

870115

8
24°

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

INGORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

"CRUCE DE CANAL TAXTES CON DREN JUAREZ."

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

JESUS OSCAR LUGO GAMBOA

GUADALAJARA, JALISCO. 1987



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

C A P I T U L O S	Páginas
Introducción.	I
I.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y DATOS DE PROYECTO	4
II.- GENERALIDADES SOBRE ESTRUCTURAS DE CRUCE	25
III.- ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA	35
IV.- CALCULO Y DISEÑO HIDRAULICO	38
V.- CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL	56
VI.- PROYECTO DEFINITIVO. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	95
VII.- APENDICE	97

INTRODUCCION

México es un país que evoluciona, que poco a poco va logrando su desarrollo y hoy más que nunca se lucha por resolver sus múltiples problemas a fin de lograr el mayor avance y prosperidad.

Los problemas son de índole variada, abarcando aspectos materiales y humanos muy diversos, y de acuerdo a su magnitud y grado de dificultad, requieren del esfuerzo integrado de todos los mexicanos, a fin de satisfacer las necesidades, y solucionar la problemática que afronta el pueblo mexicano en todos sus niveles.

La solución de muchos de nuestros problemas requieren de elevadas inversiones, exhaustivos estudios y largos plazos, otros problemas pueden resolverse más rápido y con menos esfuerzos; pero de un modo u otro es necesario terminar ya con el yerro de la improvisación, la ejecución de obras carentes de los suficientes estudios y análisis realistas, condenadas a ser obsoletas en un futuro inmediato o no cumplir con la función para la cual fueron planeadas.

La población aumenta día con día, por lo cual es necesario un incremento de la producción agrícola y ganadera, así como también una industria racionalmente encaminada a lograr los más altos niveles posibles de bienestar del pueblo, que hasta hoy sufre con limitaciones por falta de recursos de todo orden.

El problema alimenticio es uno de los renglones que requieren

mas urgentes soluciones a fin de lograr la necesaria autosuficiencia, para ello se necesita de un constante impulso al desarrollo agrícola.

Las aportaciones permanentes en estudio, planeación y realización de importantes sistemas de riego através de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, han mostrado la urgencia inaplazable de que en regiones no favorecidas todavía, se lleven a cabo con el mayor esfuerzo y el menor costo, todo tipo de obras que vengan a incrementar los recursos hidráulicos en beneficio de la riqueza nacional.

La región del Noroeste de México formada por los Estados de Baja California, Sonora, Sinaloa y Nayarit, representa una fuerza nacional de la que depende en una gran parte nuestro porvenir agrícola, pues cuenta con extensos valles y ríos que posibilitan la diversidad de cultivos y alta productividad.

En este aspecto la agricultura sinaloense ocupa un sitio privilegiado, siendo Sinaloa, con sus 58,092 km² de superficie, uno de los estados de mayor productividad, por lo que, se le ha reconocido publicamente como bastión y pilar en la producción de alimentos en el país.

Al Estado de Sinaloa, surcado por sus once ríos, se le espera un gran futuro, pues con los sistemas de riego de Culiacán, donde se construyó la Presa Sanalona sobre el Río Tamazula y la Presa Adolfo López Mateos sobre el Río Humaya, la Presa Miguel Hidalgo

para el sistema de riego del Valle del Río Fuerte, la Presa Eustaquio Buelna sobre el Río Mocorito y otros sistemas de riego en funcionamiento y algunos más en proyecto con lo cual se alcanzará en la entidad una superficie regable de más de 800,000 Has.

La obra hidráulica de que trata esta tesis se localiza en el Valle del Río Fuerte, dentro del pujante Municipio de Ahome. Se trata del cruce del Canal Taxtes con el Dren Juárez.

El Canal Taxtes que es por cierto el mas viejo de la región, fué necesario ampliarlo en su longitud debido a la incorporación al sistema de riego de tierras cultivables con cuya explotación se aumentará el nivel de producción agrícola de este municipio, ubicado dentro de una zona de alta producción como lo es el Noroeste de México.

El Dren Juárez es el colector principal del sistema de drenaje - combinado de la Ciudad de Los Mochis.

En el Km. 1 + 750 de la ampliación del Canal Taxtes, dicho canal cruza con el dren mencionado y es precisamente la intención de esta tesis presentar un proyecto de solución a dicho cruce.

Con esta obra será posible conducir agua de riego para alimentar cerca de 3000 Has. de tierras agrícolas en ejidos de reciente - creación.

C A P I T U L O 1

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y DATOS
DEL PROYECTO

GENERALIDADES DEL VALLE DEL RIO FUERTE

La estructura que se tratará en este trabajo queda localizada en el Valle del Río Fuerte. Este Valle se localiza en la porción - Norte del Estado de Sinaloa entre los paralelos $25^{\circ}20'$ y $26^{\circ}05'$ latitud Norte y entre $108^{\circ}25'$ y $109^{\circ}25'$ longitud Oeste del Meridiano de Greenwich.

El clima es cálido y seco, con primavera muy seca y las precipitaciones pluviales varían entre 200 y 500 mm. anuales, como límite.

El río que baña las tierras del Valle es el Río Fuerte que lo forman afluentes principales: Río Verde, Río Urique y Chinipas.

SISTEMA DE RIEGO

DESCRIPCION

Desde la Presa de Almacenamiento Miguel Hidalgo, hasta los sitios de derivación, se aprovecha el cauce del río para conducir el agua en un tramo de 60 km. aproximadamente, y dar servicio de riego a la margen izquierda con una superficie de 170 000 has. por medio de la Presa Derivadora el "Sufragio" y del Canal Valle del

Fuerte. Aguas abajo se construyó la Presa Derivadora de --
Cahuinahua que alimenta el canal del mismo nombre y dá riego a -
30 000 Has. en la márgen derecha.

Para derivar el agua hacia la márgen izquierda por el Canal Prin-
cipal, se modificaron la Presa Derivadora "Sufragio" y la obra -
de toma ya existente que anteriormente alimentaba al Canal Sicae.

PRESA DERIVADORA "SUPRAGIO"

Consta esencialmente de un muro de concreto reforzado, desplanta
do sobre una capa de grava y protegido con enrocamiento a volteo
por ambos lados; la modificación hecha a esta obra consistió en
una sobreelevación de 0.5 metros a la corona del muro y un amen
to de 200 m. en su longitud, así como en la ampliación de sus zo
nas de protecciones de enrocamiento, quedando la de aguas abajo
junteada con concreto para evitar su arrastre por las aguas del
Río y la de aguas arriba sin juntear.

La obra de toma originalmente tenía capacidad para $40 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y
la modificación realizada consistió básicamente en una ampliación
a la obra, instalándose tres compuertas radiales más, para hacer
un total de cinco unidades de 5.00 mts. de ancho y 2.50 mts. de
altura y así darle una capacidad de $147 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que es el gasto
requerido.

RED DE DISTRIBUCION

CANAL PRINCIPAL

El Canal Principal o "Canal Valle del Fuerte" tiene una longitud de 78 kms. con descarga al Arroyo Ocoroni afuente del Río Sinaloa. Es un canal abierto en tierra, con solo un pequeño tramo de 270 mts. en su principio revestido de concreto reforzado; queda alojado sobre terreno arcilloso, salvo unos pequeños tramos de arena y otro sobre roca.

En su desarrollo está cruzado por cinco arroyos para lo cual se construyeron sobre el canal el mismo número de sifones.

Su capacidad y por lo tanto las dimensiones de la sección son variables y van disminuyendo en función de la superficie por regar o lo que es lo mismo en función de la disminución del gasto al derivarse a otros canales.

La sección máxima del canal tiene 28 mts. de plantilla y 4.88 mts. de tirante, taludeñ de 1.5:1 y pendiente de 0.0001, siendo estos dos últimos valores los más constantes en toda la longitud del canal.

CANALES LATERALES

Para derivar las aguas del Canal Principal hacia las tierras de cultivo, se construyó una serie de canales laterales, sub-laterales, ramales, etc., hasta completar la Red de Distribución y que desde el punto de vista de construcción y funcionamiento son semejantes al Canal Principal. Las obras de arte construidas son las típicas como Puentes, Sifones, Represas, Caídas, tomas, etc., sobre estas obras y para el manejo de agua en los canales, se cuenta con tres tipos de compuertas instaladas: Radiales, Miller y Hardesty, operadas las primeras con mecanismos eléctricos y las dos últimas con mecanismos manuales.

De acuerdo con la planeación proyectada para la construcción de la red de distribución se construyeron tomas directas o tomas lote para 400 Has. como máximo, dejando a los usuarios la responsabilidad de construir las obras interiores necesarias para cada caso.

REDO DE DRENAJE

Para desalojar las aguas excedentes de las zonas de cultivo, tanto de las del sub-suelo provenientes generalmente de la infiltración de las aguas de riego como las superficiales aportadas por la precipitación o los sobrantes de riego, se construyeron los drenes y desagües.

Los Drenes Principales o Colectores descargan hacia el mar ya -
que pudo aprovecharse esa condición favorable.

La sección dada a esta red es variable y está de acuerdo con los gastos aportados por el área de influencia de cada uno de ellos, hasta llegar a una sección mínima con plantilla de 2.00 mts. y - de corte 2.5 a 3.0 mts., taludes 1.5:1 ó 2:1 y pendiente la permitida por el terreno natural.

DATOS DEL DREN JUAREZ

El Dren Juárez es una de las mas antiguas obras de drenaje del Valle del Río Fuerte y uno de los que drenan mas aguas de todos los de esta Región, lo que es fácil observar por la gran cantidad de drenes y bayonetas que descargan sobre él, esto se puede apreciar en el plano de localización incluido en este capítulo el cual representa una porción de la 3 era. Unidad del Distrito de Riego No. 75 y en él se señala el cruce donde queda la obra tema de esta tesis.

En dicho plano se puede observar que la obra queda localizada entre la cota 6.00 m. y 7.00 m. sobre el nivel del mar, enseguida encontraremos el gasto que pasa por el punto donde quedará construida la obra, tomando en cuenta que el área de influencia cuyas aguas fluyen sobre el Dren Juárez es la suma de las áreas de influencia de todas las bayonetas y drenes que descargan sobre el Dren Juárez como caso más desfavorable.

GASTO QUE DRENARA EL DREN JUAREZ EN CRUCE CON CANAL TAXTES.

Para calcular el gasto, se utilizará la fórmula de Burkli-Ziegler que es la comunmente usada en la Comisión del Río Fuerte. Esta fórmula se ha usado en Europa y otras partes, tanto en el cálculo del agua que entrega una cuenca como el de las atargeas y colectores de un sistema de alcantarillado pluvial, como empírica que es, puede considerársele un carácter general y solamente se justifica su empleo en lugares semejantes a aquellos para

los que la dedujo el autor.

La fórmula de Burkli-Ziegler es la siguiente :

$$Q = K A^{0.75} S^{0.25} i$$

donde :

Q= Gasto que pasa en un lugar determinado producto de -
la influencia de un área A, en m³/seg.

A= Superficie que drena en hectáreas.

i= Intensidad de lluvia (máxima) en m/seg.

K= Coeficiente de impermeabilidad, unidad abstracta.

Se entrará al estudio de la fórmula para después aplicarla al -
problema.

Influencia del área.

En esta fórmula interviene el área A, elevada a 0.75, es decir -
que si en dicha área llueve, en el lugar de desagüe solo se reu-
ne el agua caída en una fracción de A igual a A^{0.75}.

En efecto toda cantidad mayor que la unidad elevada a un exponen-
te fraccionario es menor que ella. Por lo tanto el límite de -
reducción de área corresponde al de la unidad de superficie, -
Burkli-Ziegler tomó como unidad la hectárea, es decir cuando la

superficie llovida fuese de esta extensión no se reduciría el -
gasto total de A.

Influencia de la pendiente.

También se hace intervenir la pendiente "S" del terreno que se -
dá en unidades abstractas y se calcula dividiendo los metros que
desciende el terreno entre el número de kilómetros que lo reco--
rren longitudinalmente en el sentido del descenso.

La mayor o menor inclinación de una superficie hacia el desague
tiene marcada influencia en el gasto Q, pues supóngase que el te
rreno sobre el cual llueve es impermeable y completamente hori--
zontal, e imaginemos que el agua que va cayendo se almacena sin
desbordarse.

Es muy difícil determinar la pendiente de una cuenca o sector -
urbanizado, puesto que no son superficies planas y uniformes y -
las depresiones naturales y diversos accidentes de ellos pueden
ser fuertes o leves y estar dentro de una inclinación también -
fuerte o débil.

Influencia de la impermeabilidad.

Burkli-Ziegler estima el gasto disminuido por la porción de agua
que se filtra, evapora, retiene, etc., por un coeficiente K cuyo
valor sería igual a 1 en una superficie ideal impermeable y cero

cuando se evaporara, filtrara, retuviera, etc., completamente.

Intensidad de lluvia.

En la fórmula de Burkli-Ziegler esta magnitud es directamente - proporcional al gasto y se debe dar en m/seg. Como se sabe, para la obtención de estos datos los Gobiernos establecen Oficinas Técnicas encargadas de instalar aparatos colocados en diversos - lugares de la cuenca o población de que se trate, estos aparatos reciben el nombre de pluviómetros.

Aquí en la región, y especialmente en el Departamento de Proyectos de Obras Hidráulicas de la Comisión del Río Fuerte, se toma para el cálculo una intensidad de 0.8 mm/min. que equivale a - 0.0000133 m/s.

Aplicación de la fórmula al problema.

- 1.- Se midió el área por drenar con el planímetro y se encontró una superficie $A = 13\ 000$ Has. aproximadamente.
- 2.- Observando un mapa de la zona de riego se encontró que el terreno por drenes desciende de la cota 24.5 m. a la cota 6.5 m. aproximadamente, y longitudinalmente el terreno mide 26 km., también esta cantidad es muy aproximada, luego:

$$S = \text{pendiente media} = \frac{24.5 - 6.5}{26} = 0.69$$

3.- El coeficiente de impermeabilidad del suelo, se tomará de algunas de las pruebas hechas y que se usan en esta fórmula para el cálculo de alcantarillas.

$$K = 0.2$$

4.- La intensidad de lluvia tomada de datos hidrológicos que ha hecho la S.A.R.H. se tomará de 0.8 mm/min. o sea de 0.000013 m/seg. Esta cantidad la multiplicamos por 10 000 o sea la cantidad de metros cuadrados que tiene una hectaréa quedando $i = 0.133$

5.- Por último sustituyendo los datos en la fórmula :

$$Q = K A^{0.75} S^{0.25} i$$

$$Q = (0.2) (13\ 000)^{0.75} (0.69)^{0.25} (0.133)$$

$$Q = 29.52 \text{ m}^3/\text{s.}$$

REVISION DE LA SECCION HIDRAULICA DEL DREN

La sección transversal del Dren Juárez en el cruce con Canal Taxtes tiene las siguientes dimensiones:

$$b = \text{ancho de plantilla} = 8.00 \text{ m.}$$

$$H = \text{corte} = 3.50 \text{ m.}$$

$$\text{talud} = 1.5:1$$

$$n = \text{coeficiente de rugosidad} = 0.030$$

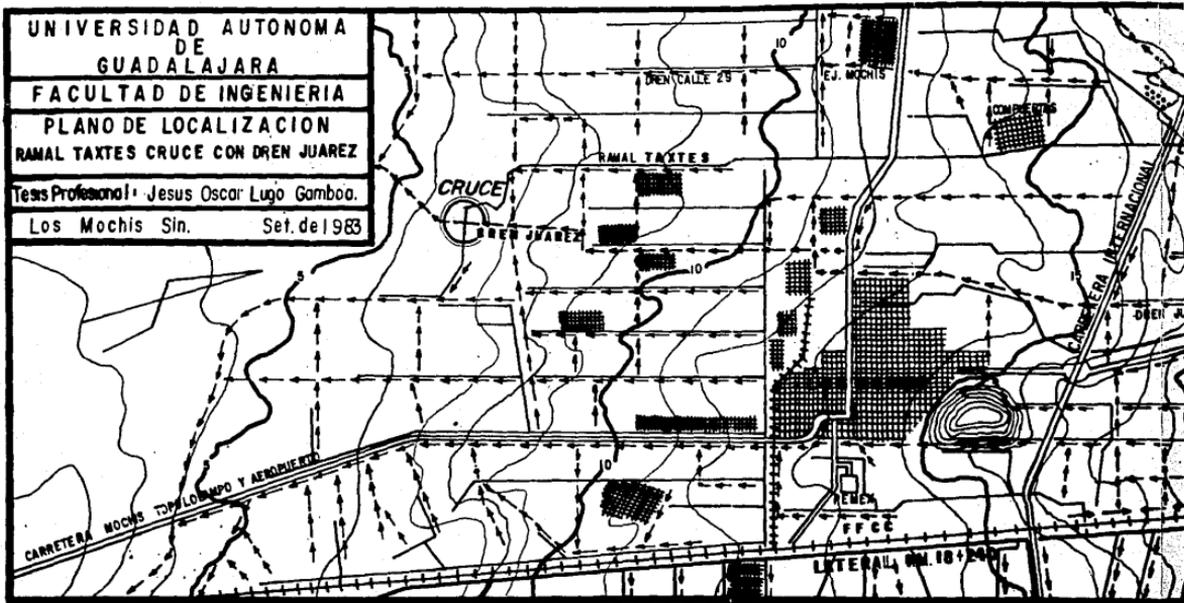
UNIVERSIDAD AUTONOMA
DE
GUADALAJARA

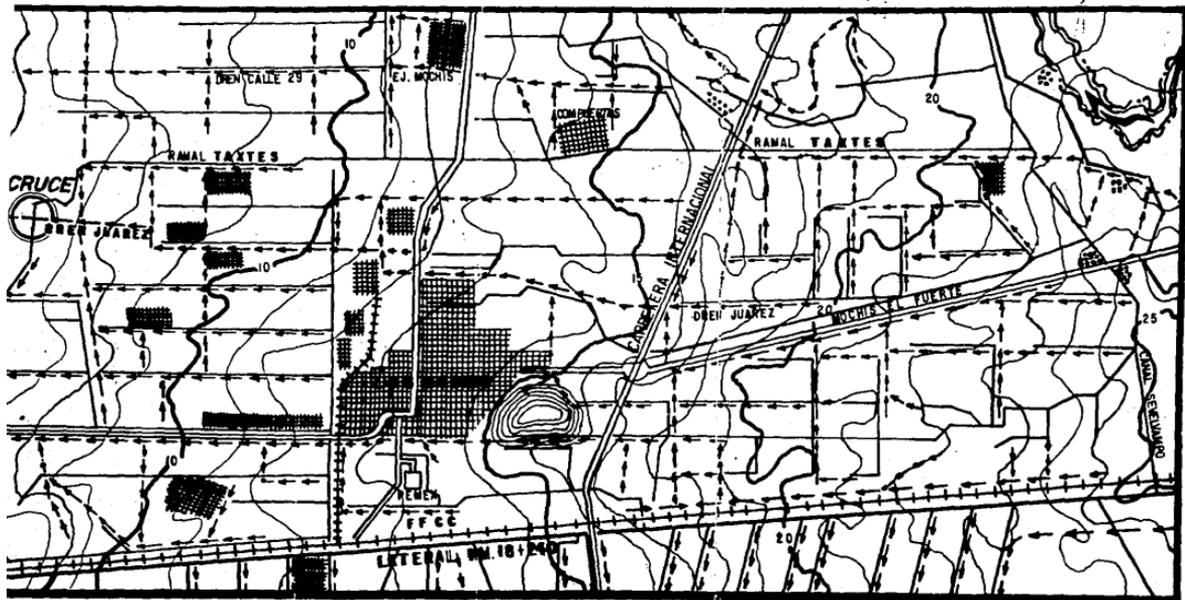
FACULTAD DE INGENIERIA

PLANO DE LOCALIZACION
RAMAL TAXTES CRUCE CON DREN JUAREZ

Tesis Profesional: Jesus Oscar Lugo Gamboa.

Los Mochis Sin. Set. del 1983





$$s = \text{pendiente del dren} = 0.0002$$

Verificación del libre bordo para que pase un gasto de : --

$$Q = 29.52 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Si suponemos $d = 3.10 \text{ m.}$

$$A = \text{Area hidráulica} = bd + 1.5 d^2$$

$$(8.00)(3.10) + 1.5(3.10)^2 = 39.22 \text{ m}^2$$

$$P = \text{Perímetro mojado} = 3.606 d - b = 3.606(3.1) + 8 = 19.18 \text{ m.}$$

$$r = \text{radio hidráulico} = \frac{A}{P} = \frac{39.22}{19.18} = 2.045$$

$$r^{2/3} = 1.611$$

$$S^{1/2} = 0.01414$$

$$V = \frac{S^{1/2} r^{2/3}}{n} = \frac{0.01414(1.611)}{0.03} = 0.76 \text{ m/s}$$

$$Q = A V = 39.22 \times 0.76 = 29.81 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{correcto.}$$

Por tanto el bordo libre es de $3.50 - 3.10 = 0.40 \text{ m.}$

Cálculo del bordo de desperdicio

Los bordos de desperdicio están contruidos con material producido de excavación, uno a cada lado del dren, de iguales dimensiones.

El ancho de corona de cada bordo es de 6.00 m. a fin de --

permitir el libre paso de vehículos, los taludes son 1.5:1, con lo que nuestro problema se reduce a calcular la altura del bordo.

Como es común en este tipo de bordos de terracería, la compactación aplicada al bordo, es únicamente la que el tránsito del equipo utilizado en el descopete le transmite y según pruebas de laboratorio no sobrepasa el 80% proctor.

Para calcular los volúmenes correspondientes se aplicarán los siguientes datos obtenidos según pruebas de laboratorio (s.p. -- lab.).

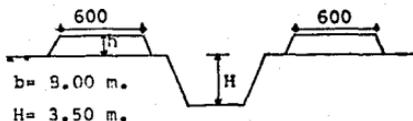
Peso volumétrico:

a) Seco máximo (s.p.lab)	γ_s mx. = 2000 kg/m ³
b) Mat. compactado (80% de γ_s max)	γ en obra = 1600 kg/m ³
c) Estado natural (s.p.lab.)	γ nat. = 1730 kg/m ³
d) mat. suelto (s.p.lab. abundamiento = 29%)	γ s.s. = 1340 kg/m ³

A continuación calcularemos el volumen de material excavado (VS) tomando un metro de longitud perpendicular a la sección y considerando el correspondiente factor de abundamiento.

$$VS = (bH + 1.5 H^2) 1.29$$

$$VS = (8 \times 3.50 + 1.5 \times 3.50^2) 1.29$$



$$VS = 59.81 \text{ m}^3$$

Ahora calcularemos el volúmen del material una vez compactado - (VC).

$$VC = \frac{\gamma_{s.s.}}{\gamma_{en\ obra}} \times V S$$

$$VC = \frac{1340}{1600} \times 59.81 = 49.64 \text{ m}^3$$

Este último será el volúmen considerado para calcular la altura de los bordos (h).

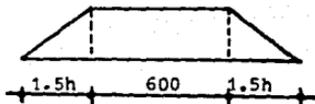
Cada bordo tendrá un volúmen de 24.82 m^3 por metro de longitud del dren y recordando que el ancho de corona es de 6.00 m. y taludes 1.5:1, la altura de bordo se obtendrá resolviendo la sig. ecuación.

$$V = (6 + 3h + 6) \frac{h}{2} = 24.82$$

$$3h^2 + 12h - 49.64 = 0$$

$$h = \frac{-12 \pm \sqrt{(12)^2 - 4(3)(-49.64)}}{2(3)}$$

$$h = 2.53 \text{ m.}$$



Este último resultado es la altura correspondiente a cada bordo.

DATOS DEL CANAL TAXTES

El Canal Taxtes es un ramal que deriva del sub-lateral Sevelbampo y éste a su vez del lateral 18 + 420.

El Canal Taxtes tiene la peculiaridad de ser el canal más antiguo de la región, construido muchos años antes que el Sistema de Riego del cual hoy forma parte. Dicho canal fué construido por la Compañía Azucarera United Sugar Company fundadora del famoso Ingenio Azucarero de Los Mochis, Sin., el cual está constituido como empresa paraestatal.

En sus orígenes el Canal Taxtes se alimentaba directamente del Río Fuerte mediante una planta de bombeo hasta que posteriormente se incorporó al actual Sistema de Riego.

Por razones propias del desarrollo agrícola, fué necesario ampliar el Canal Taxtes en su longitud ocurriendo que en el Km. 1.750 de dicha ampliación se cruza con el Dren Juárez, localizándose dicho cruce en la 3era. Unidad del Distrito de Riego No. 75.

Para determinar la capacidad de los canales se deberá elaborar una tabla en función del área dominada por cada canal o tramos en que se subdivide el canal en la que se incluirá la capacidad hidráulica necesaria obtenida de la curva de capacidades unitarias de riego.

La ampliación del Canal Taxtes se ha proyectado para un gasto de

5.1 m³/seg. de acuerdo con la superficie que va a regar. (Ver tabla adjunta).

 Prolongación Canal Taxtes.

 Tabla Area Capacidad

Punta de Control	Area Neta Has.	A.N. Acumulada	Coefficiente	Q necesario Lts/seg.
km. 10+700 al km. 9+880	700.0	700.0	1.91	1,337.0
km. 9+880 al km. 8+900	250.0	950.0	1.86	1,767.0
km. 8+900 al km. 7+290	250.0	1,200.0	1.82	2,184.0
km. 7+290 al km. 5+320	270.0	1,470.0	1.80	2,646.0
km. 5+320 al km. 4+040	380.0	1,850.0	1.76	3,256.0
km. 4+040 al km. 2+800	800.0	2,650.0	1.69	4,478.5
km. 2+800 al km. 1+750	300.0	2,950.0	1.68	4,956.0
km. 1+750 al km. 0+000	80.0	3,030.0	1.68	5,090.4

Nota: Se adopta una sección con un gasto de $5-10 \text{ m}^3/\text{seg.}$

SECCION HIDRAULICA DEL CANAL

Del km. 0+000 al km. 4+040 se utiliza la misma sección.

DATOS CONOCIDOS:

$$Q = 5.1 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$S = 0.0002$$

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

$$n = 0.03$$

$$t = 1.5:1$$

$$B.L. = 0.60 \text{ m.}$$

De los datos anteriores, taludes, coeficiente de rugosidad y bordo libre se fijaron de acuerdo con el material donde se construyó el canal y la pendiente se tomó del perfil que consta en los archivos.

Teniendo los datos anteriores y dándole valores supuestos al tirante, verificaremos la sección hidráulica.

Suponiendo $d = 1.80 \text{ m.}$

$$A = 3 \times 1.8 + 1.5 \times (1.8)^2 = 10.260 \text{ m}^2$$

$$P = 3.606(1.8) + 3.0 = 9.491 \text{ m.}$$

$$r = \frac{10.26}{9.491} = 1.081$$

$$r^{2/3} = 1.053$$

$$V = \frac{1.053 \times (0.0002)^{1/2}}{0.03} = 0.496 \text{ m/seg.}$$

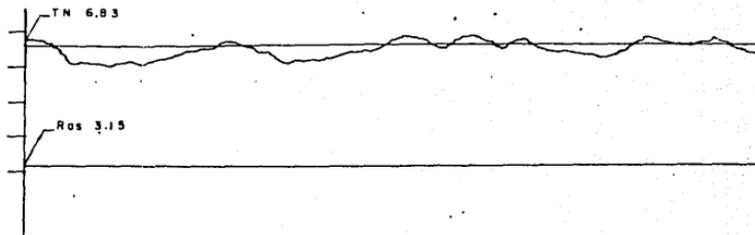
$$Q = 10.26 \times 0.496 = 5.1 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad \text{correcto.}$$

Por último es necesario conocer las elevaciones de rasante tanto del Dren Juárez como Canal Taxtes en el punto de cruce; obtenidas de los perfiles hidráulicos correspondientes.

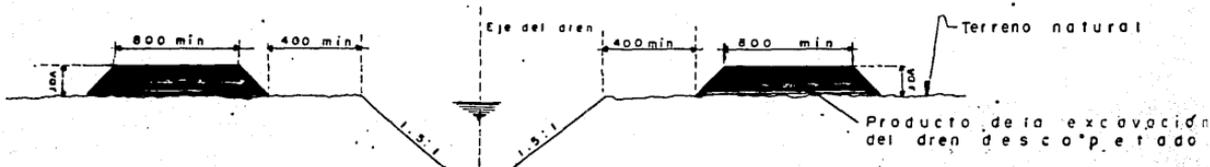
Rasante de Canal Taxtes = 5.24 m.

Rasante de Dren Juárez = 3.25 m.

ELEVACIONES



CORTE	RASANTE	T. NATURAL	KILOMETRAJE
11+242.6	6.83	3.15	3.68
11+246.6	7.4	3.15	3.59
11+256.6	4.7	3.16	3.31
11+280.6	11	3.16	2.95
11+300.6	10	3.17	2.91
11+320.6	10.6	3.17	2.89
11+340.6	15	3.17	2.98
11+360.6	20	3.18	3.02
11+380.6	29	3.18	3.10
11+400.6	43	3.19	3.24
11+420.6	53	3.19	3.34
11+440.6	67.8	3.19	3.48
11+460.6	78	3.20	3.58
11+480.6	85	3.20	3.65
11+500.6	86.46	3.21	3.25
11+520.6	15	3.21	2.94
11+540.6	21	3.21	3.00
11+560.6	28	3.22	3.06
11+580.6	35	3.22	3.13
11+600.6	43	3.23	3.20
11+620.6	54	3.24	3.31
11+640.6	62	3.24	3.39
11+660.6	86	3.24	3.62
11+680.6	90	3.24	3.66
11+700.6	64	3.25	3.39
11+720.6	75	3.25	3.50
11+740.6	91	3.25	3.66
11+760.6	79	3.26	3.53
11+780.6	58	3.26	3.32
11+800.6	89	3.27	3.62
11+820.6	64	3.27	3.37
11+840.6	57	3.27	3.30
11+860.6	50	3.28	3.22
11+880.6	41	3.28	3.13
11+900.6	43	3.29	3.14
11+920.6	60	3.29	3.31
11+940.6	88	3.30	3.59
11+960.6	81	3.30	3.51
11+980.6	68	3.30	3.38
12+000.6	77	3.31	3.46
12+020.6	92	3.31	3.61
12+040.6	79	3.31	3.48
12+060.6	62	3.32	3.30
12+080.6	54	3.32	3.32



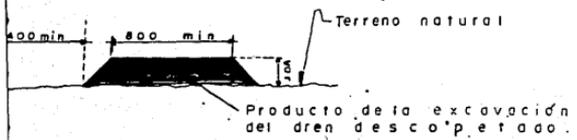
SECCION TIPO

DATOS		HIDRAU			
TRAMO	Q	A	V	D	P
7+640-13+380	29.81	39.22	0.76	8.00	3.10 19.18

114320	5.33	3.19	3.34
114450	5.51	3.19	3.46
114580	5.78	3.20	3.58
114700	6.05	3.20	3.65
114820	6.46	3.21	3.75
114950	6.15	3.21	3.94
115080	6.21	3.21	3.00
115200	6.29	3.22	3.08
115330	6.35	3.22	3.13
115450	6.43	3.23	3.20
115580	6.54	3.24	3.31
115700	6.62	3.23	3.39
115830	6.86	3.24	3.62
115950	6.90	3.24	3.66
116080	6.64	3.25	3.39
116200	6.75	3.25	3.50
116330	6.91	3.25	3.66
116450	6.79	3.26	3.53
116580	6.58	3.26	3.32
116700	6.89	3.27	3.62
116830	6.64	3.27	3.37
116950	6.57	3.27	3.30
117080	6.50	3.28	3.22
117200	6.41	3.28	3.13
117330	6.43	3.29	3.14
117450	6.60	3.29	3.31
117580	6.08	3.29	3.59
117700	6.01	3.30	3.51
117830	6.68	3.30	3.58
117950	6.77	3.31	3.68
118080	6.92	3.31	3.61
118200	6.79	3.31	3.48
118330	6.62	3.32	3.30
118450	6.54	3.32	3.22
118580	6.55	3.33	3.22
118700	6.71	3.33	3.30
118830	6.67	3.33	3.36
118950	6.52	3.34	3.17
119080	6.62	3.34	3.29
119200	6.52	3.35	3.17
119330	6.57	3.35	3.16

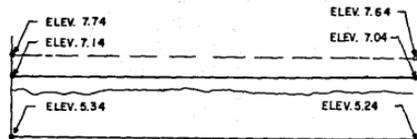
NOTA:

ACOTACIONES EN CENTIMENTROS. ESTACIONES Y ELEVACIONES EN METROS.

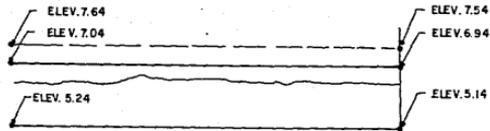


DATOS HIDRAULICOS:										
TRAMO	Q	A	V	d	d	P	r	S	f	n
7:640-13:380	29.81	39.22	0.76	8.00	3.10	19.18	2:645	0.0002	1.5:1	0.030

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
FACULTAD DE INGENIERIA
PERFIL HIDRAULICO DREN JUAREZ
Km. 114220 al Km. 124220
Tesis profesional: Jerm Oscar Lugo Gamboa
Los Mochis Sinaloa 1986



DIREN JUAREZ
Km. 1+750



SECCION TIPO
DEL K+0+000 AL K+4+040
Q= 5.1 m³/seg S= 0.0002
V= 0.50 m/seg N= 0.030
A= 10.26 m T= 1.5:1
D= 1.00 m E= 0.60 m
B= 3.00 m C= 4.00 m
R= 1.08 m



RASANTE	TERRENO	ESTACION
14250	8.70	534
14260	8.88	534
14280	8.87	534
14300	8.82	533
14320	8.65	533
14340	8.47	533
14360	8.20	532
14380	8.71	532
14400	8.72	531
14420	8.72	531
14440	8.73	530
14460	8.93	530
14480	8.83	529
14500	8.83	529
14520	8.88	529
14540	8.83	528
14560	8.87	528
14580	8.59	528
14600	8.61	527
14620	8.63	527
14640	8.66	526
14660	8.63	526
14680	8.63	526
14700	8.61	525
14720	8.60	525
14740		
14760		
14780		
14800	8.62	525
14820	8.59	525
14840	8.59	524
14860	8.63	522
14880	8.59	522
14900	8.59	521
14920	8.58	521
14940	8.64	520
14960	8.62	520
14980	8.63	520
15000	8.63	519
15020	8.63	519
15040	8.59	518
15060	8.58	518
15080	8.54	518
15100	8.53	517
15120	8.58	517
15140	8.55	516
15160	8.53	516
15180	8.52	516
15200	8.50	515
15220	8.48	515
15240	8.49	514

NOTA: coteaciones en centímetros, estaciones y elevaciones en metros.

**UNIVERSIDAD AUTONOMA
DE GUADALAJARA**

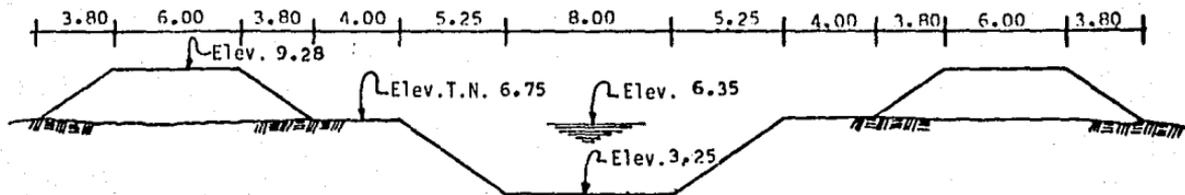
FACULTAD DE INGENIERIA

PERFIL HIDRAULICO DEL
RAMAL TAXTES
DELK-1+240 AL K-2+240

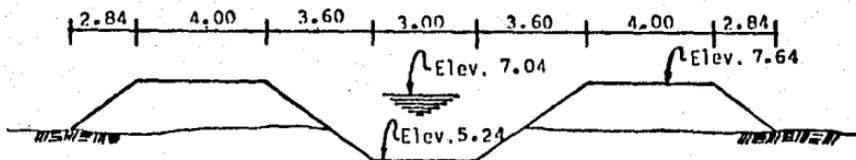
TESIS PROFESIONAL: Jesus Oscar Irujo e.

LOS MOCHIS. SIN.

DIEMBRE 1985



SECCION HIDRAULICA DEL DREN JUAREZ



SECCION HIDRAULICA DEL RAMAL TAXTES

BIBLIOGRAFIA CAP. I

- 1.- Sinaloa, Tierra Fértil entre la Costa y la Sierra
Monografía Estatal
Ed. Secretaría de Educación Pública 1982
- 2.- Historia Integral de la Región del Río Fuerte
Filiberto Leandro Quintero
Ed. El Debate S.A. de C.V. 1978
- 3.- Historia Gráfica de Los Mochis
Evaristo Fregoso Ureña
Ed. El Debate S.A. de C.V. 1978
- 4.- Prontuario Estadístico del Estado de Sinaloa
Ed. Secretaría de Recursos Hidráulicos 1976
- 5.- Proyecto de Zonas de Riego
Ed. Secretaría de Recursos Hidráulicos 1976
- 6.- Hidráulica
Samuel Trueba Coronel
Ed. Compañía Editorial Continental 1981
- 7.- Métodos, Planeamiento y Equipos de Construcción
Roberto L. Peurifoy
Ed. Diana 1973

8.- Ingeniería Sanitaria**W. A. Hardenbergh - Edward B. Rodie****Ed. Compañía Editorial Continental****1981**

CAPITULO II

GENERALIDADES SOBRE ESTRUCTURAS DE CRUCE

Es frecuente encontrar durante la construcción de un canal o dren, obstáculos tales como ríos, barrancas, caminos, ferrocarriles, - otro canal o un dren.

Si un canal se enfrenta a una obstrucción, que se extiende por encima de la rasante del canal, puede utilizarse una alcantarilla para conducir el agua a través de la obstrucción. Si el canal debe cruzar una depresión, como un corte de un camino, una corriente o una barranca, un puente canal puede usarse para conducir el agua. En algunos casos un sifón invertido puede usarse en sustitución de un cruce elevado.

En todos los casos se necesita una estructura de transición adecuada a la entrada y a la salida de la sección especial.

En términos generales para vencer los obstáculos presentes en la trayectoria de un canal es necesario construir alguna estructura que permita el paso del flujo del canal por encima o por debajo de ellos.

Estas estructuras pueden ser:

- 1.- Puentes Canal
- 2.- Sifones
- 3.- Alcantarillas
- 4.- Puentes para camino o Ferrocarril

En este capítulo se hablará brevemente de cada uno de éstos tipos de estructura, haciendo incapié en lo que se refiere a Puentes - Canal y sifones por ser éstas las soluciones típicas para el tipo de cruce que trata ésta tesis.

1.- PUENTES-CANAL

Un puente canal se puede utilizar como estructura de cruce cuando el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del obstáculo y la diferencia de niveles entre la rasante del canal o dren y la rasante del obstáculo permita un espacio libre su ficiente para lograr el paso de vehículos en el caso de caminos - o ferrocarriles ó el tránsito del agua en el caso de canales, dre nes, arroyos o ríos.

En términos generales un puente canal es el conjunto formado por un puente y un conducto, por el cual escurre el agua como canal; es decir, a la presión atmosférica y por gravedad.

Este tipo de estructuras es conveniente para salvar cualquier depresión, siempre que ésta sea de poca anchura.

El Puente Canal, como todas las estructuras de cruce, se construye con un material al que se le pueda dar mejor acabado, que el canal, con el objeto de que éste admita velocidades mayores en el agua, por ser mas resistente a la erosión. Por lo tanto y como - redunda en beneficio de la economía de la obra, al puente se le - dará una sección hidráulica mas pequeña que la del canal.

Como el tramo de puente trabaja como canal, de acuerdo con su sec ción, pendiente y rugosidad, su funcionamiento hidráulico puede - estudiarse con la fórmula de Manning.

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

El puente canal se calcula para gasto y condiciones normales de - trabajo, teniendo cuidado en tomar para "n" el valor adecuado.

La sección resultante debe de tener un bordo libre apropiado, pa - ra permitir cierta fluctuación en el gasto. Si el puente es cor -

to su funcionamiento estará regido por la posición y condiciones de las transiciones de entrada y salida. En el puente se tendrá como pérdida de carga la diferencia de niveles entre la superficie libre del agua de el principio y el final del puente y será igual al que haya entre las plantillas de las mismas secciones - si trabaja como canal en régimen tranquilo y si no influye ningun agente extraño. A esta pérdida hay que sumarle las originadas en las transiciones de entrada y salida.

El funcionamiento correcto del Puente-Canal se termina con el estudio de las transiciones, lo cual nos dirá la posición relativa que deben guardar en elevación las diferentes partes que lo integran, para que trabajen correctamente.

En caso de que haya peligro de azolves en la estructura se puede colocar un desarenador, a la entrada de la misma, o bien darle mayor velocidad al agua.

Una vez definido el funcionamiento hidráulico del Puente-Canal, y por consiguiente las dimensiones que deben tener sus partes, se continuará con el cálculo estructural.

Podemos distinguir el cálculo de la superestructura y el correspondiente a la subestructura.

El Puente-Canal debe dejar espacio libre suficiente para que por debajo de él pase el nivel de aguas máximas extraordinarias del arroyo, dren o río que se cruce sin obstruir la sección y cual es el nivel que tendrán al construirse la obra. Cuando lo que tenemos que cruzar es un camino, o ferrocarril hay que dejar el galibo suficiente que permita el paso de los vehículos.

El Puente-Canal puede ser de un solo claro o de varios, será de un solo claro cuando de un modo económico se pueda salvar el espacio de la depresión con él: pero si el espacio es grande, tendrán

que construirse varios tramos.

En cada caso se deben hacer las alternativas que se crean convenientes para escoger las longitudes correctas y por ende, el número de tramos y las posiciones de los apoyos.

Los apoyos extremos pueden ser estribos o caballetes y los intermedios pilas o caballetes.

Cuando el Punte-Canal se construye para cruzar un río, un dren o un canal, los caballetes intermedios caerán dentro de la sección hidráulica de éstos, reduciendo su extensión, y ésto se traduce en una sobreelevación del agua antes del puente; esta sobreelevación se estima de un modo aproximado y es igual, a la diferencia de cargas de velocidad del agua, de la sección libre y de la sección obstruida, suponiendo que no varía el nivel del agua y que se sostiene el mismo gasto.

Los apoyos deben calcularse como los de caminos o ferrocarriles, para que soporten todos los esfuerzos que les transmita la superestructura y las cargas que reciba directamente, y deben quedar desplantados sobre material firme y protegidos contra posibles asentamientos, deslaves, socavaciones, etc.

Conviene estudiar primero la superestructura, para que definidas las cargas que transmite a la subestructura podamos calcular ésta.

En la superestructura se distinguen dos trabajos :

El primero es el de formar una cubeta impermeable, de un canal por donde escurra el agua.

El segundo es en sentido longitudinal, para lograr que todo el tramo, cargado con agua y todas las cargas que deba soportar, trabaje como viga o como puente apoyado en sus extremos.

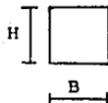
2.- SIFONES

Se puede utilizar como estructura de cruce un sifón cuando al igual que en el caso de los Puentes-Canal, la superficie libre del agua es mayor que la rasante del obstáculo.

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

- 1.- Conductos rectangulares.- Por especificación de la S.R.H., la sección de los conductos rectangulares deberán cumplir con la siguiente relación :

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



B= Ancho de la plantilla interior del conducto.

H= Altura interior del conducto.

La sección mínima aceptada en conductos rectangulares es B= 0.80 m. y H= 1.00 m.

La dimensión mínima de los carteles en las esquinas del conducto será de 0.10 m.

- 2.- Conductos circulares.- Por especificación de la S.A.R.H. el diámetro mínimo aceptado en secciones circulares será de 30" (76.2 cm.) para tubos precolados y de 1.25 m. para tubos colados en el sitio.

Normas Generales de Proyecto.-

A) Sifones en cruce con carreteras.

Por disposición de la Dirección General de Conservación de la S.A.H.O.P., cuando se va a cruzar un canal a través de un camino federal hay que cumplir con ciertos requisitos.

- 1.- El espesor del colchón de tierra que debe dejarse del punto más bajo del terreno natural dentro del derecho de vía del camino a la parte superior de la estructura debe ser por lo menos de 1.50 m.
- 2.- La longitud del conducto en proyección horizontal, deberá ser como mínimo la longitud del derecho de vía más un metro a cada lado de los muros de cabeza, (21.0 m. a cada lado del eje del camino) y debiendo quedar las transiciones fuera del derecho de vía.

B) Sifones en cruce con ferrocarril.-

- 1.- El espesor mínimo del relleno, del patín del riel a la parte superior de la estructura no debe ser menor de 0.90 m.
- 2.- La longitud mínima de los conductos en proyección horizontal, deberá ser aquella que no impida el drenaje longitudinal del ferrocarril.

C) Sifones en cruce con canal o dren.-

- 1.- El espesor mínimo del relleno deberá ser mayor de 1.50 m., medidos desde la rasante del canal o dren a la parte superior del conducto.

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

D) Sifones en cruce con ríos, barrancas o arroyos.-.

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

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

3.- ALCANTARILLAS

Al cruzarse una vía de comunicación con una corriente de agua, si la rasante de la primera es de una elevación superior a la de la superficie libre del agua de la segunda, la solución al planteamiento anterior pueden ser un puente o bien una alcantarilla.

A diferencia de la palabra alcantarilla que emplea el Departamento de Puentes de S.O.P. para denominar a un puente con un claro no mayor de 6.00 m. la S.A.R.H. denomina alcantarillas a conductos cerrados trabajando a presión; pero que para el caso, en una u otra forma sirven para salvar un curso de agua.

Las alcantarillas proyectadas en la S.A.R.H. se emplean por lo general para canales y salvo alguna excepción se emplearán para drenes.

Con los datos hidráulicos proporcionados por las características del canal, se procederá a determinar la sección geométrica de la alcantarilla, ya sea rectangular, circular o en algún caso especial en forma de herradura. También se conocerá el número de conductos a utilizar, tales como: uno, dos, tres, etc. Siendo estos conductos de concreto reforzado.

Con lo antes expuesto, sabemos que como solución de cruce para camino carretero o para ferrocarril, emplearemos las alcantarillas. Las alcantarillas para canal, deberán trabajar a presión y cuando se emplee una alcantarilla para dren, deberá trabajar como canal; debiendo tener un bordo libre igual al del dren.

4.- PUENTES

Puente es una estructura en una vía de comunicación que sirve para salvar un curso de agua, una depresión del terreno u otra vía de comunicación.

Para el proyecto de un puente deben realizarse amplios estudios - de campo y de gabinete.

Los estudios de campo se dividen en Topográficos, hidráulicos, de cimentación, de tránsito y de construcción.

Con la concentración de estos datos de campo, en gabinete, se tienen los datos necesarios para el proyecto y elección de puente.

Los proyectos de puentes más usuales en la S.A.R.H. son para un cruce de camino o ferrocarril, siendo estos proyectos en su mayoría de concreto reforzado; salvo alguna excepción, en que el proyecto lo requiera, se harán de acero estructural.

BIBLIOGRAFIA CAPITULO II

- 1.- Proyecto de Zonas de Riego
Ed. Secretaría de Recursos Hidráulicos 1976

- 2.- Ingeniería de los Recursos Hidráulicos
Ray K. Linsley
Joseph B. Franzini
Ed. Compañía Editorial Continental 1984

C A P I T U L O I I I

ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA

Para un cruce de esta naturaleza hay dos estructuras típicas:

- 1.- Puente - canal
- 2.- Sifón invertido

Para elegir cualquiera de ellas se consideran varios factores como es la seguridad en la operación, condiciones del terreno, gasto del canal, economía, etc., etc.

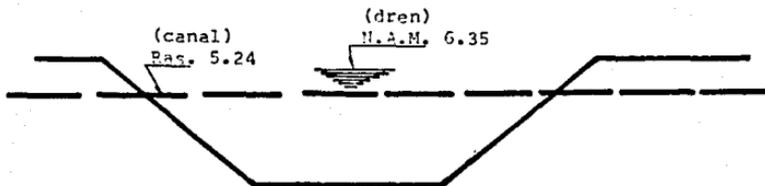
Desde el punto de vista de la operación requiere mucho mayor cuidado un Puente-Canal, ya que son muy frecuentes los derrames de agua por encima de la obra y que por la altura de caída provocan fuertes erosiones que ponen en peligro la estabilidad de la estructura, claro está que esto es cuando se trata de puentes-canal de concreto abiertos, pues también los hay cerrados, podemos citar como ejemplo las armaduras de acero para puente-canal con tubería ARMCO pero éstas tienen el inconveniente de que cuando son desplantadas sobre tierras salitrosas se corroen fácilmente y que por falta de uno o dos de los miembros de la armadura se pierde totalmente la estructura.

Cuando el nivel de la superficie libre del agua en el canal es mayor que la rasante del dren se puede utilizar un puente-canal o un sifón, por lo cual es necesario realizar anteproyectos de cada

tipo eligiendo aquella estructura mas conveniente desde el punto de vista económico o funcional.

El puente-canal se puede utilizar cuando la rasante del canal es mayor que el nivel de aguas máximas del dren.

En nuestro caso la solución se reduce a utilizar un sifón invertido, ya que, el nivel de la superficie libre del agua del Canal Taxtes es mayor que la rasante del Dren Juárez, pero la rasante del canal queda por debajo del nivel de aguas máximas que pasa por el dren, como se aprecia en el siguiente esquema:



Así pues, al no poder utilizarse un puente-canal queda únicamente la solución por medio de un sifón invertido.

Se proyectará la estructura de tal manera que la elevación del desplante de las transiciones de entrada y salida sea la misma, ya que el canal está proyectado y construido en tales condiciones, por lo que si se bajara la rasante de la transición de salida, por las pérdidas, las consecuencias vendrían a redundar en lo que ya está construido; aguas abajo del sifón se localiza una estructura consistente en una represa y dos tomas lote y para su

normal funcionamiento requiere mantener alto el nivel de la superficie libre del agua.

Así pues, las pérdidas en el sifón, se contrarrestarán aumentando el tirante de aguas arriba para mantener la carga suficiente y la estructura pueda funcionar en condiciones de normalidad y seguridad.

CAPITULO IV

CALCULO Y DISEÑO HIDRAULICO

Se propone como estructura de cruce un sifón de sección rectangular que permita pasar un gasto de $5.1 \text{ m}^3/\text{seg}$.

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL

Resumiendo los cálculos realizados en el capítulo I tenemos lo siguiente:

$$Q = 5.1 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

$$b = 3.0 \text{ m}.$$

$$s = 0.0002$$

$$n = 0.03$$

$$d = 1.80 \text{ m}.$$

$$v = 0.496 \text{ m/seg}.$$

La velocidad calculada con la fórmula del gasto es igual a la velocidad con la fórmula de Manning, por lo que el tirante supuesto es correcto.

VELOCIDAD PERMISIBLE EN EL CONDUCTO.

La velocidad mínima permisible en una conducción cerrada que trabaja a presión, puede tener valores muy bajos, pero sin que esto de lugar al fenómeno de sedimentación de las partículas que lleva el agua.

Esta velocidad se ha limitado a valores del orden de 1.00 a 1.50 m/seg.

Las velocidades máximas permisibles en secciones revestidas de concreto varían de 2.50 a 3.0 m/seg., ya que con velocidades mayores, se corre el riesgo de erosionar el revestimiento.

En el proyecto que nos ocupa se aceptará una velocidad dentro del rango de 1.0 m/seg. como mínimo y 2.50 m/seg. como máximo.

DISEÑO DE LA SECCION DEL CONDUCTO.

Por especificación de la S.R.H., la sección de los conductos rectangulares deberán cumplir con la siguiente relación:

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



H = Altura interior del conducto

B = Ancho de la plantilla del conducto.

$$H = 1.25 B \quad (1)$$

$$A = BH \quad (2)$$

A = Area de la sección del conducto.

Sustituyendo "1" en "2"

$$A = 1.25 b^2$$

Despejando "B"

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

Se propusieron varias secciones, suponiendo diferentes velocidades, eligiendo la más conveniente desde el punto de vista funcional y económico.

Suponiendo una velocidad igual a 1.80 m/s.

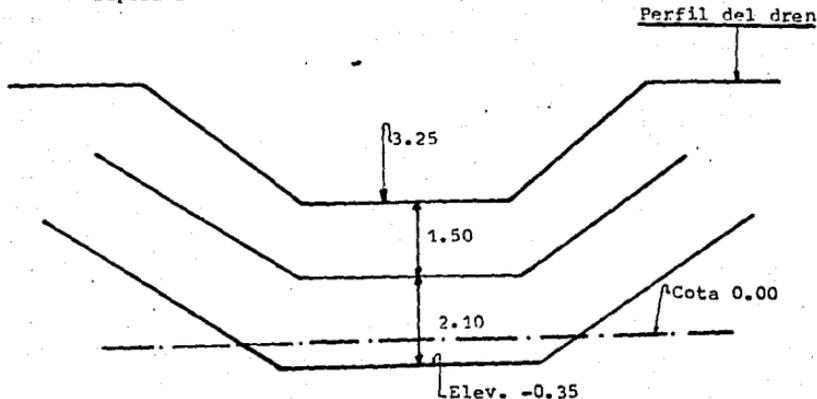
$$A = \frac{Q}{V} = \frac{5.10}{1.80} = 2.833 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{2.833}{1.25}} = 1.50 \text{ m.}$$

$$H = 1.50 \times 1.25 = 1.875 \approx 1.90 \text{ m.}$$

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

De acuerdo a estos cálculos convendría adoptar una sección de $B = 1.50 \text{ m.}$ y $H = 1.90 \text{ m.}$ pero no se puede hacer eso porque tal como se aprecia en la figura, el nivel de desplante del sifón quedaría abajo de la cota 0.00 m. y eso acarrearía problemas constructivos por abatimiento del nivel freático. (Se consideró losa superior del conducto de 20 cm.).



Tomando en cuenta este problema se propone una sección rectangular de doble conducto.

El gasto que pasará por cada conducto será :

$$Q = \frac{5.10}{2} = 2.55 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Suponiendo $V = 1.80 \text{ m/s}$ tenemos :

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{2.55}{1.80} = 1.417 \text{ m}^2$$

$$B = \frac{1.417}{1.25} = 1.065 \text{ m} \approx 1.05 \text{ m.}$$

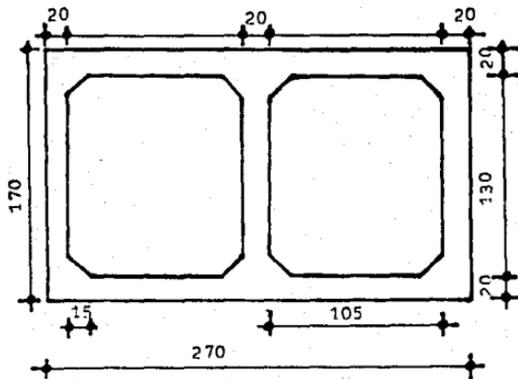
$$H = 1.25 \times 1.05 = 1.313$$

Se adopta una sección de :

$$B = 1.05 \text{ m.}$$

$$H = 1.30 \text{ m.}$$

De acuerdo a la sección adoptada, el nivel de desplante del sífon quedará 25 cm. por arriba de la cota 0.00



DATOS HIDRAULICOS DEL CONDUCTO

$$Q = 5.10 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$B = 1.05 \text{ m. (dos conductos)} = 2.10 \text{ m.}$$

$$H = 1.30 \text{ m.}$$

Carteles de 15 x 15 cm.

$$n = 0.014$$

$$A = 2.10 \times 1.30 - \left(\frac{0.15 \times 0.15}{2} \right) 8 = 2.64 \text{ m}^2$$

$$P = (1.05 - 0.30) 4 + (1.30 - 0.30) 4 + 8 \sqrt{0.15^2 + 0.15^2} = 8.697 \text{ m.}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{2.64}{8.697} = 0.3055 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 0.45167 \text{ m.}$$

$$V = \frac{5.1}{2.64} = 1.932 \text{ m/s.}$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{(1.932)^2}{19.62} = 0.190 \text{ m.}$$

$$hf = \left(\frac{vn}{r^{2/3}} \right)^2 L$$

$$hf = \left(\frac{1.932 \times 0.014}{0.45167} \right)^2 L$$

$$hf = 0.003586 L$$

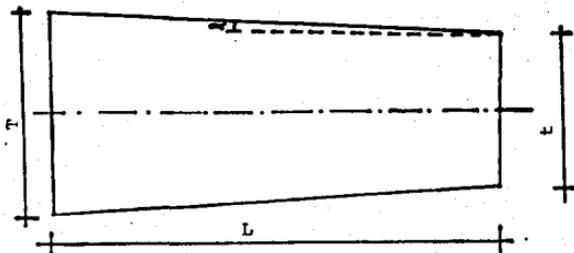
Longitud de transición :

Las transiciones tienen su justificación cuando el canal en su localización tenga que intercalarse una estructura que obligue a cambiar de sección, ya que este cambio no debe hacerse bruscamente, sino por medio de transiciones con la finalidad de reducir al mínimo las pérdidas de carga y así obtener la mayor eficiencia hidráulica posible.

La forma en que se diseñan estas transiciones ha sido dada por experiencias. Una de éstas es de Julián Hinds, el cual recomienda que se dé una longitud de las transiciones, que uniendo dos puntos extremos de la superficie libre del agua, la línea que los une forme con el eje del canal un ángulo (α) de $12^{\circ} 30'$

Según las experiencias de la S.A.R.H. el ángulo (α) se puede aumentar hasta $22^{\circ} 30'$ por lo que da una longitud menor que la de la anterior sin que el cambio de secciones de la transición sea brusco.

Este último será el criterio aplicado.



T = ancho de la superficie libre del agua en el canal

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

L = longitud de transición.

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{T - t}{2L}$$

Despejando L

$$L = \frac{T - t}{2 \operatorname{Tg} \alpha}$$

Considerando $\alpha = 22^{\circ} 30'$

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

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

$$T = b + 2 md = 3.0 + 2(1.5)(1.80) = 8.40$$

$$t = 2.70$$

$$L = \frac{8.40 - 2.70}{2(0.4142)} = 6.88 \text{ m.}$$

Se adopta $L = 7.00 \text{ m.}$

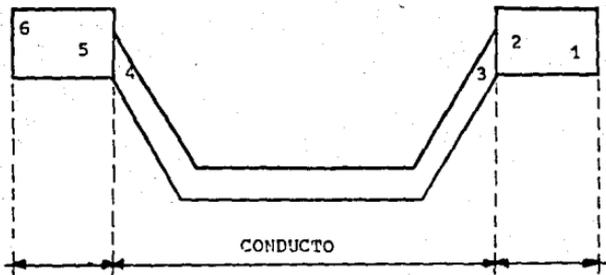
ESTUDIO HIDRAULICO DEL SIFON

Debemos tener presente que en este sifón el nivel de desplante de las transiciones de entrada y salida es el mismo ya que el canal - así está construido.

Por lo tanto se deberá aumentar el tirante agua arriba en una cantidad tal que contraresta la pérdida de carga y se logre un funcionamiento efectivo del sifón.

Las pérdidas de carga que se tienen son por concepto de :

- 1.- Transición exterior de entrada.
- 2.- Entrada al conducto.
- 3.- Fricción en los conductos.
- 4.- Codos o cambios de dirección.
- 5.- Salida del conducto.
- 6.- Transición exterior de salida.



Aplicando el teorema de Bernoulli de aguas abajo hacia aguas arriba, por tratarse de un régimen tranquilo.

Bernoulli entre 1 y 2

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

d_1 = Tirante normal del canal.

hv_1 = Carga de velocidad en el canal.

d_2 = Tirante a la salida del conducto.

hv_2 = Carga de velocidad a la salida del conducto.

ht_s = Pérdida de carga por transición exterior de salida.

$$ht_s = 0.2 \Delta hv$$

hv = Diferencia de cargas de velocidad entre los puntos 1 y 2.

$$d_1 = 1.80 \text{ m.}$$

$$hv_1 = \frac{v^2}{2g} = \frac{(0.496)^2}{19.62} = 0.013 \text{ m.}$$

$$d_2 + hv_2 - ht_s = 1.80 + 0.013$$

$$d_2 + hv_2 - ht_s = 1.813 \text{ m.} \dots\dots\dots(1)$$

Suponiendo $d_2 = 1.740$

$$A_2 = 2.70 \times 1.740 = 4.698 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{5.10}{4.698} = 1.086 \text{ m/seg.}$$

$$hV_2 = \frac{(1.086)^2}{19.62} = 0.060 \text{ m.}$$

$$ht_s = 0.2 (0.060 - 0.013) = 0.009 \text{ m.}$$

Sustituyendo en (1)

$$1.740 + 0.060 - 0.009 = 1.813$$

$$1.791 < 1.813$$

Suponiendo $d_2 = 1.764$

$$A_2 = 2.70 \times 1.764 = 4.763 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{5.1}{4.763} = 1.071 \text{ m/seg.}$$

$$hV_2 = \frac{(1.071)^2}{19.62} = 0.058 \text{ m.}$$

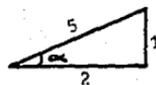
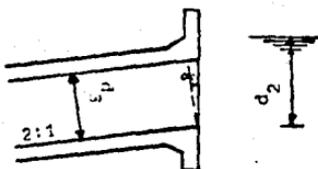
$$ht_s = 0.2 (0.058 - 0.013) = 0.009 \text{ m.}$$

Sustituyendo en I

$$1.764 + 0.058 - 0.009 = 1.813 \text{ m.}$$

el tirante supuesto es el correcto.

Checando el ahogamiento a la salida.



$$\cos \alpha = \frac{2}{\sqrt{5}}$$

$$d = \frac{H}{\frac{2}{\sqrt{5}}} = \frac{1.30 \times \sqrt{5}}{2} = 1.453 \text{ m.}$$

$$\% \text{ de ahogamiento} = \frac{d_2 - d}{d} \times 100 = \frac{1.764 - 1.453}{1.453} \times 100$$

$$\% \text{ de ahogamiento} = 21.40\% > 10\%$$

Bernoulli entre 2 y 3

$$d_3 + hv_3 + \frac{p_3}{w} = d_2 + hv_2 + h_s \dots\dots\dots(\text{II})$$

$$h_s = \text{Pérdida de carga por salida} = 0.2 \Delta hv$$

$$d_3 = \text{Altura interior del conducto.}$$

$$hv_3 = \text{Carga de velocidad en el conducto.}$$

$$\frac{p_3}{w} = \text{Presión interior del agua en el punto 3.}$$

$$d_3 = 1.30 \text{ m.}$$

$$d_2 = 1.764 \text{ m.}$$

$$hv_3 = 0.190 \text{ m.}$$

$$hv_2 = 0.058 \text{ m.}$$

$$h_s = 0.2 (0.190 - 0.058) = 0.026 \text{ m.}$$

Sustituyendo en II

$$1.30 + 0.190 + \frac{P_3}{w} = 1.764 + 0.058 + 0.026$$

$$\frac{P_3}{w} = 0.358 \text{ m.}$$

Bernoulli entre 3 y 4

$$d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{w} = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{w} + hf + hc$$

$$d_4 = d_3$$

$$hv_4 = hv_3$$

$$\frac{P_4}{w} = \frac{P_3}{w} + hf + hc \dots\dots\dots\text{(III)}$$

hf = Pérdida de carga por fricción en el interior del -
conducto.

$$hf = 0.003586 L \quad L = 54.80 \text{ m.}$$

$$hf = 0.003586 \times 54.80 = 0.197 \text{ m.}$$

hc = Pérdida de carga por cambio de dirección del conduc-
to.

$$hc = c \sqrt{\frac{\Delta}{90^\circ}} (hvc)$$

Número de codos = 2

C= Coeficiente que está en función de la deflexión y -
cuyo valor se adopta comunmente de 0.25 (según Hinds)

$$\Delta = \text{Angulo de la deflexión} = 26.57^\circ$$

hvc= Carga de velocidad en el conducto= 0.190 m.

$$hc = 2 \times 0.25 \sqrt{\frac{26.57^\circ}{90^\circ}} (0.190) = 0.052 \text{ m.}$$

Sustituyendo en (III)

$$\frac{P_4}{w} = 0.358 \text{ m.} + 0.197 + 0.052$$

$$\frac{P_4}{w} = 0.607 \text{ m.}$$

Bernoulli entre 4 y 5

$$d_5 + hv_5 = d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{w} + h_c$$

d_5 = Tirante a la entrada del conducto.

hv_5 = Carga de velocidad a la entrada del conducto.

h_c = Pérdida de carga por entrada= $0.1 \Delta hv$

d_4 = 1.30 m.

hv_4 = 0.190 m.

$$\frac{P_4}{w} = 0.607 \text{ m.}$$

$$d_5 + hv_5 - he = 1.30 + 0.190 + 0.607$$

$$d_5 + hv_5 - he = 2.097 \text{ m.} \dots\dots\dots (IV)$$

Suponiendo $d_5 = 2.05 \text{ m.}$

$$A_5 = 2.70 \times 2.05 = 5.535 \text{ m}^2$$

$$V_5 = \frac{5.10}{5.535} = 0.921 \text{ m/seg.}$$

$$hv_5 = \frac{0.921^2}{19.62} = 0.043 \text{ m.}$$

$$he = 0.1 (0.190 - 0.043) = 0.015 \text{ m.}$$

Sustituyendo en IV

$$2.05 + 0.043 - 0.015 = 2.078 \text{ m.} \quad 2.097$$

Suponiendo $d_5 = 2.07 \text{ m.}$

$$A_5 = 2.70 \times 2.07 = 5.589 \text{ m}^2$$

$$V_5 = \frac{5.10}{5.589} = 0.913$$

$$hv_5 = \frac{(0.913)^2}{19.62} = 0.042 \text{ m.}$$

$$he = 0.1 (0.190 - 0.042) = 0.015 \text{ m.}$$

Sustituyendo en IV

$$2.07 + 0.042 - 0.015 = 2.097 \text{ m.}$$

el tirante supuesto es correcto.

Bernoulli entre 5 y 6

$$d_6 + hv_6 = d_5 + hv_5 + hte$$

d_6 = Tirante en el canal.

hv_6 = Carga de velocidad en el canal.

hte = Pérdida de carga por transición exterior de entrada =
 $0.1 \Delta hv.$

$$d_5 = 2.07 \text{ m.}$$

$$hv_5 = 0.042 \text{ m.}$$

$$d_6 + hv_6 - hte = 2.07 + 0.042$$

$$d_6 + hv_6 - hte = 2.112 \text{ m.} \dots\dots\dots (V)$$

Suponiendo $d_6 = 2.12 \text{ m.}$

$$A_6 = 3 \times 2.12 \times 1.5(2.12)^2 = 13.102 \text{ m}^2$$

$$V_6 = \frac{5.10}{13.102} = 0.389 \text{ m/s}$$

$$hv_6 = \frac{(0.389)^2}{19.62} = 0.008 \text{ m.}$$

$$h_{te} = 0.1(0.042 - 0.008) = 0.003 \text{ m.}$$

Sustituyendo en V

$$2.12 + 0.008 - 0.003 = 2.125 > 2.12$$

Suponiendo $d_6 = 2.107 \text{ m.}$

$$A_6 = 2.107(3 + 1.5 \times 2.107) = 12.980 \text{ m}^2$$

$$V_6 = \frac{5.1}{12.980} = 0.393 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v_6} = \frac{(0.393)^2}{19.62} = 0.008 \text{ m.}$$

$$h_{t_e} = 0.1(0.042 - 0.008) = 0.003 \text{ m.}$$

Sustituyendo en V

$$2.107 + 0.008 - 0.003 = 2.112 \text{ m.}$$

el tirante supuesto es correcto.

Resumen de pérdidas :

1.- Por transición de entrada.....	0.003 m.
2.- Por entrada al conducto.....	0.015 m.
3.- Por fricción en el conducto.....	0.197 m.
4.- Por cambio de dirección (codos).....	0.052 m.
5.- Por salida del conducto.....	0.026 m.
6.- Transición de salida.....	0.009 m.
$\Sigma h =$	0.302 m.

Bernoulli entre 1 y 6

$$d_6 + hv_6 = d_1 + hv_1 + \sum h$$

$$2.107 + 0.008 = 1.8 + 0.013 + 0.302$$

$$2.115 = 2.115$$

Elevación del nivel del agua en la

transición de entrada.....	7.35 m.
Elevación de la corona.....	7.64 m.
Libre bordo.....	0.29 m.

BIBLIOGRAFIA CAPITULO IV

- 1.- Proyecto de Zonas de Riego
Ed. Secretaría de Recursos Hidráulicos 1976

- 2.- Hidráulica
Samuel Trueba Coronel
Ed. Compañía Editorial Continental 1975

C A P I T U L O V

CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Se revisará bajo dos condiciones de carga :

- 1.- Conducto lleno
- 2.- Conducto Vacío

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

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

ANALISIS A SECCION LLENA.

Suponiendo para el cálculo un espesor de 0.20 m. y carteles de 0.15 x 0.15 (ver figura). Se revisará la sección central del sifón por considerarse la más crítica.

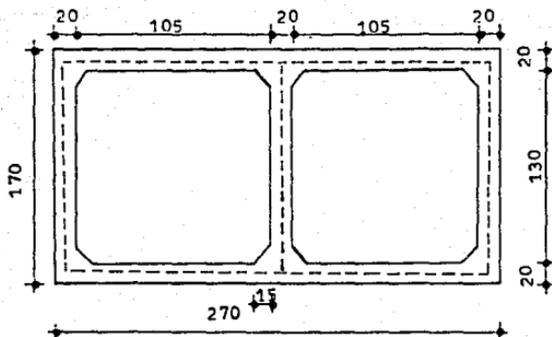


Fig. No. 1

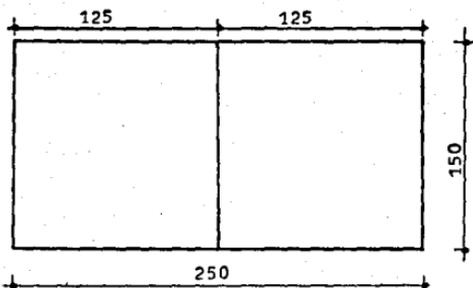


Fig. No. 2

El claro teórico que se considera es la distancia entre los ejes de la sección. (ver figura No. 2)

Carga sobre la losa superior:

La resultante de las cargas verticales es igual a la presión hidrostática menos el peso propio de la losa. Como caso más desfavorable se supone que el tirante a la entrada del conducto invade el bordo libre.

Presión hidrostática.

Elevación del agua a la entrada del
conducto = 7.64 m.

Elevación del lecho inferior de la
losa superior = 1.55 m.
Carga hidrostática = 6.09 m.

$$W_{ph} = 6.09 \times 1000 = 6\,090 \text{ kg/m}^2$$

Peso propio losa superior

$$W_{pp} = 0.20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$W_1 = 6\,090 - 480 = 5610 \text{ kg/m}^2$$

Carga sobre la losa inferior:

La resultante de las cargas es la diferencia entre la reacción - del terreno y las cargas verticales de arriba hacia abajo.

Presión hidrostática:

Elevación del agua a la entrada del conducto = 7.64 m.

Elevación lecho superior de la losa inferior = 0.25 m.

Carga hidrostática = 7.39 m.

$$W_{ph} = 7.39 \times 1000 = 7\,390 \text{ kg/m}^2$$

Peso propio del agua

Área hidráulica del conducto = 2.64 m²

$$W_w = 2.64 \times 1000 = 2\,640 \text{ kg/m.}$$

Peso propio del conducto.

$$W_{pc} = (2.70 \times 1.70 - 2.64) \times 2\,400 = 4\,680 \text{ kg/m.}$$

Peso propio losa inferior

$$W_{pp} = 2\,400 \times 0.20 = 480 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del terreno:

$$R_t = \frac{\text{Peso del conducto} + \text{peso del agua}}{\text{ancho del conducto}} = \frac{W_{pc} + W_w}{2.70}$$

$$R_t = \frac{4680 + 2640}{2.70} = 2711 \text{ kg/m}^2$$

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

$$W_2 = 7390 + 480 - 2711 = 5159 \text{ kg/m}^2$$

Carga sobre las paredes laterales

Es la misma sobre las dos piezas extremas y constituye un diagrama trapecial, cuyas bases son los valores extremos de la carga hidrostática. Los valores son :

$$W_3 = 6090 \text{ kg/m}^2$$

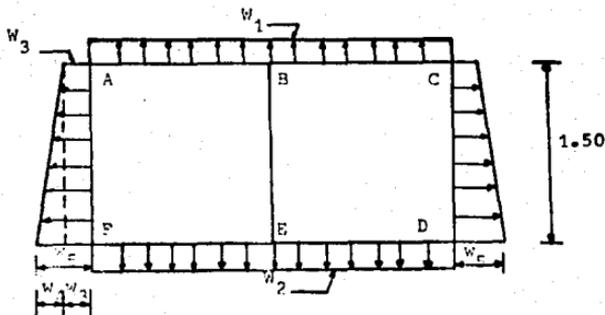
$$W_5 = 7390 \text{ kg/m}^2$$

$$W_4 = 7390 - 6090 = 1300 \text{ kg/m}^2$$

$$W_1 = 5610 \text{ kg/m}^2$$

$$W_2 = 5159 \text{ kg/m}^2$$

Por lo expuesto anteriormente el diagrama de cargas sobre el marco rígido es el siguiente (fig. No. 3).



Momentos iniciales de empotramiento

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{BC} = M_{CB} = \frac{W_1 l_1^2}{12} = 5610 \times \frac{(1.25)^2}{12} = 730 \text{ kg-m.}$$

$$M_{FE} = M_{EF} = M_{ED} = M_{DE} = \frac{W_2 l_2^2}{12} = 5159 \times \frac{(1.25)^2}{12} = 672 \text{ kg-m.}$$

$$M_{AF} = M_{CD} = \frac{W_3 l^2}{12} + \frac{W_4 l^2}{30} = \frac{6090 \times (1.50)^2}{12} + \frac{1300 (1.50)^2}{30} = 1239 \text{ kg-m.}$$

$$M_{FA} = M_{DC} = \frac{W_3 l^2}{12} + \frac{W_4 l^2}{20} = \frac{6090 \times 1.50^2}{12} + \frac{1300 \times 1.50^2}{20} = 1288 \text{ kg-m.}$$

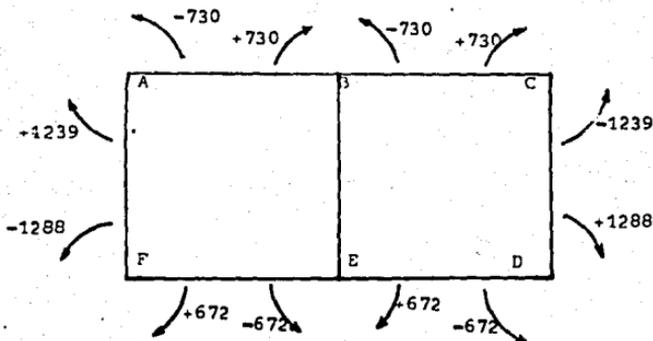


Fig. No. 4

Aplicación del método de Cross al cálculo del marco rígido

Rigideces y factores de distribución

$$K = \frac{4 E I}{L} = \quad E I = \text{constante}$$

$$K_{AB} = \frac{4 E I}{1.25} = 3.20 E I$$

$$K_{AF} = \frac{4 E I}{1.50} = 2.667 E I$$

$$K_{BE} = \frac{4 E I}{1.50} = 2.667 E I$$

NUDOS: A, C, D, F,

BARRA	K	F.D.	
A - B	3.20 EI	0.545	(barras horizontales)
A - F	$\frac{2.667 EI}{5.867 EI}$	$\frac{0.455}{1.000}$	(barras verticales)

NUDOS: B, E

BARRA	K	F.D.	
B - A	3.20 EI	0.353	} (barras horizontales)
B - C	3.20 EI	0.353	
B - E	$\frac{2.667 EI}{9.067 EI}$	$\frac{0.294}{1.000}$	(barra vertical)

Cálculo de los momentos finales por el método de Cross

NUDO	A			B		C	
	A-F	A-B	B-A	B-E	B-C	C-B	C-D
F.D.	0.455	0.545	0.353	0.294	0.353	0.545	0.455
	+1239	- 730	+ 730	0	- 730	+ 730	-1239
	- 232	- 277	0	0	0	+ 277	+ 232
	+ 140	0	- 139	0	+ 139	0	- 140
	- 64	- 76	0	0	0	+ 76	+ 64
	+ 27	0	- 38	0	+ 38	0	- 27
	- 12	- 15	0	0	0	+ 15	+ 12
	+ 8	0	- 8	0	+ 8	0	- 8
	- 4	- 4	0	0	0	+ 4	+ 4
	+ 2	0	- 2	0	+ 2	0	- 2
	- 1	- 1	0	0	0	+ 1	+ 1
	+1103	-1103	+ 543	0	- 543	+1103	-1103

NUDO	F			E		D	
	F-A	F-E	E-F	E-B	E-D	D-E	D-C
F.D.	0.455	0.545	0.353	0.294	0.353	0.545	0.455
	-1288	+ 672	- 672	0	+ 672	- 672	+1288
	+ 280	+ 336	0	0	0	- 336	- 280
	- 116	0	+ 168	0	- 168	0	+ 116
	+ 53	+ 63	0	0	0	- 63	- 53
	- 32	0	+ 32	0	- 32	0	+ 32
	+ 15	+ 17	0	0	0	- 17	- 15
	- 6	0	+ 9	0	- 9	0	+ 6
	+ 3	+ 3	0	0	0	- 3	- 3
	- 2	0	+ 2	0	- 2	0	+ 2
	+ 1	+ 1	0	0	0	- 1	- 1
	-1092	+1092	- 461	0	+ 461	-1092	+1092

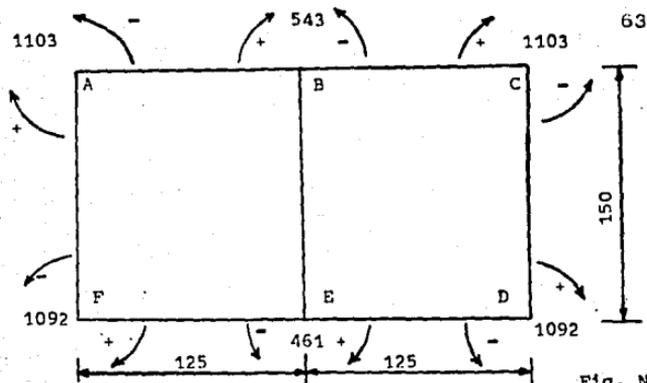
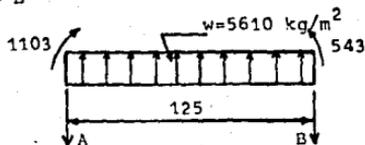


Fig. No. 5

Cálculo de los cortantes a los ejes y al cartel así como los momentos a los paños y momentos positivos.

BARRA A - B



Cortantes a los ejes

Cortante isostático

$$V_1 = 5610 \times \frac{1 \cdot 25}{2} = 3506 \text{ kg.}$$

Cortante hiperestático

$$V_h = \frac{1103 - 543}{125} = 448 \text{ kg.}$$

$$V_A = 3506 + 448 = 3954 \text{ kg.}$$

$$V_B = 3506 - 448 = 3058 \text{ kg.}$$

Corte al cartel :

$$V_{AC} = 3954 - 5610 \times 0.25 = 2552 \text{ kg.}$$

$$V_{BC} = 3058 - 5610 \times 0.25 = 1652 \text{ kg.}$$

Momentos a los paños :

$$M_{AP} = 3954 \times 0.10 - 5610 \times \frac{0.10^2}{2} - 1103 = -736 \text{ kg-m.}$$

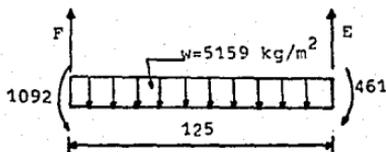
$$M_{BP} = 3058 \times 0.10 - 5610 \times \frac{0.10^2}{2} - 543 = -265 \text{ kg-m.}$$

Momento positivo :

$$X = \frac{3954}{5610} = 0.705 \text{ m.}$$

$$M(+)= 3954 \times 0.705 - 5610 \times \frac{0.705^2}{2} - 1103 = 290 \text{ kg-m.}$$

BARRA E - F



Cortante a los ejes :

Cortante isostático

$$V_i = 5159 \times \frac{1.25}{2} = 3224 \text{ kg.}$$

Cortante hiperestático

$$V_h = \frac{1092 - 461}{1.25} = 505 \text{ kg.}$$

$$V_F = 3224 + 505 = 3729 \text{ kg.}$$

$$V_E = 3224 - 505 = 2719 \text{ kg.}$$

Cortantes a los carteles

$$V_{FC} = 3729 - 5159 \times 0.25 = 2439 \text{ kg.}$$

$$V_{EC} = 2719 - 5159 \times 0.25 = 1429 \text{ kg.}$$

Momentos a los paños

$$M_{FP} = 3729 \times 0.10 - 5159 \times \frac{0.10^2}{2} - 1092 = -745 \text{ kg-m.}$$

$$M_{EP} = 2719 \times 0.10 - 5159 \times \frac{0.10^2}{2} - 461 = -215 \text{ kg-m.}$$

Momento positivo

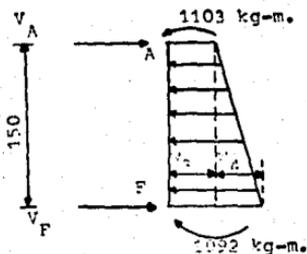
$$X = \frac{3729}{5159} = 0.723 \text{ m.}$$

$$M(+)= 3729 \times 0.723 - 5159 \times \frac{0.723^2}{2} - 1092 = 256 \text{ kg-m.}$$

BARRA A - F

$$W_3 = 6090 \text{ kg/m}^2$$

$$W_4 = 1300 \text{ kg/m}^2$$



Cortante isostático

$$V_{Ai} = \frac{W_3 l_2}{2} + \frac{W_4 l_2}{6}$$

$$V_{Ai} = \frac{6090 \times 1.50}{2} + \frac{1300 \times 1.50}{6} = 4893 \text{ kg.}$$

$$V_{Fi} = \frac{W_3 l_2}{2} + \frac{W_4 l_2}{3}$$

$$V_{Fi} = \frac{6090 \times 1.50}{2} + \frac{1300 \times 1.50}{3} = 5218 \text{ kg.}$$

Cortante hiperestático

$$V_h = \frac{1103 - 1092}{1.50} = 7 \text{ kg.}$$

$$V_A = 4893 + 7 = 4900 \text{ kg.}$$

$$V_F = 5218 - 7 = 5211 \text{ kg.}$$

Cortante al cartel

$$V = V_A - W_3 X - \frac{W_4 X^2}{2l}$$

$$V_{Ac} = 4900 - 6090 (0.25) - \frac{1300 (0.25)^2}{2 \times 1.50} = 3350 \text{ kg.}$$

$$V_{Fc} = 4900 - 6090 (1.25) - \frac{1300 (1.25)^2}{2 \times 1.50} = -3390 \text{ kg.}$$

Momentos a los paños:

$$M = (V_A)X - \frac{W_3 X^2}{2} - \frac{W_4 X^3}{6l} = M_A$$

$$M_A = 4900 \times 0.10 - \frac{6090 \times 0.10^2}{2} - \frac{1300 \times 0.10^3}{6 \times 1.50} - 1103$$

$$= -642 \text{ kg-m.}$$

$$M_F = 4900 \times 1.40 - \frac{6090 \times 1.40^2}{2} - \frac{1300 \times 1.40^3}{6 \times 1.50} - 1103$$

$$= -608 \text{ kg-m.}$$

Momento positivo:

$$X_A = \frac{-W_3 + \sqrt{W_3^2 + \frac{2V_A W_4}{1}}}{\frac{W_4}{L}}$$

$$X_A = \frac{-6090 + \sqrt{(6090)^2 + \frac{2 \times 4900 \times 1300}{1.50}}}{\frac{1300}{1.50}}$$

$$X_A = 0.76 \text{ m.}$$

$$M(+)= 4900 \times 0.76 - \frac{6090 \times 0.76^2}{2} - \frac{1300 \times 0.76^3}{6 \times 1.5} - 1103$$

$$M+ = 789 \text{ kg-m.}$$

BARRA B - E

$$V_{BA} = 3058 \text{ kg.}$$

$$V_{EF} = 2719 \text{ kg.}$$

$$V_{BC} = \underline{3058 \text{ kg.}}$$

$$V_{ED} = \underline{2719 \text{ kg.}}$$

$$R_B = 6116 \text{ kg.}$$

$$R_E = 5438 \text{ kg.}$$

DIAGRAMA DE CORTANTES PRIMERA ALTERNATIVA

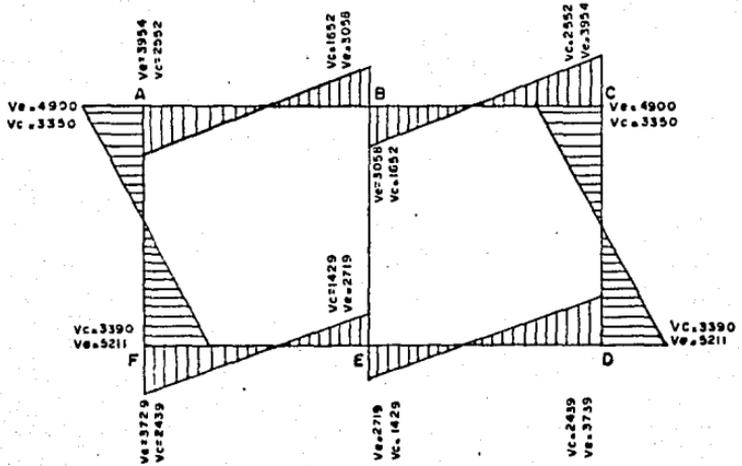
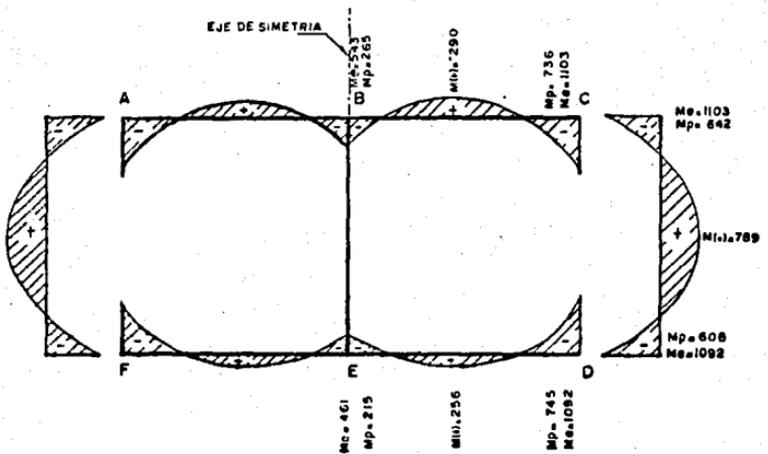


DIAGRAMA DE MOMENTOS PRIMERA ALTERNATIVA

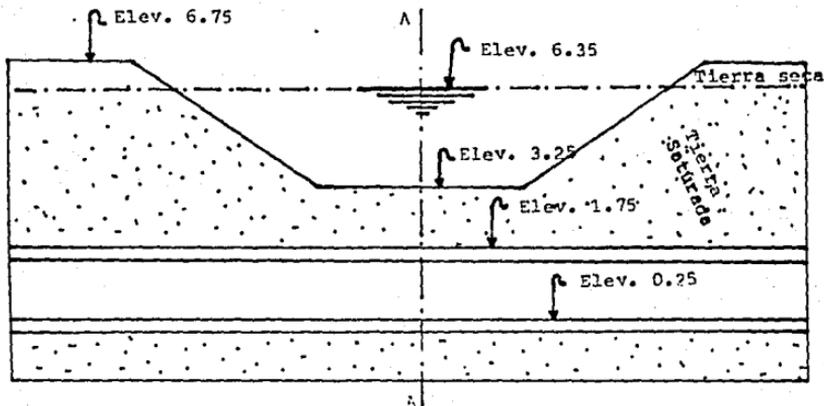


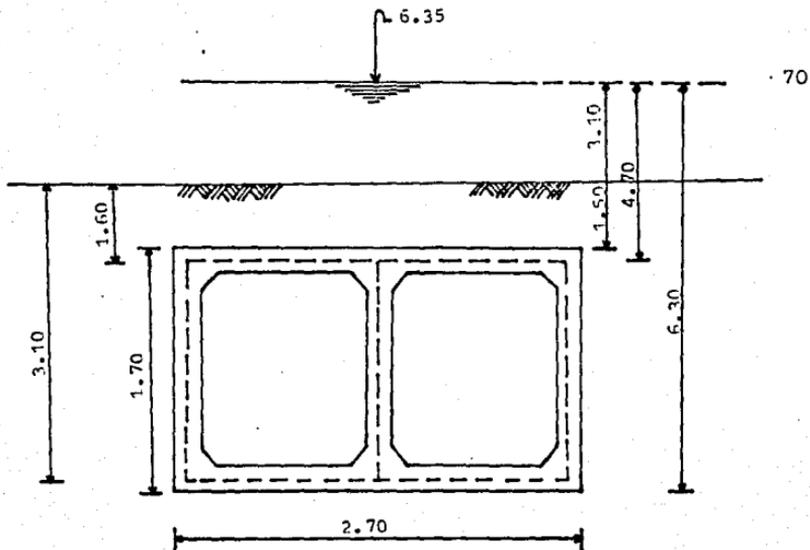
ANÁLISIS DEL CONDUCTO VACIO Y SUJETO A CARGAS EXTERIORES

DATOS DEL PROYECTO

(obtenido según estudios topográficos y pruebas de laboratorio de mecánica de suelos. S.A.R.H.)

Elev. de la S.L.A. en el dren.....	6.35 m.
Elev. de la rasante del dren.....	3.25 m.
Elev. del lecho superior del conducto.....	1.75 m.
Elev. plantilla del conducto.....	0.25 m.
Espesor supuesto de los elementos.....	0.20 m.
Peso volumétrico del agua.....	1000 kg/m ³
Peso volumétrico del material seco.....	1600 kg/m ³
Peso volumétrico sumergido del material.....	900 kg/m ³
Coefficiente de empuje activo del material....	0.286





Carga sobre la losa superior

$P_w =$ Peso del agua = $4.60 \times 1000 = 4600 \text{ kg/m}^2$
 $P_t =$ Peso de la tierra = $1.50 \times 900 = 1350 \text{ kg/m}^2$
 $P_{pls} =$ Peso propio de la losa superior $0.20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$
 $W_1 = 4600 + 1350 + 480 = 6430 \text{ kg/m}^2$

Carga sobre la losa inferior

$P_{pc} =$ Peso propio del conducto
 $(2.70 \times 1.70 - 2.64) \frac{2400}{2.70} = 1733 \text{ kg/m}^2$
 $S_p =$ Subpresión = $1000 \times 6.30 = 6300 \text{ kg/m}^2$
 $R.T. =$ Reacción del terreno = $P_w + P_t + P_{pc} - S_p$
 $R.T. = 4600 + 1350 + 1733 - 6300 = 1383 \text{ kg/m}^2$
 $P_{pli} =$ Peso propio de la losa inferior
 $= 0.20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$
 $W_2 =$ Carga sobre la losa inferior = $R.T. + S_p - P_{wpp}$

$$W_2 = 1383 + 6300 - 480 = 7203 \text{ kg/m}^2$$

Cargas sobre las paredes laterales

Presión hidrostática

$$P_1 = 4.70 \times 1000 = 4700 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = 6.20 \times 1000 = 6200 \text{ kg/m}^2$$

Presión de la tierra

$$P_1 = 0.286 \times 900 \times 1.60 = 412 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = 0.286 \times 900 \times 3.10 = 798 \text{ kg/m}^2$$

Resumen de cargas

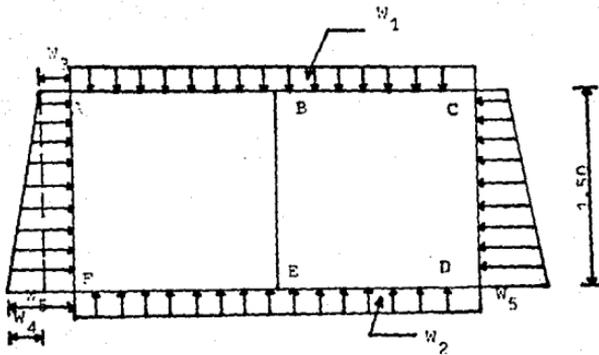
$$W_3 = 4700 + 412 = 5112 \text{ kg/m}^2$$

$$W_5 = 6200 + 798 = 6998 \text{ kg/m}^2$$

$$W_4 = 6998 - 5112 = 1886 \text{ kg/m}^2$$

$$W_1 = 6430 \text{ kg/m}^2$$

$$W_2 = 7203 \text{ kg/m}^2$$

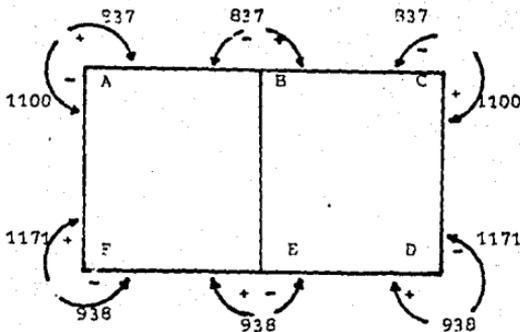


$$M_{AB} = M_{BA} = M_{BC} = M_{CB} = \frac{W_1 \cdot 1^2}{12} = \frac{6430 \times 1.25^2}{12} = 837 \text{ kg-m.}$$

$$M_{FE} = M_{EF} = M_{DE} = \frac{W_2 \cdot 1^2}{12} = \frac{7203 \times 1.25^2}{12} = 938 \text{ kg-m.}$$

$$M_{AF} = M_{CD} = \frac{W_3 \cdot 1.50^2}{12} + \frac{W_4 \cdot 1.50^2}{30} = \frac{5112 \times 1.50^2}{12} + \frac{1886 \times 1.50^2}{30} = 1100 \text{ kg-m.}$$

$$M_{FA} = M_{DC} = \frac{W_3 \cdot 1^2}{12} + \frac{W_4 \cdot 1^2}{20} = \frac{5112 \times 1.50^2}{12} + \frac{1886 \times 1.50^2}{20} = 1171 \text{ kg-m.}$$

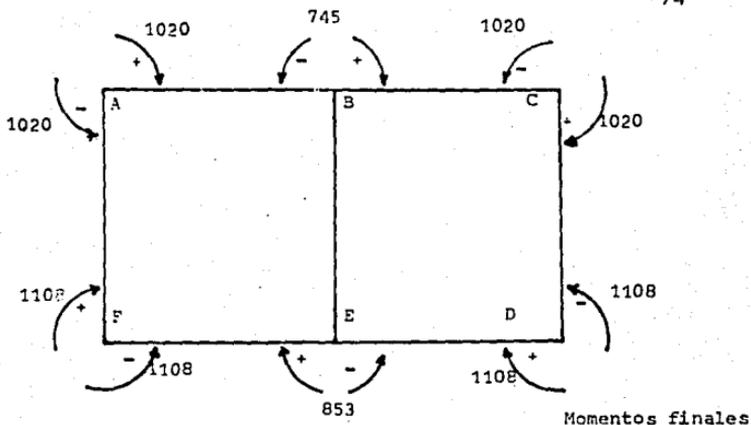


Momentos iniciales

Cálculo de los momentos finales por el método de Cross

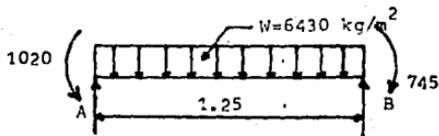
NUDO	A			B			C	
BARRA	A - F	A - B	B - A	B - E	B - C	C - B	C - D	
F.D.	0.455	0.545	0.353	0.294	0.353	0.545	0.455	
	-1100	+ 837	- 837	0	+ 837	- 837	+1100	
	+ 120	+ 143	0	0	0	- 143	- 120	
	- 53	0	+ 72	0	- 72	0	+ 53	
	+ 24	+ 29	0	0	0	- 29	- 24	
	- 14	0	+ 15	0	- 15	0	+ 14	
	+ 6	+ 8	0	0	0	- 8	- 6	
	- 3	0	+ 4	0	- 4	0	+ 3	
	+ 1	+ 2	0	0	0	- 2	- 1	
	- 1	0	+ 1	0	- 1	0	+ 1	
	0	+ 1	0	0	0	- 1	0	
	-1020	+1020	- 745	0	+ 745	-1020	+1020	

NUDO	F			E			D	
BARRA	F - A	F - E	E - F	E - B	E - D	D - E	D - C	
F.D.	0.455	0.545	0.353	0.294	0.353	0.545	0.455	
	+1171	- 938	+ 938	0	- 938	+ 938	-1171	
	- 106	- 126	0	0	0	+ 126	+ 106	
	+ 60	0	- 63	0	+ 63	0	- 60	
	- 27	- 33	0	0	0	+ 33	+ 27	
	+ 12	0	- 17	0	+ 17	0	- 12	
	- 5	- 7	0	0	0	+ 7	+ 5	
	+ 3	0	- 4	0	+ 4	0	- 3	
	- 1	- 2	0	0	0	+ 2	+ 1	
	+ 1	0	- 1	0	+ 1	0	- 1	
	0	- 1	0	0	0	+ 1	0	
	+1108	-1108	+ 853	0	- 853	+1108	-1108	



Cálculo de los cortantes a los ejes y al cartel así como los momentos a los paños y momentos positivos.

BARRA A - B



Cortante a los ejes

Cortante isostático

$$V_i = 6430 \times \frac{1.25}{2} = 4019 \text{ kg.}$$

Cortante hiperestático

$$V_h = \frac{1020 - 745}{1.25} = 220 \text{ kg.}$$

$$V_A = 4019 + 220 = 4239 \text{ kg.}$$

$$V_B = 4019 - 220 = 3799 \text{ kg.}$$

Corte al cartel

$$V_{Ac} = 4239 - 6430 \times 0.25 = 2632 \text{ kg.}$$

$$B_{Vc} = 3799 - 6430 \times 0.25 = 2192 \text{ kg.}$$

Momentos a los paños

$$M_{Ap} = 4239 \times 0.10 - 6430 \times \frac{0.10^2}{2} - 1020 = -628 \text{ kg-m.}$$

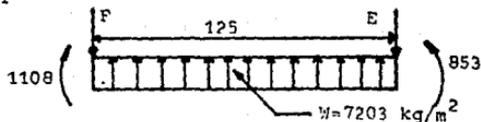
$$M_{Bp} = 3799 \times 0.10 - 6430 \times \frac{0.10^2}{2} - 745 = -397 \text{ kg-m.}$$

Momento positivo

$$X = \frac{4239}{6430} = 0.66 \text{ m.}$$

$$M_{+} = 4239 \times 0.66 - 6430 \times \frac{0.66^2}{2} - 1020 = 377 \text{ kg-m.}$$

BARRA E - F



Cortante a los ejes

Cortante isostático

$$V_i = 7230 \times \frac{1.25}{2} = 4502 \text{ kg.}$$

Cortante hiperestático

$$V_h = \frac{1108 - 853}{1.25} = 204 \text{ kg.}$$

$$V_F = 4502 + 204 = 4706 \text{ kg.}$$

$$V_E = 4502 - 204 = 4298 \text{ kg.}$$

Cortantes a los carteles

$$V_{FC} = 4706 - 7203 \times 0.25 = 2905 \text{ kg.}$$

$$V_{EC} = 4298 - 7203 \times 0.25 = 2497 \text{ kg.}$$

Momentos a los paños

$$M_{EP} = 4706 \times 0.10 - 7203 \times \frac{0.10^2}{2} - 1108 = -673 \text{ kg-m.}$$

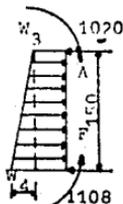
$$M_{EP} = 4298 \times 0.10 - 7203 \times \frac{0.10^2}{2} - 853 = -459 \text{ kg-m.}$$

Momento positivo

$$x = \frac{4706}{7203} = 0.65 \text{ m.}$$

$$M_{+} = 4706 \times 0.65 - 7203 \times \frac{0.65^2}{2} - 1108 = 429 \text{ kg-m.}$$

BARRA A - F



$$w_3 = 5112 \text{ kg/m}^2$$

$$w_4 = 1886 \text{ kg/m}^2$$

Cortantes a los ejes

Cortante isostático

$$V_{A1} = \frac{5112 \times 1.50}{2} + \frac{1886 \times 1.50}{6} = 4306 \text{ kg.}$$

$$V_{F1} = \frac{5112 \times 1.50}{2} + \frac{1886 \times 1.50}{3} = 4777 \text{ kg.}$$

Cortante hiperestático

$$V_h = \frac{1108 - 1020}{1.5} = 59 \text{ kg.}$$

$$V_A = 4306 - 59 = 4247 \text{ kg.}$$

$$V_F = 4777 + 59 = 4836 \text{ kg.}$$

Cortantes a los carteles

$$V_{Ac} = 4247 - 5112 \times 0.25 - \frac{1886 \times 0.25^2}{2 \times 1.5} = 2930 \text{ kg.}$$

$$V_{Fc} = 4247 - 5112 \times 1.25 - \frac{1886 \times 1.25^2}{2 \times 1.50} = -3125 \text{ kg.}$$

Momentos a los paños

$$\begin{aligned} M_{Ap} &= 4247 \times 0.10 - 5112 \times \frac{0.10^2}{2} - \frac{1886 \times 0.10^3}{6 \times 1.50} - 1020 \\ &= -621 \text{ kg-m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Fp} &= 4247 \times 1.40 - 5112 \times \frac{1.40^2}{2} - \frac{1886 \times 1.40^3}{6 \times 1.50} - 1020 \\ &= -659 \text{ kg-m.} \end{aligned}$$

Momento positivo

$$X = \frac{-w_3 + \sqrt{w_3^2 + \frac{2 V_A w_4}{L}}}{\frac{w_4}{L}}$$

$$X = \frac{-5112 + \sqrt{5112^2 + \frac{2 \times 4247 \times 1886}{1.50}}}{\frac{1886}{1.5}} = 0.76 \text{ m.}$$

$$M_+ = 4247 \times 0.76 - 5112 \times \frac{0.76^2}{2} - \frac{1886 \times 0.76^3}{6 \times 1.50} = 1020$$

$$M_+ = 639 \text{ kg-m.}$$

BARRA B - E

$$V_{BA} = 3799 \text{ kg.}$$

$$V_{EF} = 4298 \text{ kg.}$$

$$V_{BC} = \underline{3799} \text{ kg.}$$

$$V_{ED} = \underline{4298} \text{ kg.}$$

$$R_B = 7598 \text{ kg.}$$

$$R_E = 8596 \text{ kg.}$$

DIAGRAMA DE CORTANTES SEGUNDA ALTERNATIVA

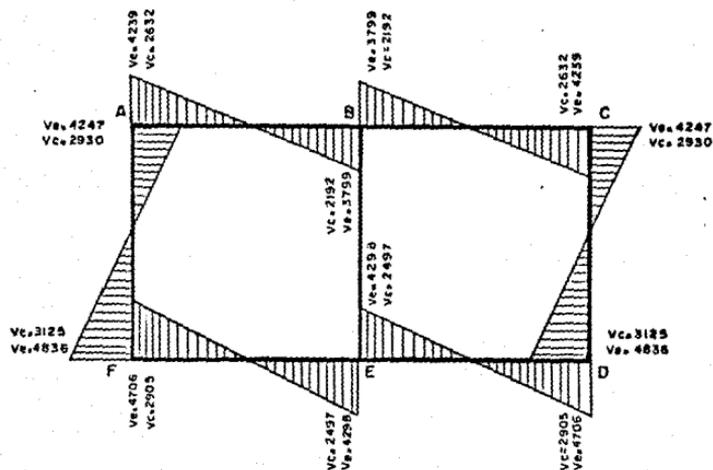
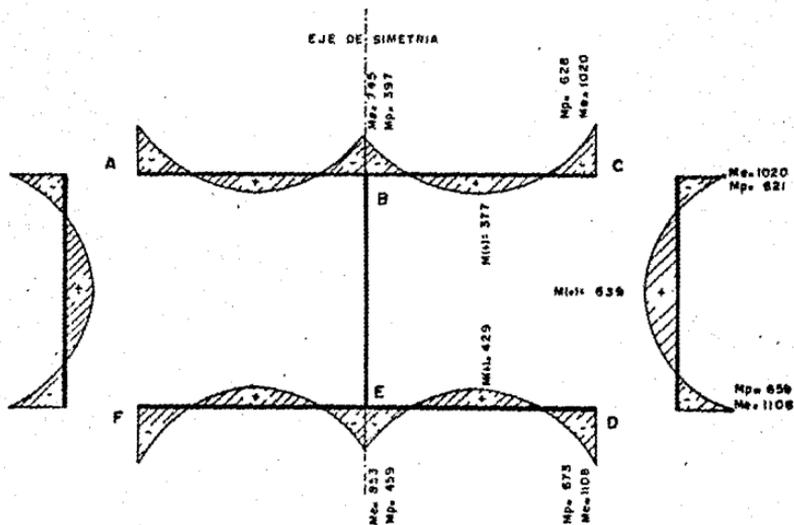


DIAGRAMA DE MOMENTOS SEGUNDA ALTERNATIVA



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS CONDUCTOS.

Los cálculos correspondientes al diseño estructural de los conductos se justificaran aplicando especificaciones señaladas en el Método Alternativo de Diseño (A C I - 318 - 77 Apéndice B).

Tal como se mostró en el análisis estructural realizado anteriormente se tomaron en cuenta dos condiciones de carga :

- 1) Conducto lleno
- 2) Conducto vacío

Sin embargo el diseño estructural no se hará por separado para cada condición de carga, si no que cada una de las piezas de la estructura se diseñará eligiendo la carga más crítica que corresponda ya sea a la primera ó a la segunda alternativa.

A continuación se mostrará un resumen de cargas según los cálculos realizados con anterioridad.

Los peraltes correspondientes se calcularán con el valor del momento máximo positivo, ó negativo al paño, o con el valor del corstante máximo al cartel por lo cual éstos son los valores que se incluyen en la sig. tabla (Notese que al pie de la tabla se indica si el momento referido en la columna correspondiente es resistido por la parrilla interior ó la parrilla exterior del armado del conducto).

	1era. alternativa (sección llena)			2da. alternativa (conducto vacío)		
	M(-)	M(+)	V max.	M(-)	M(+)	V max.
losa superior	736	290	2552	628	377	2632
losa inferior	745	256	2439	673	429	2905
piezas verticales	642	789	3390	659	639	3125
	Parri- lla Int.	Parri- lla Ext.		Parri- lla Ext.	Parri- lla Int.	

Se considerará en los cálculos una resistencia de proyecto para el concreto de $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ y fatiga de trabajo para el acero $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$ y la relación de módulos de elasticidad $n = 9.4$

Constantes de cálculo para el concreto

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

$$f'c = 0.45 f'c = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.4$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f'c}} = \frac{1}{1 + \frac{1400}{(9.4)(90)}} = 0.377$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.377}{3} = 0.874$$

$$Q = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{1}{2} (90) (0.377) (0.874) = 14.83$$

REVISIÓN DE LOS PERALTES SUPUESTOS

Fórmula para calcular el peralte por momento

$$d_m = \sqrt{\frac{M}{Q b}}$$

Si $Q = 14.83$ y $b = 100$ cm.

$$d_m = 0.260 \sqrt{M}$$

Cortante soportado por el concreto:

$$= 0.29 \sqrt{f'c} = 4.10 \text{ kg/cm}^2$$

Fórmula para calcular el peralte por cortante :

$$d = \frac{V}{v b}$$

Losa superior (pieza A - B)

$$d_m = 0.26 \sqrt{736} = 7.05 \text{ cm.}$$

$$d = \frac{2632}{4.10 \times 100} = 6.41 \text{ cm.}$$

El peralte requerido es menor que el supuesto.

Se adopta:

$$d = 10 \text{ cm.}$$

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

$$h = 15 \text{ cm.}$$

Losa inferior (Pieza F - E)

$$dm = 0.26 \sqrt{745} = 7.10 \text{ cm.}$$

$$d = \frac{2905}{4.10 \times 100} = 7.08 \text{ cm.}$$

El peralte requerido es menor que el supuesto.

Se adopta :

$$d = 10 \text{ cm.}$$

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

$$h = 15 \text{ cm.}$$

Muros verticales

$$dm = 0.26 \sqrt{789} = 7.30 \text{ cm.}$$

$$d = \frac{3390}{4.10 \times 100} = 8.26 \text{ cm.}$$

El peralte requerido es menor que el supuesto.

Se adopta:

$$d = 10 \text{ cm.}$$

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

$$h = 15 \text{ cm.}$$

ARMADO DE LOS CONDUCTOS

Losa superior:

$$As = \frac{M}{f_s j d}$$

Armado interior (1era. alt.)

$$As = \frac{73600}{1400 \times 0.874 \times 10} = 6.0 / \text{cm}^2$$

Vars. 1/2" @ 21 cm.

Armado exterior (2da. alt.)

$$As = \frac{62800}{1400 \times 0.874 \times 10} = 5.13 \text{ cm}^2$$

Vars. 1/2" @ 25 cm.

Losa inferior

Armado interior (1era. alt.)

$$As = \frac{74500}{1400 \times 0.874 \times 10} = 6.09 \text{ cm}^2$$

Vars. de 1/2" @ 21 cm.

Armado exterior (2da. alt.)

$$As = \frac{63700}{1400 \times 0.874 \times 10} = 5.50 \text{ cm}^2$$

Vars. 1/2" @ 23 cm.

Muros verticales (pieza A - F)

Armado interior (1era. alt.)

$$As = \frac{64\ 200}{1400 \times 0.874 \times 10} = 5.23 \text{ cm}^2$$

Vars. 1/2" ϕ @ 19 cm.

Armado exterior (1era. alt.)

$$As = \frac{78\ 900}{1400 \times 0.874 \times 10} = 6.45 \text{ cm}^2$$

Vars. 1/2" ϕ @ 20 cm.

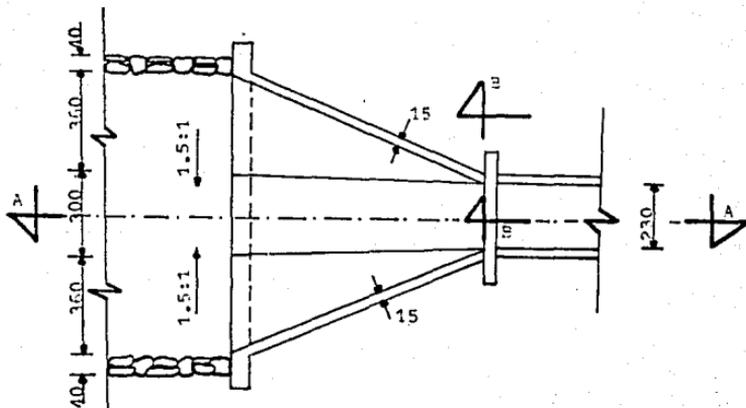
REFUERZO POR TEMPERATURA (ACI 318 - 77 Secc. 7.12)

$$Ast = 0.0020 bh$$

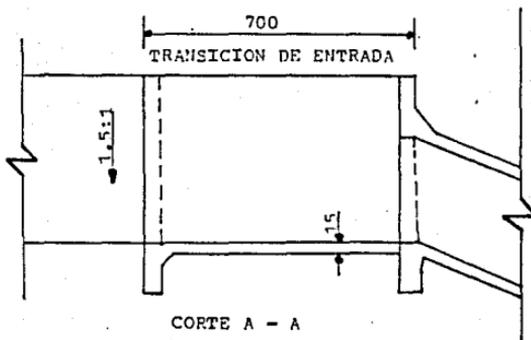
$$Ast = 0.0020 \times 100 \times 15 = 3.00 \text{ cm}^2$$

Vars. 3/8" ϕ @ 25 cm. en dos capas alternadas.

CALCULO ESTRUCTURAL DE LAS TRANSICIONES



PIANTA



CORTE A - A

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

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

$$E = \frac{k_0}{2} w h^2$$

Siendo :

E = empuje total

w = peso volumétrico del material

h = altura del muro

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

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

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

siendo ϕ el ángulo de fricción interna del material que forma el relleno.

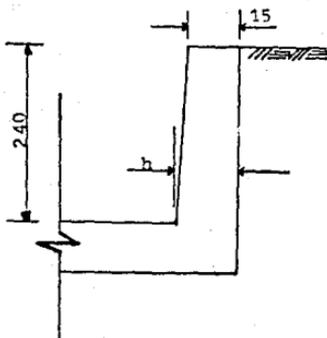
Cuando el paramento en contacto con el terreno está inclinado hacia éste, entonces el valor de K_0 está dado por la fórmula siguiente:

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

ϕ = ángulo de fricción interna del material.

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

Cálculo de la sección y acero de refuerzo según corte B - B .



CORTE B - B

Primeramente calcularemos el valor del empuje que actúa sobre el muro, tomando en cuenta que nuestro muro vertical trabaja como un cantiliver, el ángulo de fricción interna del material se considera con un valor $\phi = 33^{\circ} 41'$ (este es un valor convencional y puede obtenerse por la prueba de compresión triaxial.

Con este valor calcularemos el coeficiente de empuje activo de Rankine sobre un muro vertical de pared lisa.

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.286$$

Peso volumétrico del material = 1600 kg/m^3

El empuje valdrá entonces :

$$E = \frac{0.286}{2} \times 1600 \times 2.40^2 = 1318 \text{ kg/m}$$

$$Y = \frac{h}{3} = \frac{2.40}{3} = 0.80 \text{ m.}$$

$$M = EY = 0.80 \times 1318 = 1054 \text{ kg-m.}$$

DISEÑO

Constantes de cálculo

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

$$f_c = 0.45 f'c = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.4$$

$$k = 0.377$$

$$j = 0.874$$

$$Q = 14.83$$

$$V_p = 0.29 \sqrt{f'c} = 4.10 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del peralte por momento.

$$d = \sqrt{\frac{M}{Q b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{105400}{14.83 \times 100}} = 8.53$$

Se adopta:

$$d = 10 \text{ cm.}$$

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

$$h = 15 \text{ cm.}$$

Revisión por cortante :

$$v = \frac{V}{b d}$$

$$v = \frac{1318}{100 \times 10} = 1.318 \text{ kg/cm}^2 < 4.10 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_s = \frac{105\,400}{1400 \times 0.874 \times 10} = 8.61 \text{ cm}^2$$

Vars. $1/2" \text{ } \phi$ 15 cm.

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

Se procede por tanteos suponiendo H.

$$H = 1.80 \text{ m.}$$

$$E = \frac{0.296}{2} \times 1600 \times 1.80^2 = 741.3 \text{ kg/m.}$$

$$Y = \frac{1.80}{3} = 0.60 \text{ m.}$$

$$M = 741.3 \times 60 = 44\,478 \text{ kg-cm.}$$

$$h = 13.75 \text{ cm.}$$

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

$$d = 8.75 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{44\,478}{1400 \times 0.874 \times 8.75} = 4.15 \text{ cm}^2$$

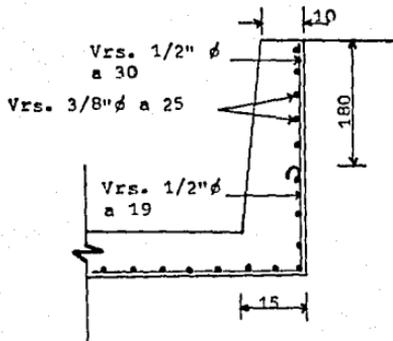
Vars. $1/2'' \phi @ 30 \text{ cm.}$

Acero por temperatura.

$$A_{st} = 0.0020 \text{ bh}$$

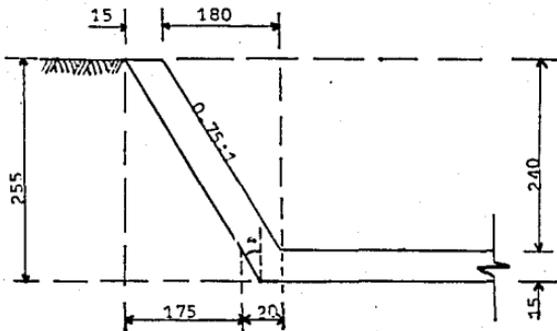
$$A_{st} = 0.0020 \times 100 \times \left(\frac{10+15}{2}\right) = 2.5 \text{ cm}^2$$

Vars. $3/8'' \phi @ 25 \text{ cm.}$



Cálculo del refuerzo en la sección media de la transición (corte c - c).

A partir del corte A - A se determinan las dimensiones de la sección.



Con estos datos se procede a valuar el empuje de tierras sobre el muro. El coeficiente activo estará dado por la fórmula :

$$K_a = \frac{\cos^2 (\phi + \psi)}{\cos^3 \psi \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \psi}\right)^2}$$

$$\tan \psi = \frac{175}{240} = 0.7292$$

$$\psi = 40^\circ 07'$$

$$(\phi + \psi) = 33^\circ 41' + 40^\circ 07' = 73^\circ 48'$$

$$\cos (\phi + \psi) = 0.2890$$

$$\cos^2 (\phi + \psi) = 0.0835$$

$$\cos \psi = 0.7647$$

$$\cos^3 \psi = 0.4472$$

$$\frac{\sin \phi}{\cos \psi} = \frac{0.5546}{0.7647} = 0.7253$$

$$\left(1 + \frac{\text{Sen } \phi}{\text{Cos } \phi}\right)^2 = (1 + 0.7253)^2 = 2.9767$$

$$K_0 = \frac{0.0835}{0.4472 \times 2.9767} = 0.063$$

Ya valuado el valor de K_0 , determinaremos el valor del empuje.

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

$$E = \frac{0.063}{2} \times 1600 \times 2.40^2 = 290 \text{ kg/m.}$$

$$Y = \frac{2.40}{3} = 0.80 \text{ m.}$$

$$M = 0.80 \times 290 = 232 \text{ kg-m.}$$

$$dM = \sqrt{\frac{23 \ 200}{14.83 \times 100}} = 4.0 \text{ cm.}$$

Se adopta :

$$d = 7 \text{ cm.}$$

$$r = 3 \text{ cm.}$$

$$h = 10 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{23 \ 200}{1400 \times 0.874 \times 7} =$$

$$\text{Vars. } 3/8'' \text{ @ } 25 \text{ cm.}$$

Se refuerza por temperatura con

$$\text{Vars. } 3/8'' \text{ @ } 25 \text{ cm.}$$

BIBLIOGRAFIA CAPITULO V

- 1.- Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado
(A I C - 318 - 77)
Ed. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto 1979
- 2.- Proyecto de Zonas de Riego'
Ed. Secretaría de Recursos Hidráulicos 1976
- 3.- Concreto
In. Marco Aurelio Torres H.
Ed. Editorial Patria S.A. 1981

CAPITULO VI

PROYECTO DEFINITIVO COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

El proyecto de sifón invertido en cruce de canal Taxtes con Dren Juárez queda definido de acuerdo a los espesores, diámetro y separación de varillas y en general a las dimensiones indicadas en el plano estructural incluido al final de este capítulo.

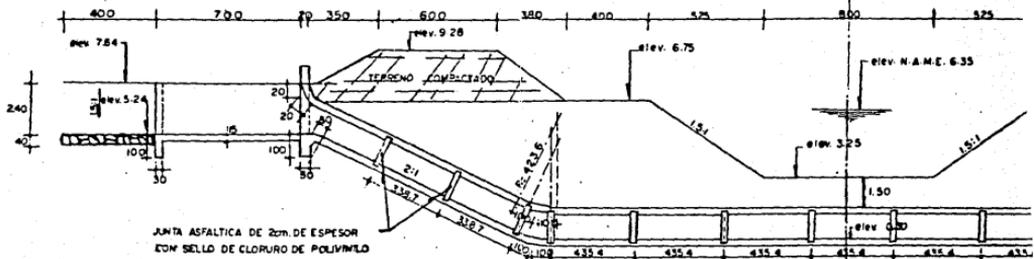
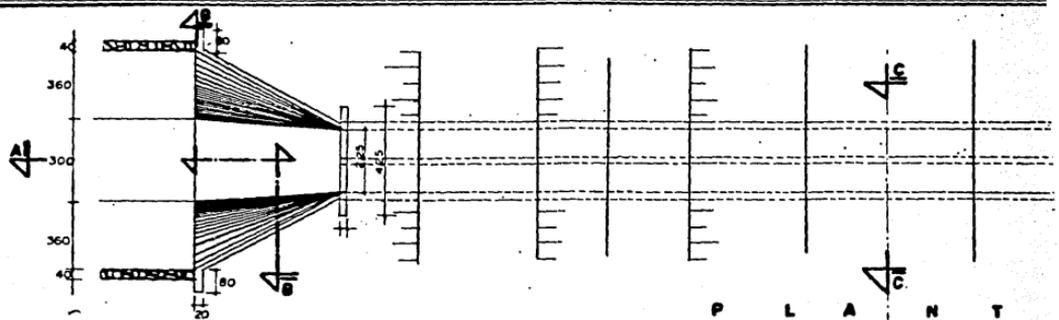
Se usará concreto con una resistencia de ruptura a los 28 días de $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

El acero será el normal con un esfuerzo permisible de tensión -- $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$, utilizando varilla corrugada, traslapes rectos - de 45 diámetros y recubrimientos de 5 cm.

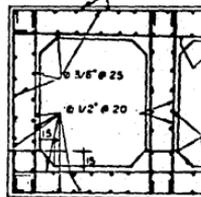
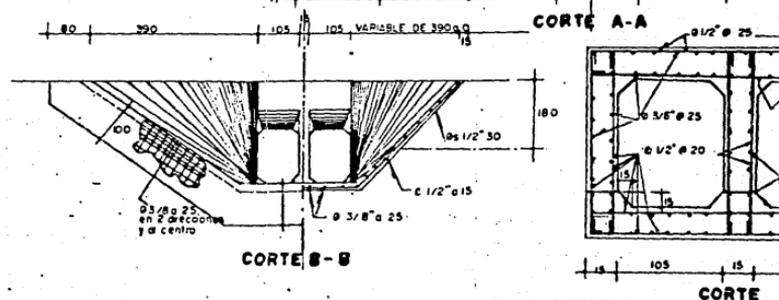
En el capítulo anterior relativo al cálculo estructural, se determinó que el conducto del sifón será armado de acuerdo a los esfuerzos producidos por las cargas más críticas, ya sean éstas interiores (conducto lleno) ó exteriores (conducto vacío).

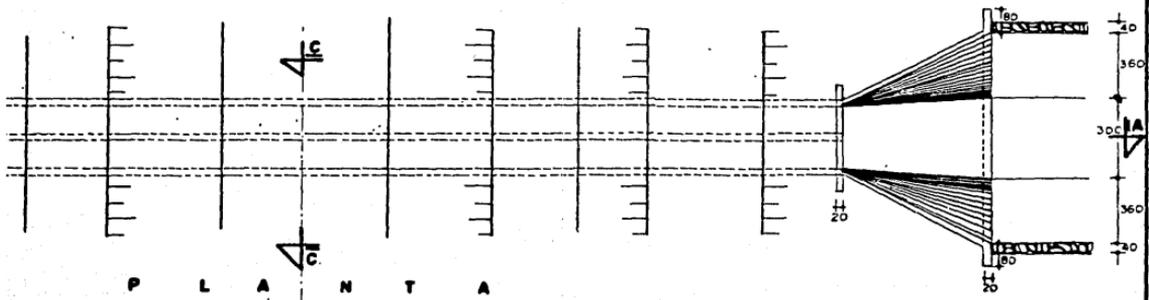
Refiriendonos al armado transversal del conducto es de notar que no se respetó íntegramente el resultado de los cálculos en cuanto a separación de varillas se refiere, pues con la idea de facilitar el procedimiento constructivo se modificó levemente dicha separación de varillas - en ningún caso se propone mayor separación que la calculada- logrando con esto una simplificación del armado -- transversal del conducto utilizando en todo caso varilla de 1/2" de diámetro con separación de 20 cm. excepto en el armado exterior de la losa superior donde se ha indicado varilla de 1/2" de diámetro con separación de 25 cm. tal como se puede apreciar en el plano estructural.

En el plano se ha indicado a lo largo del conducto la colocación - de juntas asfálticas de 2 cm. de espesor con sello de cloruro de -

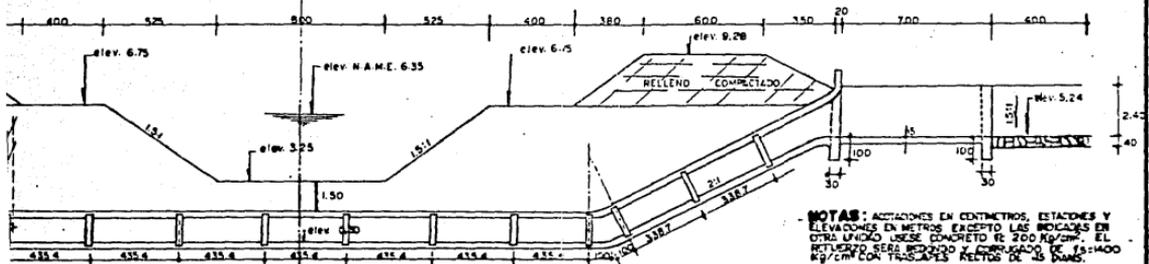


JUNTA ASFALTICA DE 2cm. DE ESPESOR
CON SELLO DE CLOPULO DE POLIVINILO

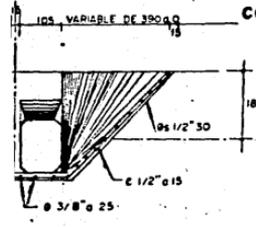




P L A N T A

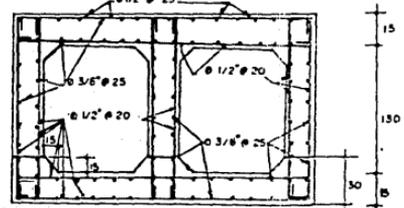


NOTAS: ACCIONES EN CENTIMETROS, ESTACIONES Y ELEVACIONES EN METROS EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRA UNIDAD USESE CONCRETO R=300 Kg/cm². EL REFORZO SERA B02020 Y CORRERAJO DE 15x1400 Kg/cm² CON TRACIALES RECTOS DE 15 DIAM.



B-B

CORTE A-A



15 105 15 105 15

CORTE C-C

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
FACULTAD DE INGENIERIA
PLANO ESTRUCTURAL
SIFON KM. 1.750 CANAL TAXTES
EN CRUCE CON "DREN JUAREZ"
Reis Profesional Jesus Oscar Lugo Gomez
08 Mochis S.n. Set. 1986

polivinilo, que son las comunmente usadas en este tipo de obras y se utilizan para lograr la continuidad de la estructura y el adecuado funcionamiento hidráulico evitando fugas de agua. Estas -- juntas constructivas cobran aún más importancia tratándose de climas cálidos donde las altas temperaturas aumentan al ritmo de endurecimiento del concreto, por lo cual es recomendable colar en -- las primeras horas de la mañana, cuando los agregados están relativamente fríos.

Una vez iniciado el colado éste deberá efectuarse en una operación continua hasta que se termine el colado del tablero o la sección, de acuerdo con sus propios límites o juntas predeterminadas (A C I - 318 - 77) .

METODOS PARA CALCULAR LOS CAUDALES MAXIMOS DE DRENAJE

Los ingenieros proyectistas interesados en la predicción de los escurrimientos máximos originados por las tormentas que se abaten en las zonas de riego, así como los hidrólogos que se dedican a estos problemas en general han anhelado, por muchos años, contar con un método que tenga aplicación universal; sin embargo, puede decirse que aún no existe uno que además de sencillo sea de fácil aplicación.

En las cuencas de limitada extensión, la precisión de los métodos disponibles disminuye a medida que aquellas aumentan de tamaño. Conforme disminuyen las dimensiones de las cuencas, sus características particulares ejercen, proporcionalmente, una mayor influencia en el escurrimiento superficial.

Un método para determinar los probables caudales que pueden escurrir por la red de cauces naturales de una cuenca en estudio debe reunir las siguientes características principales, para que sea considerado como completamente aceptable :

Que permita hacer un mejor uso de los datos disponibles y de los conocimientos actuales sobre la hidrología.

Que permita hacer las predicciones sobre los caudales máximos y que indique los grados de confianza para los

valores obtenidos.

Que sea sencillo y de fácil aplicación para cualquier ingeniero no especializado en hidrología.

Los métodos empíricos debido a su sencillez, tienen gran difusión, pero también pueden involucrar grandes errores, ya que el proceso de escurrimiento es mucho más complejo como para resumirlo en una fórmula de tipo directo, en el cual solo interviene el área de la cuenca y un coeficiente de escurrimiento. Tales métodos proporcionan únicamente el gasto máximo instantáneo.

Entre las fórmulas empíricas se pueden citar las siguientes :

Fórmula Racional, Burkli-Ziegler, Envolventes de Caudales máximo, etc.

Existen un sin número de fórmulas más, pero únicamente se mencionarán las anteriores. (La fórmula de Burkli-Ziegler ha sido descrita y aplicada en el cap. 1 de esta tesis).

ENVOLVENTES DE CAUDALES MAXIMOS

La ecuación de las curvas envolventes son dadas por William P. Creager y Robert C. Lowry y son las siguientes :

Creager :

$$C = \frac{q}{0.5033(0.386A) \frac{0.894}{0.386A} 0.048} - 1$$

Lowry :

$$C = q (A + 259)^{0.8}$$

Siendo :

$$q = \text{gasto en m}^3/\text{seg/km}^2$$

$$A = \text{Area de la cuenca en km}^2$$

C = Coeficiente que depende de las características de la cuenca que para el mundo en general es igual a 100 en la fórmula de Creager y 3512 para la envolvente de Texas en la ecuación de Lowry.

FORMULA RACIONAL

$$Q = K C i A$$

Donde :

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

$$A = \text{Area en km}^2$$

$$i = \text{intensidad de lluvia en mm/hora}$$

C = Coeficiente que depende de las características de la cuenca.

K = Constante de proporcionalidad, igual a 0.277

METODO ALTERNATIVO DE DISEÑO
(ACI-318-77)

ESFUERZOS PERMISIBLES BAJO CARGAS DE SERVICIO

Los esfuerzos en el concreto no deben exceder de lo siguiente:

(a) Flexión

Esfuerzo de la fibra extrema en compresión $0.45f'_c$

(b) Cortante

Vigas y losas en una dirección y zapatas:

Cortante soportado por el concreto

v_c $0.29 \sqrt{f'_c}$

Cortante máximo soportado por el concreto, más el cor-
tante del refuerzo..... $v_c + 1.2 \sqrt{f'_c}$

Nervaduras

Cortante soportado por el
concreto, v_c

$0.32 \sqrt{f'_c}$

Zapatas y losas en dos direcciones:

Cortante soportado por el concreto, v_c $0.83(1 + \frac{2}{\rho}) \sqrt{f'_c}$

pero no mayor que..... $0.53 \sqrt{f'_c}$

(c) Aplastamientos en el área de carga..... $0.3 f'_c$

El esfuerzo de tensión en el refuerzo f_s no debe exceder lo si-
guiente :

(a) Refuerzo del grado 28 y

grado 35.....

$1,400 \text{ kg/cm}^2$

- (b) Refuerzo del grado 42 o mayor y malla de alambre soldado (liso o corrugado)..... 1,700 kg/cm²
- (c) Para refuerzo sujeto a flexión, del # 3 o menor, en losas en una dirección de no más de 3.50 m de claro..... 0.50 f_y
pero no mayor que 2,100 kg/cm²

S.R. de C.V.

TESIS PROFESIONALES

TESIS • MEMORIAS • INFORMES

8 DE JULIO No. 13

(ENTRE P. MORENO Y MORELOS)

TELS. 14 - 01 - 22 y 13 - 01 - 42

GUADALAJARA, JAL.

PASAMOS SU TESIS
EN MAQUINA IBM



USAMOS EQUIPOS XEROX Y OFFSET

- TRANSCRIPCION
- IMPRESION DE HOJAS
- REDUCCIONES
- REPRODUCCION PROFESIONAL
- REPRODUCCION DE FOLIOS
- IMPACTADO

HELOGRAFICAS

- COPIAS BOND
- PAPELERIA PARA SU EMPRESA
- REDUCCIONES
- AMPLIFICACIONES