^2$

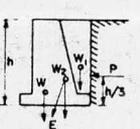
c - Sobre carga horizontal



$P = \frac{1}{2} wh(h+2h) \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}$
 Para ϕ = talud 1 1 = 45°, $P = 0.086 wh(h+2h)$
 Para ϕ = talud 1.5 1 = 33° 42', $P = 0.143 wh(h+2h)$

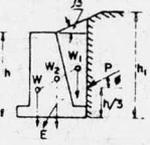
MUROS DE RETENCION, INCLINADOS HACIA ADELANTE

d - Carga horizontal



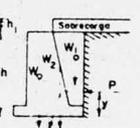
$P = \frac{1}{2} wh^2 \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \frac{1}{2} wh^2 \tan^2 (45^\circ - \frac{\phi}{2})$
 como en el caso "a"
 W = Peso del muro por metro lineal
 W_1 = Peso de la cuña de tierra por metro lineal
 $W_2 = W + W_1$

e - Sobre carga inclinada



$P = \frac{1}{2} wh^2 \cos \phi$
 Como en el caso "b"
 W, W_1 y W_2 como en el caso "d"

f - Sobre carga horizontal



$P = \frac{1}{2} wh(h+2h) \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}$
 h = Sobre carga por m^2/w
 W, W_1 y W_2 como en el caso "d"
 Calcúlese el muro con y sin la parte de sobre carga apoyada en la cuña incluida en W_1

MUROS DE RETENCION INCLINADOS HACIA ATRAS

g - Carga horizontal



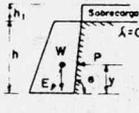
$P = \frac{1}{2} wh^2 K_0$
 Los valores de K_0 en los párrafos "j" y "k"
 $K_0 = \frac{\cos^2 \theta (1 + \theta)}{\cos^2 \theta (1 + \frac{\text{sen } \theta}{\cos \theta})^2}$

h - Sobre carga inclinada



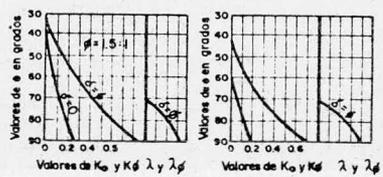
$P = \frac{1}{2} wh^2 K_\delta$
 Los valores de K_δ y λ_δ en los párrafos "j" y "k"

i - Sobre carga horizontal



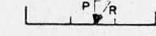
$P = \frac{1}{2} wh(h+2h) K_0$
 $Y = \frac{h^2 + 3hh_1}{3(h+2h)}$
 Los valores de K_0 en los párrafos "j" y "k"

j y k - VALORES DE K y λ



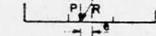
PRESION EN EL CIMIENTO

l - Resultante en centro



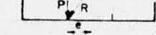
$f_1 = f_2 = \frac{P}{A}$

m - Resultante dentro del tercio medio



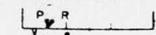
$f_1 = \frac{P}{A} (1 + \frac{6e}{d})$
 $f_2 = \frac{P}{A} (1 - \frac{6e}{d})$

n - Resultante en el límite tercio medio



$f_1 = 2 \frac{P}{A}$
 $f_2 = 0$

o - Resultante fuera del tercio medio



$f_1 = 2 \frac{P}{3yb}$

De acuerdo con la fatiga encontrada revésese si el terreno lo soporta

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. VEN TE CHOW
HIDRAULICA DE LOS CANALES ABIERTOS
EDIT. DIANA, 1982
2. GILBERTO SOTELO AVILA
HIDRAULICA GENERAL
EDIT. LIMUSA, 1976
3. SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
PROYECTO DE ZONAS DE RIEGO
4. ROUSE, H.
ENGINEERING HIDRAULICS
NOVA YORK, 1949
5. J. M. DE AZEVEDO NETTO
GMO. ACOSTA ALVAREZ
MANUAL DE HIDRAULICA
EDIT. HARLA, 1978
6. GILBERTO SOTELO AVILA
APUNTES DE HIDRAULICA II
FACULTAD DE INGENIERIA
7. J. L. GOMEZ NAVARRO
SALTOS DE AGUA Y PRESAS DE EMBALSE
TOMO I
8. HORACE W. KING., CHESTER O. WISLER. Y
JAMES G. WOODBURN
HIDRAULICA
EDIT. TRILLAS, 1980
9. JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ
MECANICA DE SUELOS
TOMO II
EDIT. LIMUSA, 1978
10. HARRY PARKER
DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONCRETO REFORZADO
EDIT. LIMUSA, 1980

11. R. PARK Y T. PAULAY
ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO
EDIT. LIMUSA, 1980
12. ALFONSO OLVERA L.
ANALISIS DE ESTRUCTURAS
EDIT. C.E.C.S.A., 1981
13. SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS
Y OBRAS PUBLICAS
ESPECIFICACIONES PARA PROYECTO DE PUENTES
1978