

25
29



**Universidad Nacional Autónoma
de México**

**Escuela Nacional de Estudios Profesionales
"ACATLAN"**

Ingeniería Civil

**PROYECTO DEL CANAL PRINCIPAL SALTO-TLAMAGO Y
UNA ESTRUCTURA DE CRUCE EN UNA ZONA DE RIEGO
DEL ESTADO DE HIDALGO**

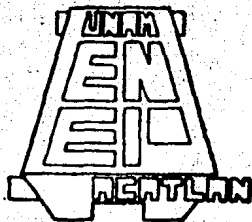
T E S I S

Que para obtener el título de

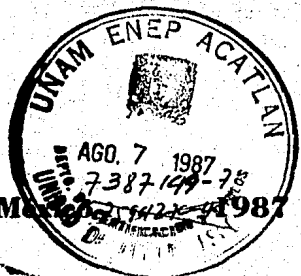
INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a

ELADIO REYES PEREZ



Acatlán, Edo. de México





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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
COORDINACIÓN DEL PROGRAMA DE INGENIERÍA

CI/123/1987.

SR. ELADIO REYES PEREZ
Alumno de la carrera de Ingeniería
Civil.
P r e s e n t e.

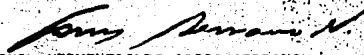
De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 14 de agosto de 1981, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "Proyecto del Canal Principal Salto Tlamanca y una Estructura de Cruce en una Zona de Riego del Estado de Hidalgo", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Generalidades.
- II.- Estudios Previos.
- III.- Canal Principal - Planeación.
- IV.- Clasificación de Estructuras en los Canales.
- V.- Alternativas para el Cruce del Arroyo Km. 9+295.00.
- VI.- Evaluación Económica.
- Conclusiones.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Alejandro León Ramírez, profesor de esta Escuela.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Acatlán, Edo. de Méx., a 23 de julio de 1987.


ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO
Coordinador del Programa de
Ingeniería.

PROYECTO DEL CANAL PRINCIPAL SALTO TLAMACO Y UNA ESTRUCTURA DE CRUCE EN UNA ZONA DE RIEGO DEL ESTADO DE HIDALGO.

	I N D I C E	
	I N T R O D U C C I O N	
	A N T E C E D E N T E S	
CAPITULO I	GENERALIDADES	8
CAPITULO II	ESTUDIOS PREVIOS.	14
	2.1. Estudios y levantamientos topográficos.	
	2.1.1. Objeto del levantamiento.	
	2.1.2. Planteamiento de alternativas	
	2.1.3. Análisis de alternativas y selección de la más conveniente	
CAPITULO III	CANAL PRINCIPAL	18
	3.1. Planeación	
	3.1.1 Localización del canal.	
	3.1.2. Trazo llevado al campo y reconocimiento geológico	
	3.2. Proyecto del canal	25
	3.2.1. Tipo de sección	
	3.2.2. Revestimiento	
	3.2.3. Capacidad	
	3.2.4. Proporcionamiento de la sección	
	3.2.5. Cálculo hidráulico	
	3.2.5.1. Sección de máxima eficiencia	
	3.2.5.2. Sección de mínima filtración	
	3.2.5.3. Recomendaciones y espesor del revestimiento.	
CAPITULO IV	CLASIFICACION DE ESTRUCTURAS EN EL CANAL	46
	4.1 Estructuras de cruce	
	4.1.a. Alcantarilla	
	4.1.b. Puente	
	4.1.c. Sifón	
	4.1.d. Puente-canal.	
	4.2. Estructuras de operación	53
	4.2.1 Represas	
	4.2.2. Tomas para canales laterales	
	4.2.3 Tomas granja	
	4.2.4 Estructuras aforadoras	
	4.3 Estructuras de protección	76
	4.3.1 Rápidas y caídas	
	4.3.2 Desagües totales y de excedencias	
	4.3.3 Entradas de agua	
	4.3.4 Contracunetas	

CAPITULO V ALTERNATIVAS PARA EL CRUCE DEL ARROYO KM.9+295 81

- 5.1 Alcantarilla
- 5.1.a Cálculo hidráulico
- 5.2. Sifón
- 5.2.a Cálculo hidráulico
- 5.3. Puente-canal
- 5.3.a Cálculo hidráulico
- 5.4. Selección de la alternativa más conveniente 108
- 5.4.a. Cálculo estructural
- 5.4.b. Pilas
- 5.4.c. Estribos
- 5.4.d. Transiciones

NOTA: El cadenamiento fijado en este capítulo como Km. 9+295 debido a una igualdad en el cadenamiento, corresponde al Km.4+160

CAPITULO VI EVALUACION ECONOMICA 157

- CONCLUSIONES
- REFERENCIAS
- ANEXOS

INTRODUCCION

Uno de los problemas de mayor importancia que tiene México actualmente, es incrementar la producción agrícola - en el país para contribuir a mejorar las condiciones de vida de sus habitantes, así como cubrir las demandas alimenticias que origina su desarrollo demográfico. Esta ha sido una de las grandes preocupaciones del gobierno, que a través de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos ha enfocado su esfuerzo al aprovechamiento integral de las aguas superficiales y subterráneas, mediante obras de infraestructura hidráulica tendiente a almacenar, controlar y distribuir adecuadamente el manejo de dicho elemento.

El país en su conjunto cuenta con agua en cantidad suficiente para satisfacer sus necesidades presentes y futuras, pero la mala distribución geográfica de este recurso básico impide aprovecharlo a escala nacional, dejando a más de la mitad del territorio con un abastecimiento de agua insuficiente o nulo y una buena parte de la población sujeta a déficit crítico, lo cual constituye una de las principales causas que impiden su desarrollo en general.

El riego es el medio básico para llevar a cabo la explotación de vastas áreas que aún permanecen áridas o se siembran a temporal cuya producción está en función principalmente de la precipitación pluvial que se tenga en la temporada.

Actualmente se encuentran bajo este tipo de siembra un alto porcentaje de la superficie cultivable del país, lo que resulta desalentador para la población dependiente, teniendo a través del tiempo como consecuencia final el abandono de sus tierras, la aridez de las mismas y la emigración de los campesinos que buscan otros medios para subsistir.

Es necesario por lo tanto, emplear todo nuestro esfuerzo para lograr un mejoramiento de este campo; realizando la infraestructura hidráulica necesaria que haga producir las tierras, con miras a obtener la producción agrícola que demanda el país.

El estudio de un proyecto hidráulico cuyo objetivo sea el desarrollo agropecuario, se apoya en tres elementos básicos: metas económicas y sociales del país en materia agropecuaria, inventario de proyectos identificados y estudiados a diferentes niveles de precisión, y establecimiento

de prioridades en los proyectos.

Los estudios de un proyecto de esta naturaleza se clasifican en cuatro niveles: Exploratorio o de identificación, preliminar, de factibilidad y detallado, de acuerdo con el grado de precisión de las actividades por realizar. A cada nivel corresponde una etapa en la definición, siguiendo un proceso de aproximaciones sucesivas, en que las actividades se van repitiendo en forma cíclica pero a diferentes niveles.

Las tres primeras etapas corresponden a la fase de preinversión y la cuarta a la fase de inversión.

Durante las diferentes etapas mencionadas, es necesaria una coordinación entre la Dependencias Oficiales que intervienen en un campo y las diversas actividades del sector agropecuario, que participan en cierta medida en la integración del proyecto.

Son innumerables los factores que pueden hacer fracasar un proyecto de riego; sin embargo la experiencia indica que no se trata de deficiencias de carácter técnico si no más bien de los económicos y sociales que a menudo son descuidados.

Toda vida útil de una obra de riego desde la idea generadora hasta la fase de producción, depende de la contribución de profesionales y técnicos en distintas disciplinas que deben actuar en sus diferentes áreas de especialidad.

Uno de estos proyectos es el Canal Principal " SALTO-TLAMACO ", ubicado en el Distrito de riego del Río Tula, en el Estado de Hidalgo.

De él se han tomado datos para la presentación de este trabajo, en donde se expone el proceso que se lleva a cabo para realizar la planeación, el trazo y el proyecto tanto del canal como de sus estructuras principales.

Finalmente se escoge una estructura que forma parte del proyecto y se analiza en forma detallada, estudiando las posibles alternativas y seleccionando la más adecuada según condiciones del caso.

Se ha tratado de realizar este trabajo en forma clara y sencilla, con la esperanza de que alguna vez pueda servir de apoyo a quienes se interesen por el tema.

A N T E C E D E N T E S

Como consecuencia de las grandes inundaciones que se tuvieron en la Cd. de México, durante los años de 1604 y - 1607, motivadas principalmente por los grandes escurrimientos del Río Cuautitlán, se pensó en la solución de sacar -- las aguas excedentes fuera del valle.

El autor de este proyecto fue el Cosmógrafo Enrico - Martínez quien proyectó el túnel de Nochistongo, mismo que en los años siguientes presentó derrumbes que lo inutilizaron ocurriendo para el año de 1631 una inundación que provocó gran pérdida de vidas humanas.

Se procedió a la rehabilitación del túnel de Nochistongo, convirtiendolo en un socavón abierto denominado -- también tajo de Nochistongo y cuya construcción se terminó hasta el año de 1789.

Después de las obras del tajo de Nochistongo como de fensa contra las inundaciones que sufría la ciudad de México, no se hizo nada radical hasta que se iniciaron los trabajos del túnel de Tequisquiác y del gran canal del desagüe en 1856, los que sufrieron una serie de interrupciones durante su ejecución hasta concluirse en marzo de 1900.

En el presente, además del tajo de Nochistongo y el túnel (viejo) de Tequisquiác, el valle cuenta con un túnel, llamado túnel nuevo de Tequisquiác, que fue construido entre 1940 y 1946.

Este túnel desemboca en el Río Salado afluente del Río Pánuco, que desagua en el Golfo de México a la altura del Puerto de Tampico.

Las aguas negras descargadas en el Río Salado, son aprovechadas por el Distrito de Riego No. CC3, para dar -- riego a una de sus zonas por medio de presas derivadoras -- localizadas sobre su cauce y de las cuales tenemos:

Fresa derivadora " La Virgen ", que da origen al -- canal Requena.

Fresa derivadora " El Tablón ", que da origen al -- canal Dendho.

4

Fresa derivadora " Tlamaco ", que da origen al canal Principal de fuerza " Tlamaco-Juandhó ".

Se hablará más acerca de este último canal, ya que tiene gran importancia para el proyecto que contempla la apertura de la zona de Riego del " Alto Actopan ", localizada cerca del poblado de Actopan; en el Estado de Hidalgo, y que hará que a unas 5,000 Has. queden bajo riego.

La capacidad actual del canal " Tlamaco-Juandhó " es de 10 m³/seg., debiéndose rehabilitar y ampliar su capacidad a 25 m³/seg., para lograr el suministro del gasto necesario y realizar el proyecto mencionado.

Ahora bien y como anteriormente se dijo, las aguas que se emplean para estos fines son en su totalidad aguas negras procedentes del Distrito Federal; por lo mismo resulta necesario mencionar algo más acerca de la situación que guarda actualmente el sistema de drenaje de esta Ciudad.

Este sistema a tenido que modificarse debido a que todas las obras de desagüe para el D.F. construidas en épocas pasadas, incluyeron el Gran Canal del desagüe y los túneles de Tequisquiac, se proyectaron para trabajar por gravedad y así funcionaron originalmente.

El crecimiento explosivo de la población del Distrito Federal en los últimos tres decenios, hizo crecer en forma proporcional la demanda de agua potable, habiéndose recurrido entre otras soluciones a la perforación de numerosos pozos en la zona urbana, lo que provocó acelerar el hundimiento general del terreno, que en algunos puntos ha pasado de los 7.00 metros. Este hundimiento ha traído como una de las consecuencias, el desplazamiento de la red de alcantarillado y colectores produciendo columpios y contrapendientes en los conductos que desagüaban al gran canal.

Esta situación de la red, provocó serias inundaciones en la Ciudad y obligó a las autoridades del Departamento del Distrito Federal a reconstruir gran parte de ella y cambiar el sistema de desagüe por gravedad a un sistema de desagüe por bombeo, lo que requiere la operación de 29 plantas de bombeo locales 19 en los pasos a desnivel y 10 para pasar agua de los colectores al gran canal, incrementándose considerablemente los costos de operación y mantenimiento del sistema.

Con la extracción del agua del subsuelo y los hundimientos consiguientes, aunque han disminuído no han cesado, es necesario efectuar constantemente obras de rectificación a los colectores y de reconstrucción de los cárcamos de las plantas de bombeo al gran canal.

Es preciso hacer notar que el problema de la insuficiencia en las obras de desagüe se enfocó a la construcción de un nuevo Túnel de Tequisquiac, habiéndose olvidado de la peligrosa deficiencia de los primeros 20 kilómetros del gran canal, que son los que han representado una grave amenaza para seguridad de la ciudad.

De todo lo anterior se infiere que uno de los más graves problemas que existían en el Valle de México, era el control, la conducción y el alejamiento de las aguas negras y pluviales sobrantes del área más poblada de la República. Las autoridades del Distrito Federal se propusieron resolverlo definitivamente, para lo cual se estudió y proyectó la construcción de un sistema que funcione por gravedad que consiste fundamentalmente de dos túneles interceptores profundos en la zona urbana, que se prolongan en un sólo emisor (Emisor Central), el cual descarga libremente sus aguas en el Río Tula, afluente del Río Moctezuma.

Para el emisor central, se estudiaron varios trazos cada uno de ellos ofrecía ventajas puesto que solucionaban en la mejor forma un propósito determinado. Así, el trazo para descargar al Río Salado cerca de Arajco, daba la solución más económica para alimentar la Presa de la Mora que se tiene proyectada para transformar el régimen de las aguas negras con objeto de satisfacer las demandas de riego. Este trazo podía hacerse en dos etapas: Primero descargar directamente al punto más cercano, que queda dentro de lo que será el vaso de almacenamiento y en futuro construir la bifurcación para operar la descarga ya sea dentro del vaso o directamente abajo de la presa, o en el cauce del Río.

Sin embargo, la presa de la Mora se tiene proyectada hace varios años y ya ha ofrecido muchas dificultades técnicas y económicas, por eso se haría la bifurcación hasta cuando se hubiera construído la presa.

El trazo que se ha llamado A, lo mismo que su variante B, conduce las aguas al Río de el Salto, y aunque a mayor costo puede seguir alimentando el vaso de la presa La Mora, con una bifurcación más larga puesto que pasa más lejos.

Para estos trazos A y B, tienen la ventaja de perforar a través de capas donde las condiciones geológicas son más favorables.

Por otra parte, estas alternativas tienen el atractivo de alimentar una nueva presa (Presa Tolteca), que puede construirse sobre el Río Tula, aguas arriba de la Presa Endó, con una capacidad suficiente para regularizar las aguas para riego del área aprovechable en el Río Tula y en el Valle del Mezquital.

Se estudió un tercer trazo (C), con el que se obtenía la mínima longitud del túnel para descargar a la cuenca del Río Tepeji afluente del Río el Salto, aguas arriba de la presa Requena pero habría necesidad de hacer un canal de 18 kilómetros de largo para descargar aguas abajo de la presa, y no perjudicar a esta al aumentar su volumen almacenado, teniendo como tiene problemas de desplazamiento en la cortina.

Este trazo, aunque corto, se considera el más difícil puesto que atravesaría por formaciones acuíferas abundantes, requeriría lumbreras más profundas y tramos entre lumbreras más largos lo cual prolongaría el tiempo de ejecución de la obra.

De las alternativas A y B, la primera es la más corta por ser recta entre los puntos comunes de principio a fin, pero ofrece más problemas en su primer tramo; desde el punto de vista geológico, la alternativa B en cambio, parece mostrar mejores condiciones en ese sentido.

Analizando la información geológica, se decidió que la mejor alternativa era una combinación de la A y B, de manera que en el primer tramo se ha seguido el trazo B, y de ahí a la salida en el Río El Salto, se ha seguido aproximadamente el trazo A.

Llevando a cabo la ejecución de este proyecto, el problema de sacar las aguas del Distrito Federal quedó solucionado, pero trae como consecuencia que el Río Salado ya no recibirá el caudal de estas aguas que se emplean para riego, como antes se dijo.

Es necesario, por tal motivo, traer aguas negras desde el punto de salida del drenaje profundo (El Salto), hasta el Río Salado, para seguir proporcionándolas, a las

tierras que actualmente las tienen y además dar el gasto - necesario al canal de fuerza Tlamaco - Juandhó para lograr los objetivos citados anteriormente.

Este es el móvil principal de este proyecto, " El - Salto-Tlamaco ", además de poder dar riego durante su desarrollo a unas 1000 Has. más, que actualmente no cuentan con este beneficio.

GENERALIDADES

1.1.- LOCALIZACION.

El área estudiada se encuentra en el Estado de Hidalgo en el Valle del Mezquital, entre los paralelos 20° 05' y 20° 25' Lat. Norte y los meridianos 98° 50' y 99° 30' de Longitud al Oeste, del Meridiano de Greenwich, con una altitud de 2097.50 m. S.N.M., en la Obra de toma, ubicada en la desembocadura del emisior central, en el Río de El Salto (ver plano No. 2).

Políticamente la zona pertenece al Distrito de Tula de Allende, Hgo.

1.2.- VIAS DE ACCESO.

A la obra de toma se puede llegar por carretera, partiendo del poblado de Cruz Azul, con un recorrido de aproximadamente 12 kilómetros, con dirección al Poblado de El Salto, de los cuales el 50% es terracería.

El punto final que se localiza al cruzar el Río Salado y hacer conexión con el canal Tlameco -- Juandhó se ubica en la cercanía del poblado de Tlameco, perteneciente al municipio de Atitalaquia.

A este punto puede llegarse por la carretera México - Zumpango - Atitalaquia; de este último poblado se sigue por la carretera hacia la Refinería Miguel Hidalgo (después de recorrer 1 kilómetro), continuando por el camino de servicio del canal Juan dhó hasta llegar a la presa de Tablón; a partir de ahí se continúa por la margen izquierda del Río Salado haciendo un recorrido de 500 mts., para llegar a lo que será el punto final del proyecto.

1.3.- CLIMA

Con los datos obtenidos de los registros de la estación pluviométrica de Mixquiahuala, Hgo. y en plando el método del Dr. Thornthwaite, para clasificar el clima, se tienen los siguientes resultados.

Estación Mixquiahuala; C (i) 82' (a'), que corresponde a clima semiseco, con invierno seco; templado, sin estación invernal bien definida.

Precipitación Media Anual	541.8 m m
Temperatura Media Anual	17.2 ^o c
Temperatura Mínima Extrema	8.0 ^o c
Temperatura Máxima absoluta	40.0 ^o c

Los meses más lluviosos son de Junio a Octubre.- Las heladas de la región principian en Noviembre y terminan en Marzo, aunque ocasionalmente se presentan algunas heladas tardías y tempranas, las primeras en el mes de Abril y las segundas a fines de Septiembre o principios de Octubre.

1.4.- VEGETACION

Las comunidades vegetales pueden dividirse en dos grupos matorral y pastizal. Los matorrales estan formados por huizaches y mezquites, predominado éstos últimos. También existen en gran número plantas familiares de las cactáceas, como son: Cardo, nopales entre otras.

El pastizal esta caracterizado por la predominancia de plantas herbáceas, principalmente gramíneas, con altura no mayor de 40 cm.

1.5.- VIENTOS

Los vientos dominantes de la región son del E y SE, logrando su mayor intensidad en los meses de Febrero y Marzo.

1.6.- HIDROGRAFIA

Hidrográficamente, pertenece al sistema Mictuzuma Pánuco, siendo el Río Pánuco uno de los más grandes de la República Mexicana. Uno de sus afluentes es el Río Tula, el

que generalmente se considera como el inicio del Pánuco, cuyo curso nace en la afluencia del tajo de Nochistongo.

También el gran canal del desagüe del Valle de México desemboca al Río Tula por medio del Río Tequisquiác. Entre los afluentes principales de aguas torrenciales del Río Tula se tienen los siguientes: Del Salto, Rosas, Sayula, Cayutlán, y otros de menor importancia.

De igual forma las aguas negras del Emisor Central - provenientes de la Ciudad de México, desembocan al Río Tula - aguas abajo de la cortina de la presa Requena y se almacenan en la presa Endhó.

Las aguas para satisfacer la demanda de este proyecto son principalmente las provenientes de la ciudad y Valle de México.

Como puede verse este es un caso de reuso de agua con fines agrícolas. Actualmente se riegan 89,000 Ha; 12,000 en el Valle de México y el resto (77000 Ha) en los Valles del Mezquital y Alfajayucan.

Las superficies de riego en condiciones actuales en lo referente a la zona que servirá este proyecto son los siguientes:

Río Salado	17,000 Has.
Tlaxcoapan y Tlahuelilpan	2,000 Has.
Juandhó	5,000 Has.

1.7.- TOPOGRAFIA

La topografía de la zona se presenta movida en un 30% del área de estudio, y plana en su mayor parte con ciertos cauces bien definidos que se localizan en la misma.

1.8.- GEOLOGIA

Los suelos de la región se han originado principalmente de rocas ígneas, encontrándose en menor escala sedimentarias.

Las rocas ígneas que se encuentran son tobas, basaltos y andesitas.

Dentro de las sedimentarias se encuentran tepetate y caliza.

Tepetates.- Su coloración es amarillenta y blanquiza se encuentran adyacentes a la mayoría de los suelos que forman los valles, planicies, numerosos cerros y lomeríos de toda la región.

Basaltos.- De color negro con pequeñas incrustaciones blancas; se encuentran aflorando en las laderas de las barrancas que forman el Río El Salto y otros arroyos.

Caliza.- Su coloración varía del blanco al gris con tintes rojo y azul, encontrándose sus yacimientos en varios cerros.

Descripción de series.-

a.1.- Serie Teraterc.

Son suelos de texturas medias en las que predominan la franca, su profundidad varía de 50 - 100 cms., encontrándose se tepetate amarillento.

Los suelos de esta serie son considerados como los mejores de la región, de color café grisáceo, generalmente son de buena profundidad; las texturas en su perfil varían de franca a arcilla y de estructura columnar.

Su capacidad de retención de agua es buena, tienen mediana cantidad de poros, su drenaje interno es bueno.

Cultivos predominantes son:

Maíz, Frijol y Cebada.

Profundidad en Cm	0-20	20-60	60-90	90-200
Densidad aparente	1.34	1.43	1.65	1.66
Espacios $\%$	49.44	45.04	37.74	37.36

Constantes de humedad	Cr	R	Cr
Capacidad de campo %	27.67	32.12	34.39
Coef. de Marchitamiento %	16.87	19.58	20.96
Humedad aprovechable %	10.80	12.54	13.43

C - Franco

r = Arcilloso

R - Arcilla.

a.2.- Serie progreso.

Los suelos que constituyen esta serie se localizan en las partes altas en las lomas y cerros. Son suelos delgados cuya profundidad máxima es de 60 cms, su estructura varía de franco arenoso o arcilla y yacen sobre material calizo. Su coloración es café amarillento, grisáceo y café grisáceo.

Constantes de humedad.

Capacidad de campo % 24.95

Cof. de marchitamiento % 15.21

Humedad aprovechable % 9.74

C = Franco r = Arcilloso

1.9.- AGROLOGIA

Los factores principales que demeritan a los suelos en los estudios de este tipo son en orden de importancia.

1.- Suelos (Espesor y permeabilidad)

2.- Frosión

3.- Topografía

Para clasificar los suelos tomando en consideración el espesor, se aplica la siguiente tabla: (S A R H)

0 - 10 cms	_____	4a Clase
10 - 25 cms	_____	3a Clase
25 - 75 cms	_____	2a Clase
75 cms	_____	1a Clase

En los estudios agrológicos convencionales los suelos de 4a clase por espesor corresponden a los suelos de 3a clase de este estudio, se les dió una consideración especial debido a que son suelos de buena productividad cuando se riegan con aguas negras.

La permeabilidad va relacionada a las texturas correspondientes: a las ligeras una rápida permeabilidad y a las pesadas, una lenta permeabilidad.

CAPITULO II

ESTUDIOS PREVIOS

La formulación de la versión más adecuada del proyecto para la construcción de una obra de riego, como lo es la del Canal Principal SALTO TLAMACO, es analizada y vista desde todos los ángulos del complejo formado por las diversas disciplinas que participan en la Ingeniería de Obras Hidráulicas, poniendo en relieve la importancia y consistencia que deberá tener la base del diseño de una obra de riego, hasta su construcción y culminación con la operación eficiente y económica de la misma.

Para llegar a la meta final, concurren los trabajos de investigación y estudios ya sea en forma aislada o a veces simultánea dentro de las funciones que le competen a cada área, que tentativamente se mencionan en el orden en que se produce la información; Estudios Topográficos, Hidrológicos, Agrológicos, Proyecto y Construcción.

Cabe mencionar las áreas de Ingeniería Experimental, de Electromecánica, así como datos que proporcionan los Distritos de Riego en los aspectos de operación, conservación y mejoramiento.

Para zonas nuevas (zonas no abiertas al riego en ninguna de sus partes) es necesario llevar a cabo y en forma exhaustiva los estudios citados anteriormente mismos que en sus primeros intentos se apoyan, utilizando índices estadísticos y planos esquemáticos, que se van ajustando y precisando para obtener conclusiones progresivamente aproximadas al desarrollo final del proyecto.

Refiriéndonos al proyecto del Canal SALTO - TLAMACO es una obra que está contemplada en cierta forma, a remplazar una parte del sistema que actualmente se encuentra en funcionamiento, como ya antes se dijo, por lo que gran parte de la información al respecto fué proporcionada por el Distrito de riego en operación, sobre todo en lo que respecta a datos Hidrológicos y Agrológicos mismos que tienen repercusión en sus demandas de agua. Estas pueden verse en la gráfica de coeficientes unitarios de riego Fig. No. II (Gráfica proporcionada por el mismo Distrito).

En la superficie nueva con posibilidad de abrirse al riego, se hacen estudios Agrológicos complementarios, corroborando los resultados obtenidos con los datos conocidos de zonas cercanas a esta. La información obtenida y recopilada

se enuncia en el capítulo anterior.

Con la información anterior y los Estudios Topográficos, se tienen las bases para realizar un análisis de lo más conveniente para el planteamiento de alternativas en la conducción.

La conducción del gasto requerido es básicamente el objeto principal de este proyecto.

2.1.- ESTUDIOS Y LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS

2.1.1.- Objeto del levantamiento.

El levantamiento topográfico de los terrenos regables, tiene por objeto formar un plano topográfico suficientemente preciso y a una escala adecuada para proyectar sobre él los sistemas de distribución, drenaje y caminos que constituirán la zona de riego, como se señala en el plano No. 2.

Parte de la configuración topográfica empleada en este proyecto, se aprovecha de la que resultó de un levantamiento topográfico aéreo realizado en años anteriores, cuando se hacían los estudios para el proyecto del Plan Hidráulico del Centro (proyecto que se encuentra en operación actualmente) y que es adyacente a la zona en estudio.

Los planos que contienen la topografía del área del proyecto se encuentra a una escala 1:20,000 y comprende una superficie de 50,000 Has. aproximadamente, con curvas de nivel a cada 5 mts.

El apoyo terrestre para este levantamiento se da mediante un sistema de cuadrícula rectangular con cuadros de 5 kms. por lado cubiertos con medianos espacios a cada 2.5 y 1 Km. referidas las elevaciones de la cuadrícula al nivel del mar mediante un nivel fijo elev. 2097.85. MSNM.

Es necesario llevar a cabo un levantamiento topográfico terrestre mediante plancheta, que permita elaborar una configuración topográfica de detalle formando planos a escala 1: 5,000 con curvas de nivel a 1.00 m. de equidistancia vertical. Esto permite tener una visión mas clara de la topografía que se tiene en la zona para realizar la planeación de la conducción y zona regable, así como la localización de las estructuras principales de servicio y protección como se señala en el plano No. 2.

Las escalas (mas usuales) que se emplean en las configuraciones topográficas, en diversos estudios son los siguientes:

1:50,000 En estudios de gran visión y planeación preliminar regional.

En esta escala se presentan las cartas topográficas de DETENAL.

1:20,000 En estudios de localización general de canales de conducción, redes de distribución y de drenaje así como limitación de la zona regable.

1: 5,000 En la localización preliminar y definitiva del canal principal, canales de distribución drenaje y caminos.

1: 2,000 Se emplea también en la localización definitiva del canal principal, canales laterales (a detalle) y localización de estructuras.

1: 1,000 En la configuración de suelos con topografía casi plana y de poca pendiente, en los estudios de lotificación y parcelamiento y en general para la localización de las estructuras de distribución del agua de riego así como de protección.

2.1.2.- Planteamiento de alternativas.

Estudiando los planos topográficos se determinan básicamente dos posibles alternativas:

Alternativa I.- Consta de un tramo de canal a cielo abierto con longitud aproximada de 5.4 Km., Túnel con 0.5 Km de longitud y finalmente otro tramo de canal para descargar al Río Salado, a la altura de la presa derivadora TLANACO.

Alternativa II.- Consiste en hacer la conducción a lo largo de sus 25.2 Kms. de longitud, mediante canal a cielo abierto, con descarga en el mismo punto.

2.1.3.- Análisis de alternativas y selección de la más

conveniente.

La finalidad primordial de este proyecto, como ya se indicó, es llevar el agua desde la salida del emisor central al río salado para seguir proporcionando agua para el servicio de riego en la zona mencionada, por lo que la alternativa I tiene como punto favorable que es la más corta, Además de ocasionar poca afectación durante su desarrollo.

Procediendo a realizar exploraciones geológicas en la zona de túnel, se encuentra que en un 80% de su longitud se cruza un estrato rocoso lo que la encarece de forma importante.

La alternativa II se desarrolla siguiendo la curva de nivel correspondiente alcanzando una longitud total de 25.2 Km, aproximadamente. En su transcurso existe la necesidad de cruzar por la orilla de una zona urbana en un tramo de 600 m, lo que puede solucionarse con un tajo a cielo abierto, un túnel o un conducto cubierto siendo estas dos últimas las dos mejores posibilidades debido a condiciones de seguridad para los habitantes de la zona.

Además existen las afectaciones correspondientes, debido al cruzamiento de terrenos de ejido y propiedad con el canal en proyecto.

Pero por otro lado, se tiene la posibilidad de que unas 1000 Has. nuevas se abran al riego mediante esta alternativa, a las que se les daría servicio a lo largo de la conducción.

Analizando lo expuesto anteriormente, la alternativa I aunque mas corta su costo es alto como ya se ha dicho además de no brindar beneficios anexos al principal que motiva este proyecto. Cosa que no sucede con la alternativa II, la que a pesar del inconveniente de las afectaciones brinda un beneficio anexo abriendo nuevas superficies al riego. Siendo la política actual de incrementar la producción agrícola, integrar zonas nuevas a la producción es de gran importancia por lo que esta última alternativa será la que se estudie para su posterior ejecución.

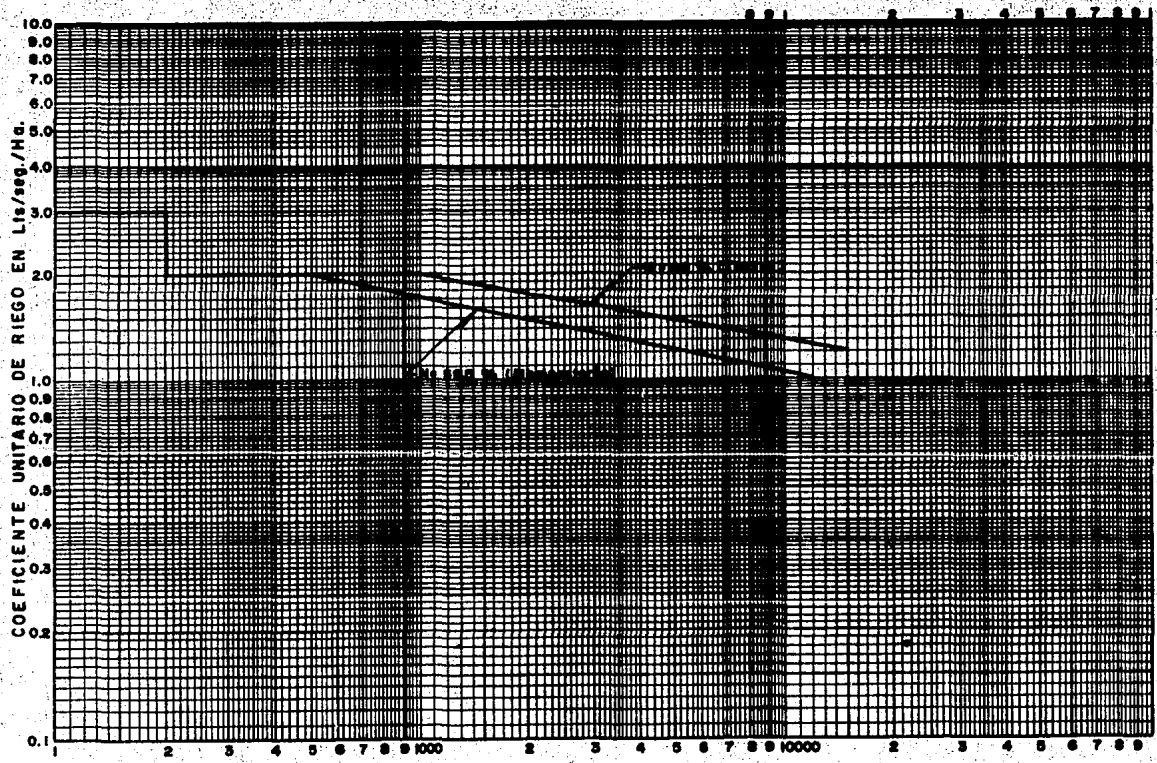


FIG. II.

SUPERFICIE NETA EN HECTAREAS

CAPITULO III

CANAL PRINCIPAL

3.1.- Planeación

La planeación se realiza en las siguientes etapas:

- I.- Con la topografía a escala 1:20,000 se procede a la localización del canal principal, partiendo del lugar 0+000 hasta su punto final siguiendo su curva de nivel correspondiente. Ver plano No. 2.
- II.- Hecho lo anterior se procede a la revisión correspondiente para su afine y aprobación.
- III.- Una vez determinada la planeación definitiva se llevará a cabo el trazo del canal en el campo de acuerdo a la topografía, localizando las estructuras que cruza y que lo cruzan.

3.1.1.- Localización del canal.

La ruta que sigue el Canal Principal es la marcada en los planos topográficos a escala 1:20,000, con una pendiente $S = 0.0002$ (pendiente que se justificara más adelante) dominando una superficie aproximada de 1000 Has. (nuevas) y que permite llegar al punto final se descarga que es obligado.

Al trazar la ruta del Canal Principal, se detectan sobre la topografía los cruces con arroyos o accidentes en donde se requieren estructuras.

Elegida la ruta sobre los planos a escala 1:20,000 se efectúa el proyecto del trazo definitivo sobre las hojas de plancheta a escala 1:5,000 afinando la localización, fijando las deflexiones de cada vértice, los radios de curvatura la longitud de las tangentes y curvas, (Mas adelante se explica el cálculo de curvas horizontales), además se refieren los vértices a los monumentos de la cuadrícula para situarlos en el campo.

3.1.2.- Trazo llevado al campo y reconocimiento Geológico.

El trazo proyectado sobre las hojas de plancheta se marca materialmente en el campo, estacando a cada 20 m. y nivelándose la línea trazada para obtener el perfil del terreno natural donde se alojara el canal.

Ya con el perfil es posible adaptar la localización en el terreno, haciendo algunas modificaciones al trazo para evitar cortes o terraplenes excesivos.

Cabe mencionar que cuando no se dispone de los planos topográficos a escala adecuada, o como ocurre con frecuencia la topografía de los planos discrepan de la real más de lo deseable o cuando el terreno aunque de suave pendiente, tiene topografía movida, entonces conviene localizar el canal principal directamente en el terreno.

Para esto se irán marcando puntos sobre el terreno que se localizarán con un nivel fijo, de manera que estos estén a una elevación abajo de la correspondiente a la superficie libre del agua del canal y teniendo en cuenta la pendiente que previamente se habrá fijado.

Después se ligan todos estos puntos por medio de una poligonal llevada con tránsito y cinta, midiendo las deflexiones en cada vértice de la misma (los vértices de esta poligonal serán precisamente, los puntos localizados previamente en el terreno por medio de un nivel cuando las distancias que medien entre ellos sean suficientemente largas, pues en ocasiones el nivelador va marcando los puntos muy cercanos uno del otro, en cuyo caso se utilizarán como vértice de la poligonal los puntos que se juzguen convenientes y los demás se ligarán a ella por medio de un procedimiento topográfico aceptable).

Posteriormente se nivela con cuidado esta poligonal y se configura una faja a lo largo de la misma, ya sea, por medio de plancheta, de estadía o por secciones transversales.

Se dibuja la franja considerada y sobre él se proyecta el trazo definitivo del canal principal.

Un trazador experimentado puede hacer la localización definitiva directamente en el campo, enderezando algunos quiebres que presentan las líneas que unen los puntos fijados con el nivel y tomando referencias sobre los desalojamientos que debe sufrir la línea, ya sea hacia la izquierda o hacia la derecha del trazo original, para evitar tener que hacer cortes o terraplenes excesivos.

En la localización los puntos obligados quedan definidos por la topografía del terreno siendo éstos los puertos y talwegs que es necesario cruzar.

Para tener mayor apoyo firme y con la debida precisión de las nivelaciones, a medida que se va localizando el canal principal se establece el control de elevaciones mediante la erección de bancos de concreto firmemente construidos, a una distancia de 3 kms., de preferencia frente a las estacas que marcan el kilometraje del canal; después se efectúa una nivelación al milímetro promediándose los resultados de cuando menos dos recorridos de nivel.

La cadena de bancos de nivel se extiende a medida que se tiene en firme la localización definitiva del canal, no excediéndose de 4 km., como máximo, entre el extremo de la localización y el banco de nivel más cercano a la cadena (según recomendaciones de S A R H).

Al hacer un reconocimiento, de la localización se tienen en cuenta, además de las condiciones topográficas, las condiciones geológicas del terreno especialmente en lo que se refiere a la estabilidad de los taludes y su tendencia al deslizamiento, suponiendo el terreno saturado de agua como condición más desfavorable.

Es importante tener en cuenta las condiciones geológicas para tener mayor seguridad al proyectar los taludes más convenientes que debe tener el canal.

En las mismas hojas de plancheta, con el terreno a la vista y con los puntos de control marcados en las hojas, se hace un esbozo preliminar de la línea del canal detallando la topografía de estas líneas.

De la topografía detallada obtenida y de los datos geológicos que resultan del reconocimiento efectuado con este fin, puede decidirse si se acepta el trazo, si se hacen algunas modificaciones o si se desecha.

Esta localización detallada se hace por tramos cortos - cuya longitud depende de la naturaleza del terreno, en general puede decirse que varía entre 100 y 500 m. debiendo concordar con la ruta general marcada en los planos a escala reducida.

A lo largo de la línea escogida como definitiva se abren pozos a cielo abierto (efectuados por el laboratorio de Geología y mecánica de suelos). Según recomendaciones de la S A R H la profundidad de los pozos debe ser tal que alcance 50 cm. abajo de la rasante del canal y deben espaciarse de 4 ó 5 pozos por kilómetro.

De los sondeos llevados a cabo por el Laboratorio de Geología y Mecánica de Suelos sobre el eje del canal principal, se tiene la siguiente tabla de materiales encontrados; - mismos que se señalan en los perfiles correspondientes:

Arcillas inorgánicas de baja plasticidad	(CL)
Limos inorgánicos de baja plasticidad	(ML)
Gravas empacadas en cementante arcilloso	(GC)
Toba areno - Limosa	(SM)
Toba calicheosa cementada	
Boleos tamaño máximo 20" empacados en limos	
Conglomerados	
Roca basáltica	

Las arcillas y limos inorgánicos, son los materiales - que más prevalecen en la zona donde se ha localizado el trazo

En la determinación de los taludes que forman la cubeta del canal, se toman en cuenta las recomendaciones que hacen (Ref.17) según la tabla que se muestra a continuación:

Características de los suelos	Canales poco profundos	Canales profundos
Roca completamente sana	Vertical	1/4:1
Arcillas compactas o conglomerados	1/2:1	1:1
Limos arcillosos	1:1	1.5:1
Limos arenosos	1.5:1	2:1
Arenas sueltas	2:1	3:1

Con base en los resultados obtenidos en el muestreo - efectuado con la finalidad de determinar el tipo de suelo y - sus características correspondientes; y tomando en cuenta las

C = Cuerda

g = Grado de la curva: Es el ángulo bajo el cual se ve la cuerda unitaria desde el centro de la curva (la cuerda unitaria que normalmente se emplea es de 20mts.)

Sc = Sub cuerda

g' = Sub grado

Cp = Cuerda principal $\left(\frac{pc - pt}{2} \right)$

Lc = Longitud de la curva, (pc a' pt)

M = Ordenada media

E = Externa

Analizando una curva del trazo:

Datos.

$$PI = 19+006.82$$

$$A = 19^{\circ} 34' I$$

$$G = 8$$

Obtención del radio.

$$R = \frac{c}{2 \operatorname{Sen} \left(\frac{1}{2} G \right)}$$

Sustituyendo

$$R = \frac{20}{2 \operatorname{Sen} \left(\frac{8}{2} \right)} = 143.36$$

Longitud de curva.

$$L_c = \frac{20 A}{G} = \frac{20 \times 19.56}{8} = 48.91 \text{ m}$$

Subtangente

$$ST = R \tan \left(\frac{A}{2} \right)$$

$$ST = 143.36 \tan \left(\frac{19.56}{2} \right) = 24.70 \text{ m}$$

Obteniendo los puntos P_C y P_T de la curva.

$$P_C = P_I - ST$$

$$P_C = 19006.82 - 24.71 = 18+982.12$$

$$P_T = P_C + L_c$$

$$P_T = 18+982.12 + 48.91 = 19+031.03$$

En el registro de tránsito aparecerán los datos para trazar la curva de la forma siguiente:

TABLA. No.3

EST.	P.O.	DEFLEX.	DATOS DE LA CURVA
	P_T 19+031.03	9° 47'	$P_I = 19+006.82$
	30.00	9° 35'	$A = 19° 34'$ I
	19+010.00	5° 35'	$G = 8$
	18+990.00	1° 35'	$R = 143.36 \text{ m.}$
18+982.12			$ST = 24.70 \text{ m.}$
			$L_c = 48.91 \text{ m.}$

Al trazar en el campo la curva se fija primero el P_I y se cadenerará la $ST = 24.70 \text{ m.}$ para fijar el P_C . Se pasa el aparato al P_C . Con los ceros del limbo y la alidada - - -

coincidiendo, si visa el PI, se fija el movimiento general y se da la primera deflexión igual a $1^{\circ} 35'$, para obtener la estación 18+990.00.

Esta deflexión se calcula:

$$d = \frac{9^{\circ} 47'}{48.91} = 12'$$

$$l = 12' \times 7.88 = 1^{\circ} 35'$$

Con la primera deflexión $1^{\circ} 35'$ se miden 7.88 m; para el segundo punto de la curva se miden 20 m. y la deflexión será $5^{\circ} 35'$ y así sucesivamente hasta llegar a la estación 19+010.00 debiendo calcular la deflexión para 1.03 m con el mismo procedimiento descrito.

3.2.- Proyecto del canal

3.2.1.- Tipo de Sección.

Los canales son conductos abiertos de cierta sección en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie del líquido está en contacto con la atmósfera.

El talud recomendado anteriormente es de 1.5:1 (horizontal, vertical) por lo que se ha decidido proponer una sección trapecial con taludes interiores de 1.5:1

El planteamiento siguiente va encaminado a decidir si la sección del Canal Principal se le dará revestimiento ó no

En el caso de un aprovechamiento, además de la cantidad de agua necesaria para su uso se debe añadir la correspondiente a pérdidas a lo largo de la conducción, que se pueden atribuir a la infiltración, pérdidas por operación y evaporación. De las tres anteriores, las pérdidas por operación tienen cierta importancia pero las debidas a la infiltración pueden llegar a ser las de mayor consideración.

En estudios preliminares (Ref. 3. .) para canales en tierra no revestidos, se puede suponer que del total de agua derivada para aprovechamiento un tercio de la misma se pierde por concepto de infiltración, evaporación y operación.

Por lo tanto, una reducción en las pérdidas permitiría diseñar un canal de menor capacidad, con menores costos de construcción, mantenimiento y además, con una ganancia en el costo del agua directamente aprovechada.

La fórmula de Moritz (Ref. 3), sugiere una manera de calcular la pérdida por infiltración total, en M^3 por segundo por Km. de canal, como sigue:

$$S = 0.038 C \frac{Q}{v}$$

En donde:

S = Pérdida en metros cúbicos por segundo por Km. del canal.

Q = Gasto del canal en metros cúbicos por segundo.

v = Velocidad media de la corriente en metros por segundo.

C = Metros cúbicos de agua que se pierden en 24 horas en cada metro cuadrado del área mojada del mismo canal.

Según el autor, en ocho proyectos diferentes dieron los siguientes valores promedio para el valor C en canales de tierra. Estos valores son adecuados para estimaciones preliminares toscas, pero las medias han demostrado que las pérdidas reales de infiltración varían ampliamente dentro de cada uno de los tipos generales de suelo indicados. Por lo tanto para propósitos de diseño es conveniente hacer estimaciones de pérdidas de infiltración en las áreas dudosas, basándose en las pruebas reales de campo.

Tipo de Material	Valor de C
Grava cementada y suelo duro con limo arenoso	0.104
Arcilla y limo arcilloso	0.125
Limo arenoso	0.201

Ceniza volcánica	0.207
Ceniza volcánica con arena	0.299
Arena y ceniza volcánica o arcilla	0.366
Suelo arenoso en roca	0.512
Suelo arenoso y gravoso	0.671

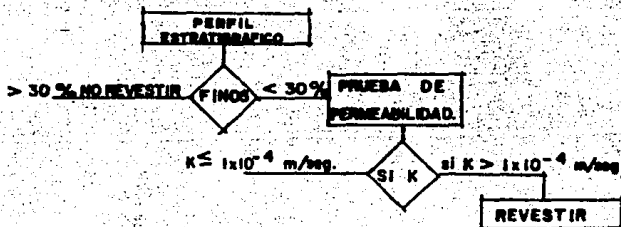
Para el caso en que se cruza la zona de toba areno limosa, le corresponde un valor a $C = 0.299$ y efectuando los cálculos con una velocidad $V = 0.8$ m/seg, con un gasto de 35 m³/s se tiene:

$$S = 0.038 \times 0.299 \frac{35}{0.8} =$$

$$S = 0.497 \text{ m}^3/\text{seg.}^{\sqrt{\text{KM.}}}$$

Esta estimación aproximada de las pérdidas debidas a la infiltración en un kilómetro de canal, nos da una idea de la magnitud del gasto que se pierde por este medio, y se piensa que puede llegar a ser mayor en ciertos tramos del canal al cruzar por zonas donde existen materiales más permeables.

Otro criterio para decidir si es conveniente revestir una sección del canal es el siguiente, expresado en forma de un diagrama de flujo.



⊕ Donde K es la constante de permeabilidad del material.

Entre las necesidades de este proyecto esta la de lograr el máximo aprovechamiento de estas aguas, ya que como se ha citado son aguas provenientes del Distrito Federal y contribuyen en un alto porcentaje al desarrollo agrícola de la zona, en donde existe una fuerte escasez de este elemento. Por todo lo anterior se ha decidido revestir la sección completa del canal en toda su longitud para disminuir las pérdidas.

3.2.2.- Revestimiento

La decisión de revestir el canal principal de un sistema de riego ha tenido como fin primordial ahorrar agua. Sin embargo, han habido algunas razones no menos importantes, entre otras: a) mejorar la estabilidad de las secciones de los canales b) bajar el costo de construcción mediante una reducción del área hidráulica, c) disminuir los costos de conservación, d) rescatar para el regadío, las tierras que han yan sido anegadas por las filtraciones ocurridas en los canales antes de ser revestidos.

Uno de los argumentos más fuertes en contra de la adopción de los revestimientos para los canales de riego ha sido su elevado costo inicial. Por eso es motivo de preocupación constante de las Instituciones y personas encargadas de la planeación, diseño, construcción, operación y administración de los sistemas de riego poder disponer de revestimientos cada vez mas baratos y eficientes que permitan ahorrar agua al reducir las pérdidas por filtración en los canales, que en algunos sistemas de riego llegan a significar un porcentaje considerable del volumen de agua derivado en la fuente de abastecimiento.

Entre los factores que tienen influencia en el costo total de los revestimientos y que han contribuido mucho a abaratarlos pueden citarse los siguientes:

- Especificaciones menos rígidas y más sencillas
- Eliminación del refuerzo
- Uniformidad de secciones tipo y tamaño de canales
- Equipo de construcción del revestimiento más versátil por ejemplo, a base de moldes que deslizan sobre la

oubeta del canal.

- Nuevos materiales y mejores técnicos de construcción para los revestimientos.
- Evolución y mejoría de los métodos para determinar la cuantía de las filtraciones en los canales.

Los tipos de revestimiento más empleados en canales, - sus respectivas recomendaciones y coeficientes de rugosidad de Manning son los siguientes:

a) De materiales arcillosos compactados.- Su velocidad máxima permisible varía de 0.60 a 1.25m/seg.- Cuando el material arcilloso especialmente el de los taludes, está protegido con una cubierta de material granular grueso, como grava o piedra triturada, la velocidad máxima será la adecuada para que estos materiales no se erosionen. Su coeficiente de rugosidad de 0.020 para gastos menores de 35m³/seg. y de 0.022 para mayores de 35m³/seg.

b) Membranas o losetas asfálticas descubiertas, así como de concreto asfáltico.- Velocidad máxima permisible puede variar entre 1.00 a 1.5 m/seg., debido a que los climas cálidos deforman el revestimiento de asfalto. Sin embargo, en climas fríos los revestimientos de este tipo pueden soportar velocidades un poco mayores.- En canales con membranas cubiertas, de cualquier tipo, protegidas con tierra, arena o grava, el criterio para fijar la velocidad máxima permisible esta gobernado por el tipo de material de cubierta, especialmente colocado en los taludes como si fuera el caso de un canal sin revestir. Su coeficiente de rugosidad (n) varía de 0.025 a 0.029, dependiendo del material que forme la cubierta.

b) Concreto Reforzado.- La velocidad máxima permisible en tramos cortos sin estructuras y en las rápidas, puede variar de 2.50 a 10.0 m/seg. dependiendo de las condiciones del tipo de suelo en que se aloja el canal, de la pendiente longitudinal disponible y de la ubicación de puentes, represas y tomas. Su correspondiente coeficiente de rugosidad podría variar de 0.014 a 0.020 dependiendo del acabado que se le de.

c) Concreto sin refuerzo.- La velocidad máxima aconsejable, no debe ser mayor de 0.8 veces la velocidad crítica; en el tramo muerto de canales principales, no debe exceder de 2.50 m/seg. para evitar la posibilidad de que sea levantado el revestimiento. El coeficiente de rugosidad es similar al caso anterior.

d) Mampostería.- La velocidad máxima recomendable no debe ser mayor de 0.8 de la velocidad crítica, pero no debe exceder de 2.50 m/seg. Su coeficiente de rugosidad puede variar de 0.020 para mampostería de 3ª clase de buena calidad y de 0.025 para la de mala calidad.

De los revestimientos descritos se opta por el de concreto sin refuerzo debido a que proporciona buena impermeabilidad y puede lograrse un coeficiente de rugosidad de Manning bajo, teniéndose con esto una sección más reducida en el canal.

3.2.3.- Capacidad

La capacidad del Canal Principal, se fija de acuerdo a las necesidades presentadas en la zona que da servicio el Distrito de Riego No. 003, perteneciente al canal Requena y el Río Salado, considerándose un margen de 15m³/seg para la apertura de una zona nueva en el Valle de Actopan. Es decir que en este caso ya se cuenta con el volumen de agua requerido, además de contar la zona con una gráfica de coeficientes unitarios de riego.

Es necesario indicar que cuando no se cuenta con el dato de la demanda total, debe hacerse un análisis para determinar los usos consuntivos en la zona de proyecto tendientes a determinar los coeficientes unitarios de riego de la misma (Ref. 6).

Las necesidades planteadas quedaron de la forma siguiente.

Del Km. 0+000 al Km. 1+840 se conducirá un gasto de - 50 m³/seg., descargando un gasto de 15 m³/seg. al canal Requena.

Del Km. 1+840 al Km. 25+500 (P.F.) se conducirá un - gasto de $Q = 35$ m³/seg.

Conocido el gasto requerido, se procede a obtener el - tipo de sección.

3.2.4.- Proporcionamiento de la Sección.

Una vez fijada la capacidad del canal, es necesario - elegir la forma geométrica de la sección. La sección empleada es la trapecial, en donde intervienen los cinco elemen - tos de diseño siguientes.

- 1º.- El ancho de plantilla, designada con la letra "b"
- 2º.- El tirante del agua, que se designa con la letra "d."
- 3º.- El coeficiente de rugosidad de Manning, que se designa con la letra "n", y que en este caso le - corresponde un valor de $n = 0.014$, ya que se trata de un canal revestido de concreto con un buen acabado.
- 4º.- La pendiente, que se designa con la letra "s", - y que en este caso se tiene fija por tener que - llegar a un punto determinado con una elevación - obligada.
- 5º.- Los taludes, se designan como la relación de la - distancia horizontal al desnivel en las paredes - inclinadas, y se fijan de acuerdo con la consis - tencia del material en el que se excave el canal, y como ya se dijo antes para este caso se optó - por $t = 1.5:1$

Otros elementos.

- Radio Hidráulico.- Relación que existe entre el área hidráulica y el perímetro mojado, los cuales dependen del ancho de la base, el tirante y la inclinación.

ón de los taludes.

- Bordo Libre.- Es el desnivel que se deja entre la su-
perficie libre del agua y la corona de los bordos. -
Este desnivel conviene dejarse, para tener cierto -
margen de seguridad en la operación del canal.
- Velocidad.- Respecto a la velocidad se respetaron -
las siguientes recomendaciones:

1º.- La velocidad se determina por medio de la fórmula
de Manning, que es:

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

2º.- Para no tener depósito de materiales sólidos en -
suspensión, la velocidad mínima será de 0.40 m/seg.

3º.- Se podrá admitir un incremento de la velocidad -
máxima de un 25%, cuando el canal trabaje a su máxima capa-
cidad, pero en ningún caso la velocidad deberá ser mayor -
del 80% de la velocidad crítica.

4º.- Se admitirán velocidades mayores que la crítica -
únicamente en las rápidas, debiéndose tener cuidado de dar-
le al canal una protección adecuada para evitar que se -
erosione.

5º.- En los 100 metros inmediatos aguas arriba de las-
represas - Toma, la velocidad no deberá ser mayor de 1.00 m
/seg., para garantizar una correcta operación de las tomas
y lograr una medida suficientemente aproximada de los gastos
proporcionados por la toma.

Debe entenderse que esta velocidad máxima de 1.00 m/ -
seg. será únicamente, en la proximidad de las tomas y no ne-
cesariamente será esta velocidad también la de conducción.

El límite de la velocidad máxima de conducción como ya
se indicó anteriormente no debe ser mayor del 80% de la ve-
locidad crítica.

3.2.5.- Cálculo Hidráulico

En general la sección transversal de un canal debería-
diseñarse para la máxima eficiencia hidráulica; sin embargo -
desde el punto de vista práctico aún cuando la sección de má-
xima eficiencia hidráulica es la que da el área mínima para -
un gasto " Q " determinado no necesariamente dara la mínima -
excavación.

La sección de mínima excavación se tendrá solamente cu-
ando la superficie del agua en el canal coincida con el terre-
no.

Quando la superficie del agua queda a una elevación -
más baja que la superficie del terreno, lo cual ocurre con -
frecuencia, los canales más angostos y profundos, dan la míni-
ma excavación que los de sección de máxima eficiencia hidráu-
lica.

Si la superficie del agua queda a una elevación mayor-
a la superficie del terreno natural, las secciones transversas
les anchas y poco profundas son las que dan la mínima excava-
ción, sin embargo en los canales de riego los requisitos de -
seguridad contra roturas y la posición que debe tener la su-
perficie del agua en el canal con relación a los terrenos que
sirven, son otros factores que intervienen directamente en la
sección, y que pueden modificar al respecto puramente geomé-
trico de la sección transversal del canal.

En la parte siguiente se expone un análisis para la -
obtención de las secciones de máxima eficiencia y mínima fil-
tración (Ref.17).

3.2.5.1.- Sección de máxima eficiencia.

Empleando las ecuaciones de continuidad y de Manning -

$$Q = A V \text{ --- (1)}$$

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

Sustituyendo (2) en (1)

$$Q = \frac{A}{n} r^{2/3} s^{1/2} \text{ --- (3)}$$

Para que el gasto sea máximo, el radio hidráulico deberá ser máximo, puesto que el área (A) y la pendiente (s) permanecerán constantes.

Para que esto suceda, $\frac{A}{P}$; el perímetro mojado deberá ser mínimo.

$$A = b d + t d^2 \quad (4)$$

$$P = b + 2 d \sqrt{1 + t^2} \quad (5)$$

De la ecuación (4) tenemos:

$$b d = A - t d^2$$

$$b = \frac{A - t d^2}{d} = \frac{A}{d} - t d \quad (6)$$

Sustituyendo en (5).

$$P = \frac{A}{d} - t d + 2 d \sqrt{1 + t^2} \quad (7)$$

Para que el perímetro mojado sea mínimo deberá cumplirse:

$$\frac{dP}{dA} = 0$$

$$\frac{dP}{dA} = \frac{d}{dA} \left(\frac{A}{d} \right) - \frac{d}{dA} (t d) + \frac{d}{dA} (2 d \sqrt{1 + t^2})$$

$$\frac{dP}{dA} = \frac{A}{d^2} - t + 2 \sqrt{1 + t^2} = 0$$

$$A = (2 \sqrt{1 + t^2} - t) d^2$$

Denominando a $2 \sqrt{1 + t^2} - t = Z$ tenemos:

$$A = z d^2 \text{ ----- (8)}$$

Sustituyendo valores en (7)

$$P = \frac{z d^2}{d} - t d + 2 d \sqrt{1 + t^2}$$

$$P = z d + d (-t + 2\sqrt{1 + t^2})$$

$$P = z d + z d = 2 z d \text{ -- (9)}$$

Como $r = \frac{A}{P}$; sustituyendo

$$r = \frac{z d^2}{2 z d} = \frac{d}{2}$$

$$r = \frac{d}{2}$$

Condición que debe cumplirse, en cualquier forma de sección trapecial, para que sea de máxima eficiencia.

3.2.5.2.- Sección de Mínima Filtración.

Se verificará la menor pérdida posible de agua por filtración en el canal, aplicando la expresión de la mínima filtración, que además tiene la ventaja de que los tirantes no son tan grandes como en el gasto de la sección de gasto máximo.

Considerando un canal con una sección trapecial cualquiera.

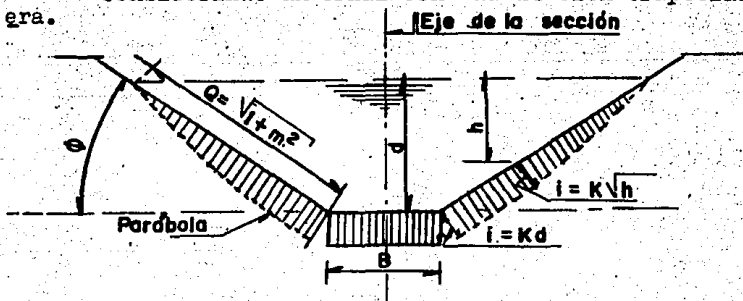


Fig. No. III. 2

Las filtraciones dependen desde luego de la clase de terreno, pero son una función del tirante, se supone que la intensidad de filtración (i) en un punto del perímetro mojado de la sección del canal es proporcional a la raíz cuadrada de la profundidad h .

En el fondo será $i = k \cdot d$ y en esas condiciones se tendrá un diagrama de filtración como se ve en la figura. III.2.

Considerando un tramo de canal de longitud de 1 metro y designando por Q la cantidad de agua que se filtra en ese tramo, por Q_1 el volumen de agua que se filtra exclusivamente en el fondo y por Q_2 el que se filtra en una de las paredes laterales, se tiene:

$$Q = Q_1 + 2 Q_2$$

En el fondo es:

$$Q_1 = b k \sqrt{d} \quad (k = \text{constante de proporcionalidad})$$

y en una de las paredes laterales es el área de la parábola:

$$Q_2 = \frac{2}{3} k d^{3/2} \sqrt{1 + t^2}$$

Por lo que la cantidad total que se filtra es:

$$Q = k \left(b \sqrt{d} + \frac{4}{3} d^{3/2} \sqrt{1 + t^2} \right)$$

Para conocer la expresión de Q cuando sea mínimo, se deriva esta ecuación con respecto al tirante, solamente que contiene dos variables que son b y d ; para eliminar a b ponemos su valor en función del tirante y del área que es constante.

$$\text{De la ecuación } A = b d + t d^2$$

Se tiene;

$$b = \frac{A - t d^2}{d}$$

Y sustituyendo en la ecuación anterior queda:

$$Q = k \left(\frac{A - t d^2}{d} + \frac{4}{3} d^{3/2} \sqrt{1 + t^2} \right)$$

Derivando e igualando a cero:

$$\frac{dQ}{dd} = - \frac{A}{2 d^{3/2}} - \frac{3}{2} t d^{1/2} + 2d^{1/2} \sqrt{1 + t^2} = 0$$

De donde:

$$A = 4 d^2 \sqrt{1 + t^2} - 3 t d$$

Sustituyendo el valor de A en función de B y d de la ecuación (1) nos queda:

$$b = 4 d (\sqrt{1 + t^2} - t)$$

Pero como:

$$\sqrt{1 + t^2} - t = \tan. \frac{\theta}{2}$$

Se tiene finalmente como condición de mínima filtración:

$$\frac{b}{d} = 4 \tan \frac{\theta}{2}$$

Se determinarán los elementos hidráulicos de la sección y se compararán con los valores establecidos correspondientes a las condiciones de máxima eficiencia y de mínima filtración.

Es necesario hacer notar que esta última condición se analizará, aún con el conocimiento de que el canal será revestido de concreto en toda su longitud.

Por lo anterior se empleará en los cálculos subsecuentes un coeficiente de rugosidad $n = 0.014$

Dimensionamiento de la sección del Km. 0+000 al Km. -1+840, de acuerdo a los datos:

$$Q = 50.0 \frac{\text{m}^3}{\text{seg.}}$$

$$s = 0.0002$$

$$t = 1.5:1$$

Determinando el tirante d :

Partiendo de la ecuación de Manning

$$Q = \frac{A}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

$$\frac{Qn}{s^{1/2}} = A r^{2/3}$$

Sustituyendo:

$$\frac{50 \times 0.014}{(0.0002)^{1/2}} = 49.497$$

Después de hacer varios tanteos para un tirante

$$d = 3.467 \text{ m.}$$

$$A = b d + t d^2$$

$$A = 4.00 \times 3.467 + 1.5 (3.467)^2 = 31.898 \text{ m}^2$$

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

$$p = 4.00 + 2 \times 3.467 \sqrt{1 + (1.5)^2} = 16.500 \text{ m.}$$

$$r = \frac{A}{p}$$

$$r = \frac{31.898}{16.500} = 1.9332 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = (1.9332)^{0.666} = 1.5518$$

For lo que:

$$Ar^{2/3} = 31.898 \times 1.5518 = 49.499$$

$$49.497 \doteq 49.499$$

Verificando:

$$Q = \frac{A}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

$$Q = \frac{31.898}{0.014} \times 1.5518 (0.0002)^{1/2} = 50.002 \frac{\text{m}^3}{\text{seg.}}$$

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

$$V = \frac{50.002}{31.898} = 1.567 \text{ m/seg.}$$

Verificación de las siguientes condiciones:

Máxima eficiencia:

$$r = \frac{b}{2}$$

$$r = \frac{3.467}{2} = 1.7335; \text{ pero}$$

$$r = 1.9332 \text{ m.}$$

Mínima filtración:

$$\frac{b}{d} = 4 \tan \frac{\theta}{2}$$

Para $t = 1.5:1$

$$\theta = 32^\circ 41'$$

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

$$d = \frac{b}{4 \tan \frac{\theta}{2}}$$

$$d = \frac{4.00}{4 \tan \frac{32.583^\circ}{2}}$$

$$d = 3.4105 \text{ m}$$

Dado que los valores encontrados difieren en un valor mínimo relativamente, se puede considerar que están dentro de las recomendaciones establecidas.

Análisis del Km. 1+840 al Km. 25+500

$$Q = 35.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$s = 0.0002$$

$$t = 1.5:1$$

Partiendo de una $b = 3.50 \text{ m}$. se obtendrá el nuevo tirante:

$$\frac{Q_n}{s^{1/2}} = A r^{2/3}$$

Sustituyendo

$$\frac{35.00 \times 0.014}{(0.0002)^{1/2}} = A r^{2/3}$$

$$34.648 = A r^{2/3}$$

Proponiendo un $d = 3.033 \text{ m}$.

$$A = b d + t d^2$$

$$A = 3.50 \times 3.033 + 1.5 (3.033)^2 = 24.414 \text{ m}^2$$

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

$$p = 3.50 + 2 \times 3.033 \sqrt{1 + (1.5)^2} = 14.435 \text{ m.}$$

$$r = \frac{24.414}{14.435} = 1.6913 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 1.4195$$

$$Ar^{2/3} = 24.414 \times 1.4195 = 34.655 \approx 34.648$$

Verificando:

$$Q = \frac{A}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

$$Q = \frac{24.414}{0.014} \times 1.4195 (0.0002)^{1/2} = 35.007 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$v = \frac{Q}{A}$$

$$v = \frac{35.007}{24.414} = 1.433 \text{ m/seg.}$$

Verificando las condiciones siguientes:

Máxima eficiencia

$$r = \frac{d}{2}$$

$$r = \frac{3.033}{2} = 1.516 \text{ m. pero}$$

$$r = 1.6913 \text{ m}$$

Mínima filtración

$$\frac{b}{d} = 4 \tan \frac{\theta}{2}$$

Para $t = 1.5:1$

$$\theta = 32^{\circ} 41'$$

$$b = 3.50 \text{ m.}$$

$$d = \frac{b}{4 \tan \frac{\theta}{2}}$$

$$d = \frac{3.50}{4 \tan \frac{32.663^{\circ}}{2}} = 2.984 \text{ m}$$

$$d = 2.984 \text{ m.}$$

Como los valores encontrados no discrepan en un valor considerable de los establecidos por las condiciones ya mencionadas se consideran correctos.

3.2.5.3.- Recomendaciones y Espesor del revestimiento.

De los materiales usados en los revestimientos de canales, el concreto hidráulico es el que más resiste la erosión; por lo tanto, es el más adecuado para soportar sin deterioro, fuertes velocidades de agua (Ref. 3).

El concreto reforzado es capaz de soportar velocidades todavía mayores a las que usualmente tienen posibilidad de generarse en los canales de riego. El refuerzo generalmente es indicado únicamente en los tramos de canal cercanos a las estructuras, en las rápidas y caídas o donde se juzgue que está en peligro la seguridad de los canales.

Las finalidades primarias de un concreto para revestimiento de canal son la impermeabilidad y la duración. Esto únicamente se logra si el concreto tiene el máximo de densidad y el mínimo de porosidad; requisitos que solamente son satisfechos cumplidamente cuando el concreto fresco es adecuadamente clasificado, transportado, colocado y curado, con tales fines en mente, lo que requiere materiales de calidad adecuada. El criterio de resistencia mecánica es secundario, ya que es satisfecho ampliamente al tratar de cumplir los otros: impermeabilidad y duración.

En consonancia con lo expuesto en el párrafo anterior,

el concreto fresco empleado en el revestimiento de los canales de riego debe tener adecuadas consistencia y plasticidad para que sin ser regarse, pueda consolidarse bien y al máximo mediante el vibrado en los taludes del canal, sin que se deslice.

Normalmente, los espesores mínimos en los revestimientos de concreto hidráulico son los siguientes: (Ref. 3)

T A B L A No. 3 2

CONCRETO SIN REFUERZO		CONCRETO CON REFUERZO	
Capacidad del canal.	Espesor Mínimo del revestimiento.	Capacidad del canal.	Espesor Mínimo del revestimiento.
m ³ /s.	cm.	m ³ /s	cm.
0 - 10	9	Hasta 15	9
10 - 50	10	15 - 50	10
50 - 100	11	60 ó mayor	11
100 - 150	12		

El espesor correspondiente para este proyecto es de 10 cm. sin refuerzo.

Finalmente los datos hidráulicos quedan de la forma siguiente:

Del Km. 0+000 al Km. 1+840

$$Q = 50.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V = 1.567 \text{ m}/\text{seg.}$$

$$A = 31.898 \text{ m}^2$$

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

$$d = 3.457 \text{ m.}$$

$$r = 16.498 \text{ m.}$$

$$e = 0.10 \text{ m.}$$

$$b.l. = 0.60 \text{ m.}$$

$$r = 1.933 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 1.552$$

$$n = 0.014$$

$$S = 0.0002$$

$$t = 1.5:1$$

Del Km. 1+840 al Km. 25+500

$$Q = 35.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V = 1.432 \text{ m}/\text{seg.}$$

$$A = 24,414 \text{ m}^2$$

$$b = 3.50 \text{ m.}$$

$$d = 3.033 \text{ m.}$$

$$p = 14,434 \text{ m.}$$

$$e = 0.10 \text{ m.}$$

$$b.l. = 0.60 \text{ m.}$$

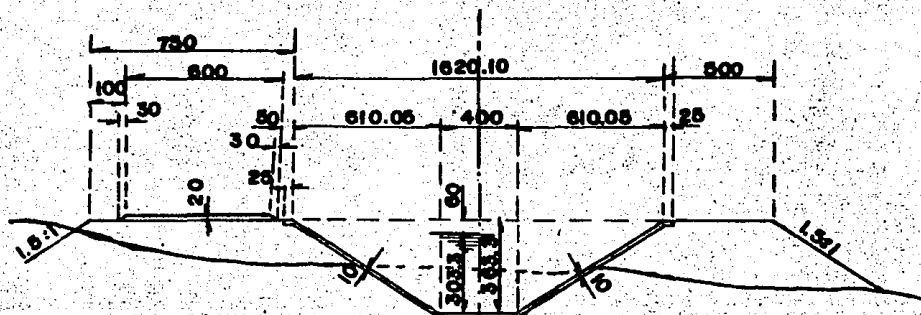
$$r = 1.691 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 1.419$$

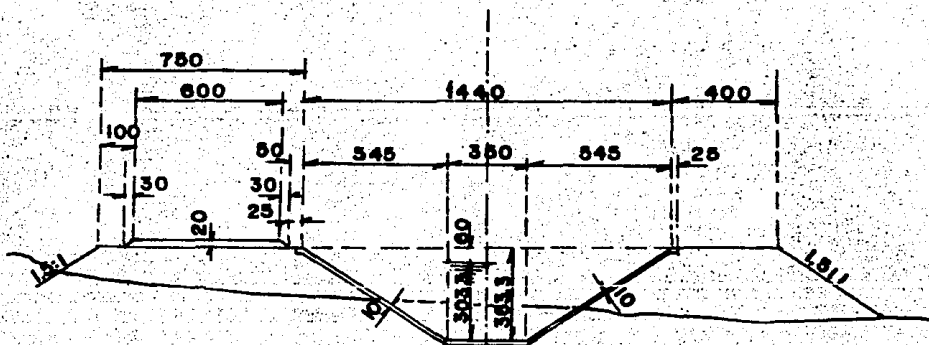
$$n = 0.014$$

$$S = 0.0002$$

$$t = 1.5:1$$



SECCION NORMAL DEL CANAL
DEL KM. 0+000 AL KM. 1+840



SECCION NORMAL DEL CANAL
DEL KM. 1+840 AL KM. 25+500

FIG. No. III. 3

En el capítulo siguiente se definen las estructuras -
que complementan el proyecto del canal principal.

CAPITULO IV

CLASIFICACION DE ESTRUCTURAS EN EL CANAL

El canal de Conducción o Canal Principal SAITO TLANACO tiene como función principal llevar las aguas, desde la salida del Emisor Central (donde se localiza la obra de toma), hasta el Río Salado, haciendo conexión con el canal de Fuerza TLANACO - JUANDHO.

A lo largo de su recorrido es necesario salvar ciertos obstáculos, distribuir el agua en zonas donde es posible dar servicio de riego, así como contar con obras de protección a fin de que el canal tenga un margen de seguridad bajo ciertas condiciones.

Por lo anterior y para ayudar a cumplir con los fines para los cuales se ha proyectado el canal, éste contará con estructuras, las cuales se clasifican de la forma siguiente:

- Estructuras de Cruce
- Estructuras de operación y distribución
- Estructuras aforadoras
- Estructuras de Protección

4.1.- Estructuras de Cruce.

Es muy frecuente que durante la construcción de un canal, nos encontremos con obstáculos como ríos, barrancos, caminos, ferrocarriles, otro canal o un dren. Con objeto de salvar estos obstáculos es necesario construir alguna estructura que permita el paso del flujo del canal por encima o por debajo de ellos.

Estas estructuras pueden ser:

Alcantarillas

Puentes para caminos o ferrocarril

Sifones

Fuente - canal

En el proyecto del Canal Principal SALTO TLAJIACO es necesario emplear los cuatro tipos de estructuras mencionadas, para salvar los obstáculos que se encuentran desde su inicio hasta el punto final.

Para escoger la estructura mas conveniente al proyectar un cruce se toman en cuenta los siguientes factores:

Cuando el nivel de la superficie del agua resulta ser menor que la rasante del obstáculo, se puede utilizar como estructura de cruce una alcantarilla o bien un puente.

En los casos en que las dos estructuras se presentan como solución de cruce, se analizan anteproyectos de las mismas para escoger la más funcional y económica.

4.1.a Alcantarilla

Al proyectar una alcantarilla para cruzar el canal a través de un camino o cruce con ferrocarril, se consideran los siguientes aspectos:

— Si al hacer el proyecto de una alcantarilla resulta que trabajará a presión, debe tener cuidado de que el tirante (d) a la salida del conducto fuese por lo menos de un 10% mayor que la altura (h) del conducto.

— Si la alcantarilla no va a trabajar a presión, se deja un bordo libre que por lo menos sea igual al del canal.

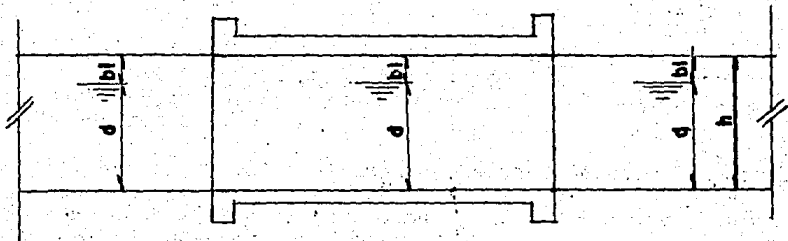


FIG. No IV.1.A

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

Para su diseño se parte con los datos proporcionados por las características del canal, procediendo a determinar la sección geométrica de la alcantarilla, que por lo general

puede considerar efectivo para reducir el momento positivo - en las vigas, o en la losa de la parte superior e inferior, - según sea el caso -".

Por lo que respecta al caso de los cruces con ferrocarril, el espesor mínimo que se especifica (el cual se respetó) entre el patín del riel a la parte superior de la estructura es de 0.90 m.

La longitud mínima del conducto para éste caso fué de 40 m., ya que actualmente se exigen 20 m. hacia ambos lados a partir del eje de la vía.

4.1.b Puente

Cuando se opta por el proyecto de un puente como estructura de cruce, se deja como espacio libre mínimo entre la superficie del agua y la parte más baja de la superficie del puente, el bordo libre del canal.

Para la elaboración del proyecto del puente los estudios que se consideran son:

Estudios de campo

Estudios de gabinete

A su vez los estudios de campo se dividen en:

-- Topográficos

-- De cimentación

-- De tránsito

Estudios topográficos.-

La ubicación del puente y las características, tanto en planta como en elevación, del terreno en que debe construirse, obligan a realizar los estudios topográficos que esencialmente comprenden:

a).- Reconocimiento y levantamiento general de las zonas de los cruces.

b).- Levantamiento configurado del terreno en la zona de cada cruce, que se apoyará en poligonales cerradas.

c).- Levantamiento detallado de una faja adecuada de

terreno a uno y otro lado del eje del cruce.

- d).- Estudio de los tramos de liga del cruce con el resto de la línea para juzgar el alineamiento de las pendientes y el costo de estos tramos.
- e).- Secciones transversales al eje del canal, indicando el nivel máximo del agua y la corona del canal.

Como resultado de los estudios topográficos realizados en el lugar del cruce, se tiene conocimiento de la sección de la vía de comunicación que se va a cruzar con el canal.

Estudios de Cimentación.-

Estos estudios se inician con la extracción de muestras tras del terreno en el lugar del cruce, lo que se logra ya sea con sondeos a cielo abierto, con barrena de mano o máquina rotatoria, según las necesidades e importancia de la obra.

Las muestras obtenidas permiten hacer una clasificación de los materiales que forman el suelo en la zona en estudio.

Así mismo puede conocerse la capacidad de carga de los mismos, siendo este último un dato importante que interviene para determinar el tipo de cimentación que requerirá el puente, así como la profundidad del desplante.

Estudios de Tránsito.-

En la elaboración del proyecto de cada uno de los puentes, es necesario tomar en cuenta la importancia socio-económica de las poblaciones que une el camino; (es decir, la cantidad de vehículos que pasar en determinado tiempo, su peso, tipo de carga, puede tenerse el caso de que el puente solo se emplee para la extracción de productos agropecuarios etc.) determinándose con esto el número y ancho de las fajas de circulación y pendientes para el tipo de vehículos a considerar.

Todas estas consideraciones nos determinan el ancho de calzada del puente y sirven para fijar las características estructurales del mismo (carga viva, carga muerta, ancho de calzada, etc), si el puente debe llevar banquetas para peatones, o no y la buena visibilidad en el tramo del cruce.

Los estudios de gabinete básicamente se refieren al manejo y aprovechamiento de los datos obtenidos en los estudios de campo, encaminados a la formulación del proyecto de la estructura de cruce.

A continuación se muestra un croquis tomado de -- las conclusiones preliminares originadas por el tránsito -- de cargas móviles, según el apéndice I del capítulo XI del reglamento, capítulo de explotación de caminos de la Ley -- de vías generales de comunicación, en relación con las cargas A A S H T O de los proyectos tipo.

En este estudio se ha considerado un camión T3 - 53 con peso total de 46 000 kgs. según la figura No. IV.2.

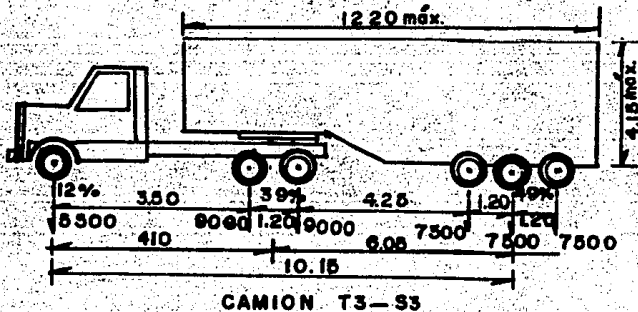
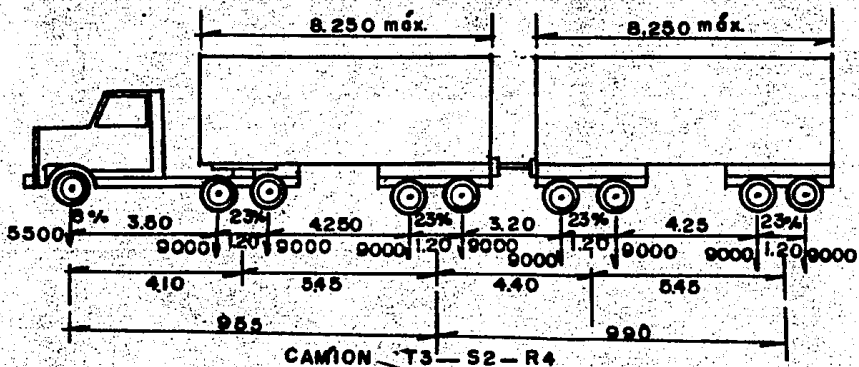


FIG. No. IV.2 NUEVAS CARGAS TIPO, DE CAMION.

4.1.c Sifón

Se descarta la posibilidad de emplear como estructura de cruce un sifón, por resultar con fuertes pérdidas de garga, lo que no va de acuerdo a la planeación del canal, ya que se tiene la elevación del punto final obligada. Sin embargo más adelante se hablará más de esta estructura con fines comparativos.

4.1.d Puente Canal

En los casos en que el obstáculo a salvar es un arroyo Ver Fig. IV.3. Una de las estructuras de cruce más conveniente es el puente - canal, descartando el sifón por lo dicho anteriormente. De esta estructura se hablará ampliamente en páginas posteriores.

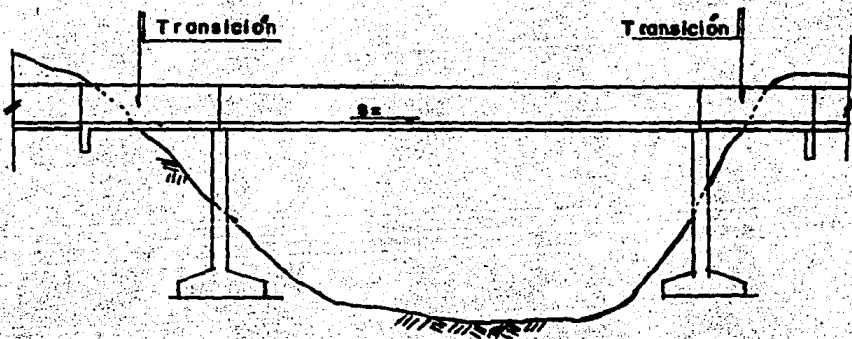


FIG No. IV.3.

4.2.- ESTRUCTURAS DE OPERACION Y DISTRIBUCION

Este tipo de estructuras se emplean para manejar, controlar y distribuir correctamente el agua de riego hasta los sitios de entrega a las parcelas, pueden clasificarse de la siguiente manera:

- Represas
- Tomas para canales laterales
- Tomas granja

4.2.1.- Represas.-

Son estructuras cuyo proyecto y construcción tienen la finalidad de controlar los caudales en el canal y de mantener los niveles de agua necesarios para facilitar la derivación a otros canales (laterales), o a las tomas que quedan aguas arriba de la represa.

El diseño hidráulico de una represa consiste en determinar el tamaño de la sección transversal necesaria, la longitud de sus transiciones y el tipo y número de compuertas.

El área de la sección hidráulica de la represa debe ser lo suficientemente grande, para no aumentar considerablemente la velocidad en la estructura con respecto a la velocidad en el canal, ya que las velocidades mayores a 1.5 m/seg dificultan la operación de las compuertas.

Se recomienda que la relación del área hidráulica de la represa y el área hidráulica del canal fluctúe entre el 90 y 110 %.

Para el gasto de $Q = 35.0 \text{ M}^3/\text{seg.}$ el área hidráulica requerida será:

$$A_{\text{mín}} = \frac{Q}{v} = \frac{35.0}{1.5} = 23.333 \text{ M}^2$$

Conociendo el tirante $d = 3.033 \text{ m.}$ de la sección del canal se tiene:

$$B = \frac{23.333}{3.033} = 7.693 \text{ m.}$$

Es necesario por lo tanto un ancho $B = 7.693 \text{ m.}$

Por contar con compuertas con un ancho $B = 4.00 \text{ m}$ se colocarán dos compuertas, teniéndose un área total de:

$$A = (4.00 \times 3.033) 2 = 24.264 \text{ M}^2$$

$$\text{Área hidráulica de la represa} = A_r = 24.264 \text{ M}^2$$

$$\text{Área hidráulica del canal} = A_c = 24.414 \text{ M}^2$$

$$\frac{A_r}{A_c} = \frac{24.264}{24.414} = 0.99 = 99\%$$

Por especificación este valor debe encontrarse entre el 90 y 110 %, por lo que es correcto.

Longitud de Transición

$$L = \cot \alpha \left(\frac{T - t}{2} \right)$$

$$\text{Para } \alpha = 22^\circ 30'$$

$$L = 1.2071 (T - t)$$

$$T = (B \cdot 0.33 \times 1.5) 2 + 3.50 = 12.599 \text{ m}$$

$$t = 4.00 + 4.00 = 8.00 \text{ m.}$$

$$L = 1.2071 (12.50 - 8.00) = 5.55 \text{ m.}$$

Se opta por colocar 10 Mts. de transición.

Al proyectar las represas, se tiene presente que deberán llevar unos cartones laterales de concreto reforzado con el fin de que en un momento dado, puedan desalojar el gasto excedente que proviene del canal, debido a una posible sobre elevación del nivel de aguas en éste; la altura de estos cartones deberá ser igual al tirante normal del canal.

Localización

Estas estructuras quedan localizadas en primera apro -

ximación en el momento de efectuar la planeación general -- del sistema y posteriormente se afinan tomando en cuenta -- las normas siguientes:

1º.- La represa estando total o parcialmente cerrada, -- debiera abastecer las demandas máximas respetando en todos -- los casos el bordo libre que se tiene como protección del -- canal.

2º.- En las represas situadas en el canal principal -- para abastecer las demandas máximas de un canal lateral, de -- berá preverse un desnivel mínimo entre la superficie libre -- del agua en el primero y la elevación libre del agua en el -- segundo, igual a la cuarta parte del tirante del canal prin -- cipal más las pérdidas de carga correspondientes a la toma -- más alta abastecida por dicha represa.

$$NAN = NAR (0.25 d + h_t)$$

NAN = Nivel de aguas normales para proyecto de canales laterales.

NAR = Nivel de aguas de la represa (canal principal)

d = Tirante normal en el canal principal

h_t = Pérdidas de carga.

3º.- Con objeto de tener una mejor operación y un me -- nor trabajo de conservación, se recomienda tener un desnivel -- entre la plantilla del canal principal y la plantilla del -- canal lateral como máximo 4/10 del tirante del canal prin -- cipal y como mínimo igual a 50 cms.

4º.- El número de represas en un canal deberá ser el -- mínimo posible, con el objeto de tener una operación más -- efectiva así como una reducción en los costos de construc -- ción.

Además deben tenerse en cuenta otras recomendaciones de tipo práctico y constructivo, como son las de evitar hasta -- donde sea posible, la construcción de estas estructuras dentro de las curvas de los canales o próximas a la salida de -- éstas, debido a que las fluctuaciones que pueden presentarse en los niveles de agua dificultan la correcta operación de -- las mismas, asimismo desplantar las estructuras en lugares -- que garanticen la máxima seguridad, eludiendo los fuertes -- terraplenes por haber cruzado una depresión, con el fin de -- evitar los fenómenos de tubificación que pudieran presentar -- se.

Espaciamiento entre represas.

Para la localización de una represa con respecto a otra, la SARP recomienda el siguiente procedimiento preliminar para conocer la separación Máxima y Mínima a que deben ubicarse las represas entre sí:

La separación mínima puede conocerse trazando una línea paralela al fondo del canal principal y distante 50 cms. de éste hasta que se corte con una línea horizontal que tiene la misma altura que el tirante normal del canal principal menos $1/4$ de este tirante y menos la pérdida de carga total en la toma más alta a servir por la represa de aguas abajo.

Para la separación máxima de una represa respecto a otra, se considera la misma línea horizontal pero en el caso de la línea paralela al fondo del canal principal se trazará a una distancia de 0.40 del tirante normal del canal, menos la pérdida de carga total en la toma más alta a la que se le dará servicio y menos 0.25 del tirante normal.

Otro procedimiento para la localización y operación de represas en el canal principal, en cuanto a su espaciamiento máximo y mínimo es el siguiente:

$$L_{máx} = \frac{d - (0.25 d + h)}{s} - 0.5 d$$

$$L_{mín} = \frac{d - (0.25 d + h)}{s} - 0.4 d$$

En las que:

d = Tirante normal a la entrada de la represa.

h = Pérdidas de carga en la toma.

s = Pendiente longitudinal del fondo.

Teniendo los siguientes datos de proyecto:

$d = 3.033$ m.

$s = 0.0002$

$h = 0.20$ m.

Sustituyendo:

$$L_{\text{máx}} = \frac{3.033 - (0.25 \times 3.033 + 0.20)}{0.0002} - 0.5$$

$$L_{\text{máx}} = 7873.75 \text{ m.}$$

$$L_{\text{mín}} = \frac{3.033 - (0.25 \times 3.033 + 0.20)}{0.0002} - 0.4 \times 3.033$$

$$L_{\text{mín}} = 4307.75 \text{ m.}$$

Para casos en los que el canal será revestido de concreto, la longitud máxima entre represas para tomar en cuenta el efecto de la subpresión puede emplearse la expresión empírica siguiente:

$$L = \frac{d}{3S}$$

Donde:

I = Longitud de separación.

d = Tirante normal en el canal

S = Pendiente longitudinal del canal.

Para los datos:

$$d = 3.033 \text{ m.}$$

$$S = 0.0002$$

$$I = \frac{3.033}{3 \times 0.0002} = 5055 \text{ m.}$$

Como puede verse, en las expresiones anteriores, para el cálculo del espaciamiento de represas no se ha tomado en cuenta la topografía, por lo que a continuación se presenta otro método en el cual se considera la topografía incluyendo se en la expresión que permite localizar la posición relativa de una toma a la represa más alejada aguas abajo.

Pueden presentarse los casos siguientes:

I.- Plantilla del canal a nivel de la clave del conducto.

II.-Clave del conducto arriba de la plantilla del canal y abajo del terreno.

- III.- Semejante al anterior pero el terreno y la clave del conducto se confunden.
- IV.- Clave del conducto arriba de la plantilla del canal, terreno abajo de la clave.
- V.- Plantilla del canal a nivel de la plantilla del conducto.
- VI.- Clave del conducto más abajo que el nivel del terreno.
- VII.- Clave del conducto a nivel del terreno.

La figura siguiente muestra el caso II y para los demás casos puede hacerse algo similar.

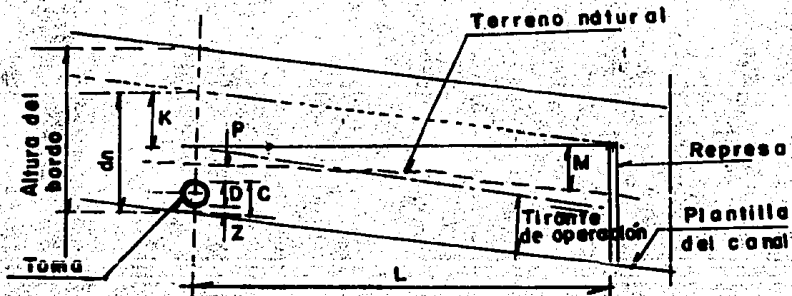


Fig. No. IV.4.

De la figura se tiene para el valor de K :

$$K = d_n - (p + M + C)$$

En donde:

K = Diferencia entre el tirante normal y el mínimo de operación.

M = Diferencia entre el espejo del agua, aguas abajo y el terreno natural, dependen de la suma de pérdidas.

F = Diferencia entre el terreno natural y la clave -
del conducto.

C = Corte.

d_n = Tirante normal.

De la ecuación : $S = \frac{K}{L}$

Despejando el valor de L:

$$L = \frac{K}{S}$$

Y esta expresión nos dará la separación máxima de la toma a la represa más alejada en el canal de alimentación.

Para los datos siguientes:

$$d_n = 3.033 \text{ m.}$$

$$M = 0.30 \text{ m.}$$

$$F = 0.30 \text{ m.}$$

$$C = 1.10 \text{ m.}$$

$$S = 0.0002$$

$$K = 3.033 - (0.30 + 0.30 + 1.10) =$$

$$K = 1.633 \text{ m.}$$

$$L = \frac{1.633}{0.0002} = 8165 \text{ m.}$$

Este método también tiene sus limitaciones ya que se usará en cuanto la topografía no sea variable y no se presenten problemas de cortes fuertes o de tajos, que limiten su empleo.

Sin embargo la localización de las represas que dará también definida por el criterio del Ingeniero Proyectista o Residente. Como ejemplo se hará mención del caso de un canal principal revestido de concreto donde no se justifi-

ca la construcción de represas por la carencia de tomas o de canales laterales, pero que al operar la fuente de abastecimiento con un cierre rápido se produce un descenso rápido en el tirante normal del canal que produce el derrumbe de las losas en el talud por efectos de la subpresión; este fenómeno se puede evitar con la construcción de represas para controlar el descenso paulatino de los tirantes del canal entre dos estructuras.

Clasificación de las Represas.

Las represas pueden, clasificarse desde varios puntos de vista, y la elección del tipo adecuado estará supe-
ditada a los siguientes lineamientos:

Según los materiales de que están construidas:

En lo que respecta al tipo de material predominante en la estructura, puede decirse que será necesario un estudio económico de los diferentes materiales en cuanto a su explotación, acarreo, colocación y cantidades disponibles, sobre todo si se toma en cuenta la conveniencia de uniformizar al máximo el tipo de estructuras en el sistema.

La premura o disponibilidad de tiempo con que se cuenta para la construcción es otro factor que puede influir en la elección del tipo de materiales utilizados:

- a) Mampostería
- b) Concreto reforzado
- c) Otros materiales.

Las represas pueden funcionar permitiendo el paso del agua por la parte superior, como en el caso de las agujas, o bien por la parte inferior como son las compuertas radiales y deslizantes.

Agujas.- Son por lo general piezas de madera de buena calidad y de espesor suficiente para soportar el empuje del agua, fig. No. IV.5

El tamaño de estas agujas queda limitado por su peso de manera que sean fácilmente manejables por dos personas y sus aplicaciones más frecuentes son en estructuras provi

sionales y como complemento a los sistemas de compuertas, sean radiales o deslizantes, para cuando se tenga que operar estando las compuertas principales en mantenimiento o reparación.

Para el caso de las agujas de madera (según recomendaciones de la SARH, para un esfuerzo de trabajo en la madera de 70 Kg/cm^2) su espesor e puede calcularse con la expresión:

$$e = 3.27 h^{1/3} L$$

donde: e = espesor (cm)

h = Carga hidráulica (m)

L = Longitud de la aguja (m.)

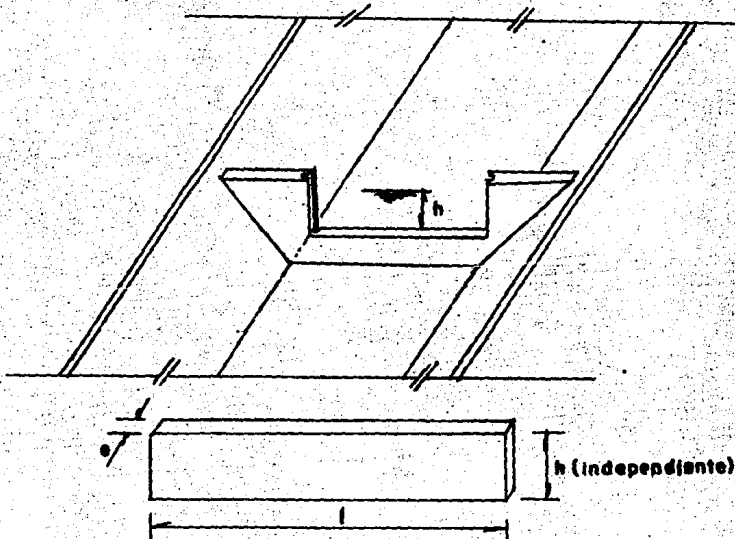


Fig. No. IVB

REPRESA CON AGUJAS DE MADERA.

Compuertas Deslizantes.— En una forma general, las compuertas deslizantes consisten en marcos rígidos compuestos por ángulos, a través de los cuales deslizan placas metálicas mediante un vástago o torrillo y un mecanismo elevador.

El empleo de estas compuertas es recomendable hasta tirantes de 2.00 m. Fig. No. IV.6

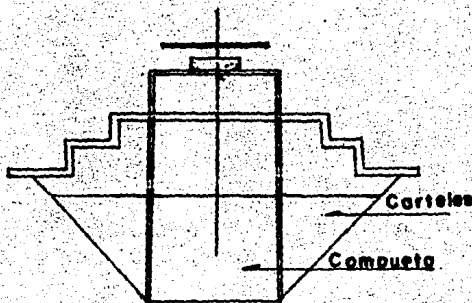


Fig. No. IV.6

REFRESA CON COMPUERTA DESLIZANTE.

Compuertas Radiales.— Las compuertas radiales presentan un buen control del caudal, su diseño se basa en placas metálicas circulares apoyadas en armaduras cuyo centro de rotación se coloca anclado sobre pérgulas empotradas en las pilas y en los muros.

El levantamiento de estas compuertas se realiza mediante malacates que pueden ser operados con mecanismos manuales o eléctricos; la elección entre una u otra forma depende de varios factores entre ellos los económicos, sin embargo tomando en cuenta como base el peso de las mismas, el empleo de mecanismos manuales queda limitado a una capacidad de carga de 3000 Kg (peso propio más la componente cantidad debida al empuje hidrostático (fricción)); siendo recomendable los mecanismos eléctricos de esta capacidad en adelante.

En cuanto a su empleo relacionado con el tirante de diseño en un canal, se recomienda instalarlos en represas-

cuyo tirante sea mayor de 2.00 m.

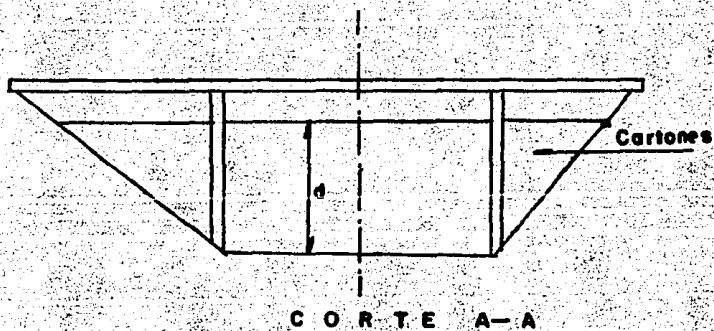
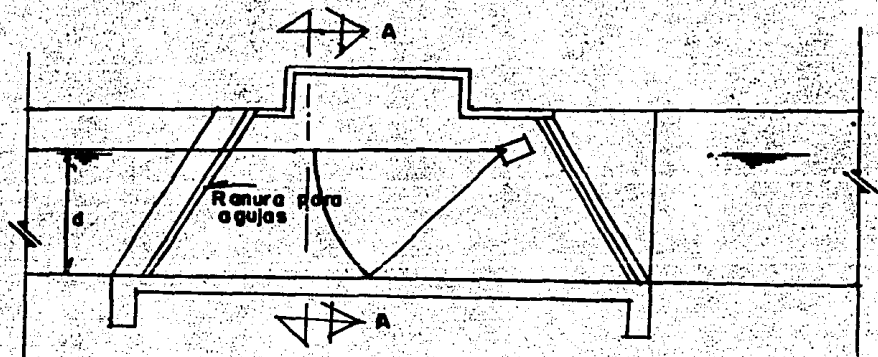


Fig. No. IV.7

4.2.2.- TOMAS PARA CANALES LATERALES.

Exceptuando la estructura que sirve para alimentar el canal principal, se tuvieron tres tomas que abastecen a otros tantos canales laterales.

En estas estructuras se empleará para su construcción concreto reforzado equipadas con compuertas radiales para el control del gasto, que es de 15 m³/seg. cada toma.

El comportamiento del flujo después de la compuerta se analizará de forma siguiente:

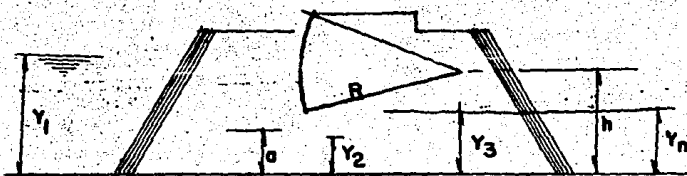


Fig. No. IV.8.

Constantes

Si

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

$$a = 0.75 \text{ m}$$

$$h = 2.25 \text{ m}$$

$$y_1 = 3.033 \text{ m}$$

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

Haciendo:

$$\frac{a}{R} = \frac{0.75}{3.60} = 0.14$$

$$\frac{h}{R} = \frac{2.25}{3.60} = 0.63$$

$$\frac{y_1}{R} = \frac{3.033}{3.60} = 0.84$$

Usando la figura 6.23 de la referencia 2, se obtiene el coeficiente de descarga de una compuerta radial según A. Toch.

Para descarga libre:

$$\text{De la gráfica } \frac{h}{R} = 0.5 \quad C_d = 0.63$$

$$\text{De la gráfica } \frac{h}{R} = 0.9 \quad C_d = 0.74$$

$$\frac{0.74 - 0.63}{0.9 - 0.5} (0.63 - 0.5) = \frac{0.04}{0.67}$$

$$C_d = 0.67$$

$$Q = ab C_d \sqrt{2g Y_1} = 0.75 (4) (0.67) \sqrt{2(9.81) (3.0)} = 15.42$$

$$Q = 15.42 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

De la ecuación 6.29 de la Referencia 1, se obtiene el coeficiente de la velocidad. " C_v "

$$C_v = 0.96 + (0.0016159 - 0.0475) \frac{a}{V_1}$$

$$\text{DONDE: } \frac{a}{V_1} = \frac{0.75}{3.033} = 0.25$$

$$\theta = \text{Ang. Cos.} \left(\frac{h}{R} - \frac{a}{R} \right) = \text{Ang. Cos.} (0.61 - 0.14) = 62^\circ$$

$$C_v = 0.96 + [(0.001615) (62)] - 0.0475 \quad 0.25 = 0.9731$$

De la ecuación 6.26 b de la referencia citada anteriormente se obtiene el coeficiente de contracción C_c

$$C_c = \frac{1}{2} \frac{a}{V_1} \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2 + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \frac{a}{V_1} \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2 \right]^2 + \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2}$$

$$C_c = \frac{1}{2} (0.25) \left(\frac{0.67}{0.9731} \right)^2 + \sqrt{\left[\frac{1}{2} (0.25) \left(\frac{0.67}{0.9731} \right)^2 \right]^2 + \left(\frac{0.67}{0.9731} \right)^2}$$

$$C_c = 0.754$$

Obteniendo el conjugado menor.

$$Y_2 = C_c a = 0.754 (0.75) = 0.565 \text{ m.}$$

$$v_2 = \frac{Q_2}{A_2} = \frac{15.42}{(4)(0.565)} = 6.82 \text{ m/seg.}$$

66

$$F_{r_2} = \frac{v_2}{\sqrt{g y_2}} = \frac{6.82}{\sqrt{0.565 \times 9.81}} = 2.90$$

De la ec. 4.7 Ref. 4, obtiene el conjugado mayor.

$$\frac{y_3}{y_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_{r_2}^2} - 1 \right)$$

$$y_3 = \frac{0.565}{2} \left(\sqrt{1 + 8 (2.90)^2} - 1 \right) = 2.05 \text{ m.}$$

El tirante en el canal lateral es de 1.95 m. por lo que la compuerta no funcionará ahogada.

4.2.3.- TOMAS GRANJA

Aunque las tomas granja son estructuras que se construyen en los canales de la zona de distribución, hay ocasiones en que es necesario (como lo es en este caso) construirlas en el canal principal para proporcionar riego directamente a algunos lotes, realizando proyectos Tipo y posteriormente - haciendo las adaptaciones necesarias en el campo.

Para la localización de Tomas Granja, se tienen en cuenta las siguientes normas generales:

- 1ª.- La rasante de la regadera a la salida de la toma deberá ser tal que sin elevar el nivel del tirante normal en el canal lateral (o principal), - sea posible colocar el agua sobre el terreno que se vaya a regar.
- 2ª.- El desnivel entre la superficie del agua en el canal lateral (o principal), que debe corresponder al tirante de operación y la superficie libre del agua en la regadera a la salida de la toma, - deberá ser de 10 cm. como mínimo.
- 3ª.- La superficie libre del agua a la salida de la toma deberá quedar como mínimo 30 cm. arriba del terreno natural.
- 4ª.- El desnivel mínimo entre la superficie del terreno a la salida de la toma y el nivel del agua en el canal lateral (o principal) con su tirante normal, deberá ser de 50 cm. como mínimo.
- 5ª.- Para garantizar que la toma siempre trabaje ahogada, se recomienda bajar a la plantilla de la tubería de la toma un mínimo de 40 cm.

El análisis hidráulico de las tomas puede hacerse con las ecuaciones de Bernoulli y de continuidad, como puede verse en el caso siguiente donde se valúan las pérdidas de - - carga:

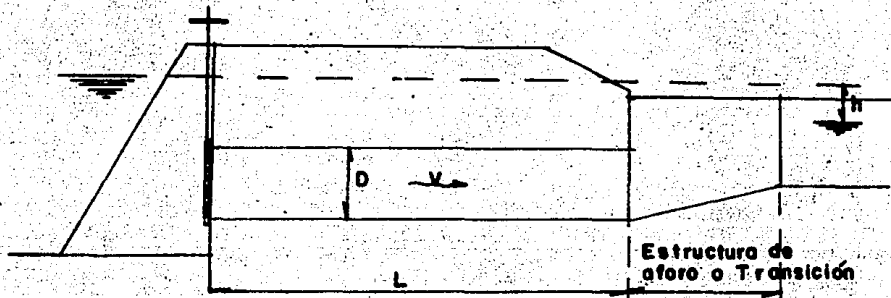


FIG. No. IV.9.

$$Q = 0.250 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$D = 0.508 \text{ m. (20")}$$

$$A = 0.2027 \text{ m}^2$$

De continuidad

$$V = \frac{0.250}{0.2027} = 1.233 \text{ m/seg.}$$

Según Recomendaciones prácticas de la SARH (Ref. 3)- el valor del coeficiente de pérdidas totales por entrada tiene un valor aproximado de $K = 0.5 \frac{V^2}{2g}$. Asimismo las pérdidas

a la salida, incluidas las pérdidas originadas por la estructura de aforo que pueda encontrarse a la salida del conducto o transición según sea el caso, su valor será de

$K_2 = 1 \frac{V^2}{2g}$. El coeficiente (K_3) para valorar pérdidas por fricción se toma su valor respectivo en la Tabla No. 4.1 (Obtenida de la Ref. 3) teniéndose lo siguiente:

$$K_3 = 0.602$$

$$h = K_1 \frac{V^2}{2g} + K_2 \frac{V^2}{2g} + K_3 \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

h = Pérdidas totales

V = Velocidad del agua en el conducto

K = Coeficientes de pérdida

g = Gravedad.

$$h = (0.5 + 1.0 + 0.602) \frac{ (1.233)^2 }{ 19.62 } = 0.163 \text{ m}$$

$$h = 0.163 \text{ m.}$$

T A B L A N o. 4.1

VALORES TABULADOS DEL COEFICIENTE K_3 (Pérdidas por fricción)

(Tomado de la Ref. 3)

Longitud de tube- ría en - metros.	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
4	0.277	0.241	0.212	0.189	0.170	0.154	0.140	0.128	0.118	0.110
6	0.416	0.361	0.318	0.283	0.254	0.231	0.210	0.193	0.178	0.165
8	0.554	0.482	0.424	0.377	0.340	0.307	0.280	0.257	0.237	0.220
10	0.693	0.602	0.530	0.472	0.424	0.384	0.351	0.322	0.296	0.275
15	1.039	0.903	0.795	0.708	0.636	0.577	0.526	0.482	0.445	0.412
20	1.386	1.204	1.060	0.944	0.848	0.769	0.701	0.643	0.593	0.550
25	1.732	1.505	1.326	1.180	1.061	0.961	0.876	0.804	0.742	0.687
30	2.078	1.806	1.591	1.416	1.278	1.153	1.052	0.965	0.890	0.825
35	2.425	2.107	1.856	1.652	1.485	1.345	1.227	1.126	1.038	0.962
40	2.771	2.408	2.121	1.888	1.697	1.537	1.402	1.287	1.187	1.100
45	3.118	2.709	2.386	2.124	1.909	1.729	1.578	1.447	1.335	1.237
50	3.464	3.010	2.651	2.360	2.121	1.922	1.753	1.608	1.483	1.375

Se colocarán estructuras aforadoras en el canal principal, con el fin de conocer los gastos que fluctúan desde el inicio (Km. 0+000) en el Km. 5+000, en el Km. 13+000 y en el Km. 18+000 que son puntos subsecuentes a los que corresponden a las tomas de los canales laterales, lo que permitirá conocer el gasto que flutúa en dichos puntos en cualquier momento. La estructura empleada se muestra en la Figura No. IV.10 y básicamente consistirá en un Limnógrafo, el cual registrará las fluctuaciones del nivel (tirante) en el canal principal. Además de hacer las lecturas correspondientes en un Limnógrafo se harán simultáneamente medidas de la velocidad del agua en el canal (lo que puede llevarse a cabo con un molinete, por ejemplo). Con los datos obtenidos y haciendo uso del principio de continuidad podrá conocerse el gasto que circula en el canal en ese tiempo.

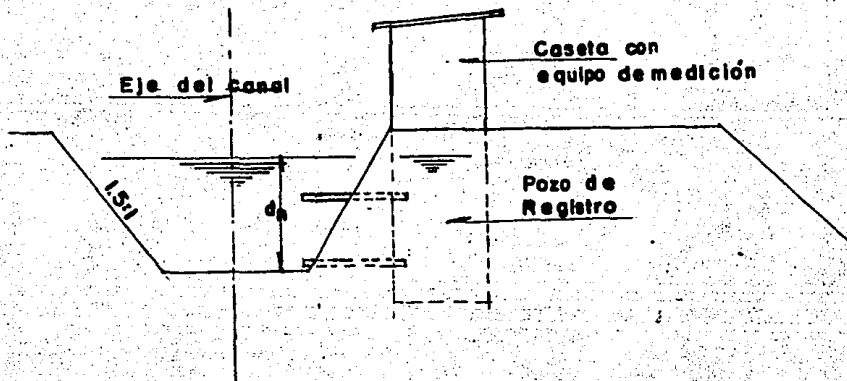


FIG. No. IV.10.

En las tomas granja se proyecta construir estructuras aforadas, en vista de que la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos tiene desde 1966, el propósito de modificar el sistema de cobro del servicio de riego que se da a los usuarios, ya que el antiguo sistema, o sea el de cobrar por hectáreas regadas, da motivo a que los agricultores desperdicien gran parte del volumen de agua que se les proporciona a nivel parcelario, a pesar del asesoramiento técnico-correspondiente.

La modificación que se ha propuesto el sistema Administrativo de los Servicios de Riego, consiste en realizar el cobro al usuario de acuerdo al volumen que utilice para regar.

Con este fin se encomendó al Laboratorio Hidráulico de la S.A.R.H. el ensayo de algunos dispositivos aforadores que fueran útiles a los Distritos de Riego.

Este Laboratorio ensayó en varias estructuras aforadoras y bajo diferentes condiciones, por lo que se verán a continuación las necesidades que al respecto presenta el proyecto del canal principal SALTO TLAMACO, a fin de determinar la estructura aforadora más conveniente.

Como ya se mencionó anteriormente el canal Principal proporcionará servicio de riego a lo largo de su desarrollo por medio de tomas granjas directas, por lo tanto en cada una de estas estructuras se colocará una estructura aforadora, en donde los gastos varían de 50 a 250 Lts/seg.

Es necesario también que el funcionamiento de la estructura seleccionada permita, por un lado, aforar con exactitud el gasto y por otro, limitar o estabilizar el gasto entregado a los usuarios, aún cuando el agua en los canales sufriera variaciones en sus niveles, debido a que en la práctica del riego obliga a abrir y cerrar las compuertas de las obras de toma a intervalos irregulares, provocando ciertas fluctuaciones al nivel del agua.

Por otro lado, como es una estructura que se construirá en gran número, deberá ser de fácil construcción y bajo costo.

La estructura que mostró ser la más conveniente para cumplir con los puntos mencionados anteriormente, es la llamada " VENTURI ", que se muestra en la figura No. IV.10.

La estructura aforadora " VENTURI ", consiste en un -

estrechamiento practicado en el canal, capaz de provocar el tirante crítico de la corriente; el estrechamiento es de sección rectangular formado por dos paredes de longitud igual a tres veces el ancho del estrechamiento; su parte inicial se forma con un segmento de círculo y las paredes terminan con un ensanchamiento brusco para empotrarse en los taludes del canal (Ref. 3).

Después de una serie de pruebas para diferentes gastos se ha determinado que el límite del funcionamiento de la estructura hasta donde la descarga puede considerarse libre es la relación $\frac{d}{H} = 0.70$, es decir, que la descarga no varía mientras el tirante de aguas abajo sea mayor al 70 por ciento del tirante de aguas arriba.

El hecho de que este aforador permita un ahogamiento tan grande sin alterar el valor del gasto es de gran utilidad, principalmente en los distritos de riego muy planos, donde los canales tienen pendientes muy bajas y no admiten la instalación de estructuras que provoquen fuertes pérdidas de carga.

En el caso de que una de estas estructuras se haga en un canal de pendientes muy pequeñas, es probable que el porcentaje de ahogamiento $\frac{d}{H}$ sea mayor de 0.7, con lo que su funcionamiento se altera. Para reducir el valor de $\frac{d}{H}$ por debajo de 0.7 debe construirse el aforador sobre un escalón colocado en la plantilla cuya longitud sea igual al del aforador y cuya altura sea igual a la diferencia ($d - 0.7 H$).

Al aforador ya descrito se le han hecho diversas adaptaciones para obtener una estructura que permita extraer un gasto constante dentro de un error de más o menos 10 por ciento, a pesar de que hayan variaciones del nivel del agua en el canal aguas arriba.

La adaptación más simple que ha dado resultado más satisfactorios, consiste en la colocación de una pantalla al final del estrechamiento, caso empleado en el proyecto que nos ocupa.

Con esta pantalla se logra que la corriente que fluye como estrechamiento a superficie libre cambie a escurrimien-

to a través de un orificio en cuanto la superficie libre del agua toca el labio inferior de la pantalla.

La mejor posición de la pantalla se fijó a 0.5 b del extremo de aguas abajo del estrechamiento.

El funcionamiento del orificio formado con la pantalla obedece a la ecuación:

$$Q = 0.55 ab\sqrt{2gH}$$

Los valores del gasto dados por esta expresión son correctos mientras el tirante aguas abajo sea menor de 0.5 -- veces el tirante de aguas arriba, es decir que el ahogamiento sea menor del 50 por ciento $\frac{d}{H} = 0.5$

to sea menor del 50 por ciento $\frac{d}{H} = 0.5$

Una ventaja adicional obtenida con este tipo de estructuras es que, por ser móvil la pantalla, al hacerla de un espesor conveniente puede servir perfectamente como puerta y obturar completamente el paso del agua. Para que la pantalla sirva para regular distintos gastos y como obturador se necesita proveerlas de algún mecanismo de fijación.

Para determinar la abertura " a " de la pantalla se hace lo siguiente: Se hace pasar por el aforador un gasto igual al 90 por ciento del gasto que se desea regular. Se baja la pantalla hasta que roce la superficie libre y la estructura funcione como orificio; a continuación se sube muy lentamente hasta que la vena líquida se desprenda de su borde inferior y nuevamente funcione a superficie libre.

En ese momento se fija la pantalla y queda definida la abertura.

Para encontrar la abertura más apropiada de la compuerta en la forma descrita, se requiere tener la estructura construida. Si se desea fijar una abertura en forma analítica y así tener una idea aproximada de su valor, se puede resolver el siguiente sistema de ecuaciones, en las que el valor " b " debe ser fijado de antemano.

$$Q = 1.05 b H^{3/2} \dots\dots\dots (3)$$

$$Q = 2.5 a b\sqrt{H} \dots\dots\dots (4)$$

En este sistema que no debe ser usado para encontrar-

curvas de gastos, se fija "Q" y "b" de antemano, se obtiene H en la ecuación superior para sustituirla en la inferior y de ella despejar "a".

En muchas ocasiones, cuando ya se tiene construida la estructura, puede conocerse el valor de H para el gasto que se desea modular, con la ayuda de su correspondiente curva de gastos de descarga libre y definir la abertura de la pantalla con la siguiente igualdad:

$$a = 0.565 H \dots\dots\dots (5)$$

El valor de "a" obtenido con la ayuda de las ecuaciones anteriores, difiere de las aberturas encontradas durante las pruebas en un 10 por ciento como máximo. Se recomienda por tanto, fijar la abertura necesaria con la prueba descrita, aunque se puede usar la abertura obtenida analíticamente para tener una idea aproximada de su valor.

Las ventajas de la estructura ensayada son:

- Se dispone de un aforador de gran exactitud cuando funciona a superficie libre.
- Se tiene un módulo de gasto constante cuando trabaja como orificio.
- Es muy sencilla de construirse.
- Soporta grandes ahogamientos que no alteran sus curvas de gastos (El ahogamiento máximo como aforador es de 0.70H y como orificio de 0.5 H).
- No influye el ancho del canal en que esta colocada siempre y cuando éste sea mayor de 3 veces el estrechamiento del medidor.
- La rugosidad de las paredes de la estructura no afecta la descarga dentro del rango probado.

$$(0.0001 \text{ m} \leq E \leq 0.002 \text{ m}).$$

Como desventajas tiene:

- El rango de gastos es muy reducido.

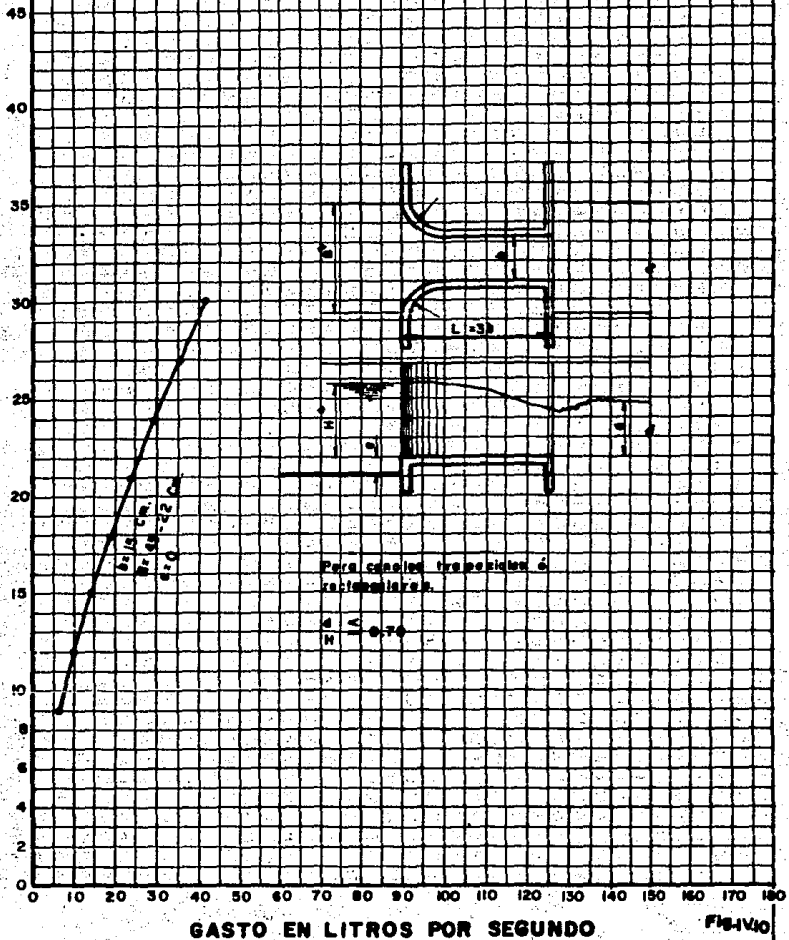
- Si se represa el agua en la regadera, se ahoga con facilidad.

Finalmente con sus ventajas y desventajas, es una estructura que cumple con las necesidades que se tienen; ya que se ahorran gastos en promedio de 150 Lts/seg. por lo que con un ancho $b = 40$ cm se tendrá capacidad para medir los gastos requeridos.

Se anexan gráficas de aforo para diferentes dimensiones y gastos de la estructura en cuestión, por considerarlas de interés. (Figuras Nos. 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17).

AFORADOR VENTURI

CARGA H EN CM. SOBRE LA PLANTILLA

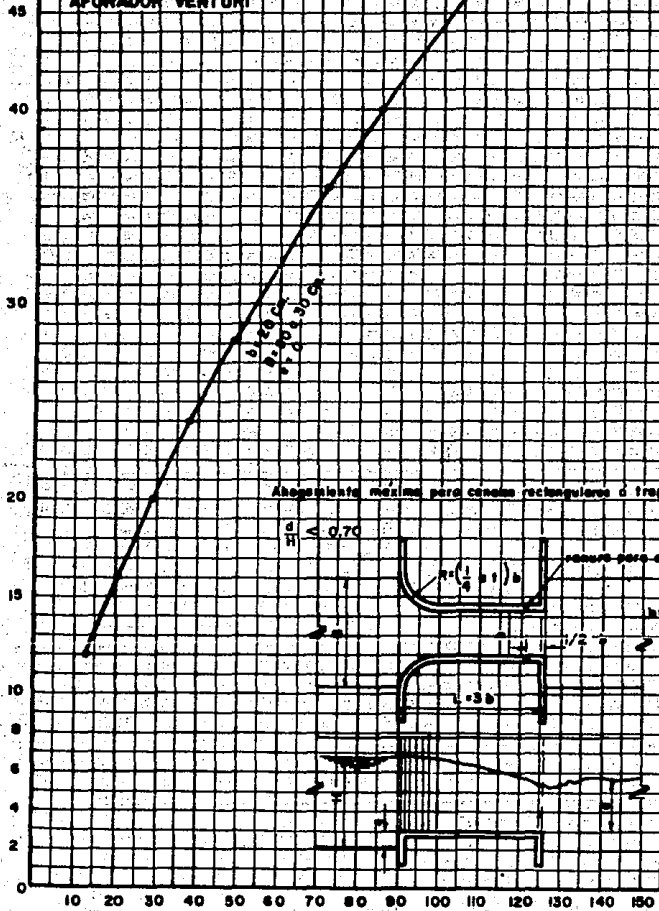


GASTO EN LITROS POR SEGUNDO

FIG. 10

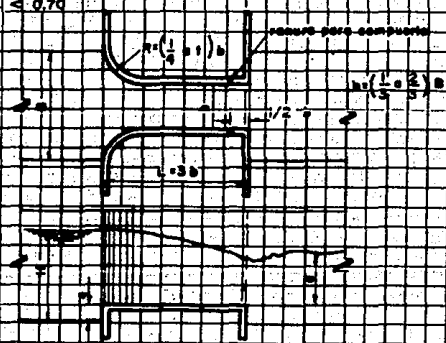
CARGA EN CM. SOBRE LA PLANTILLA

AFORADOR VENTURI



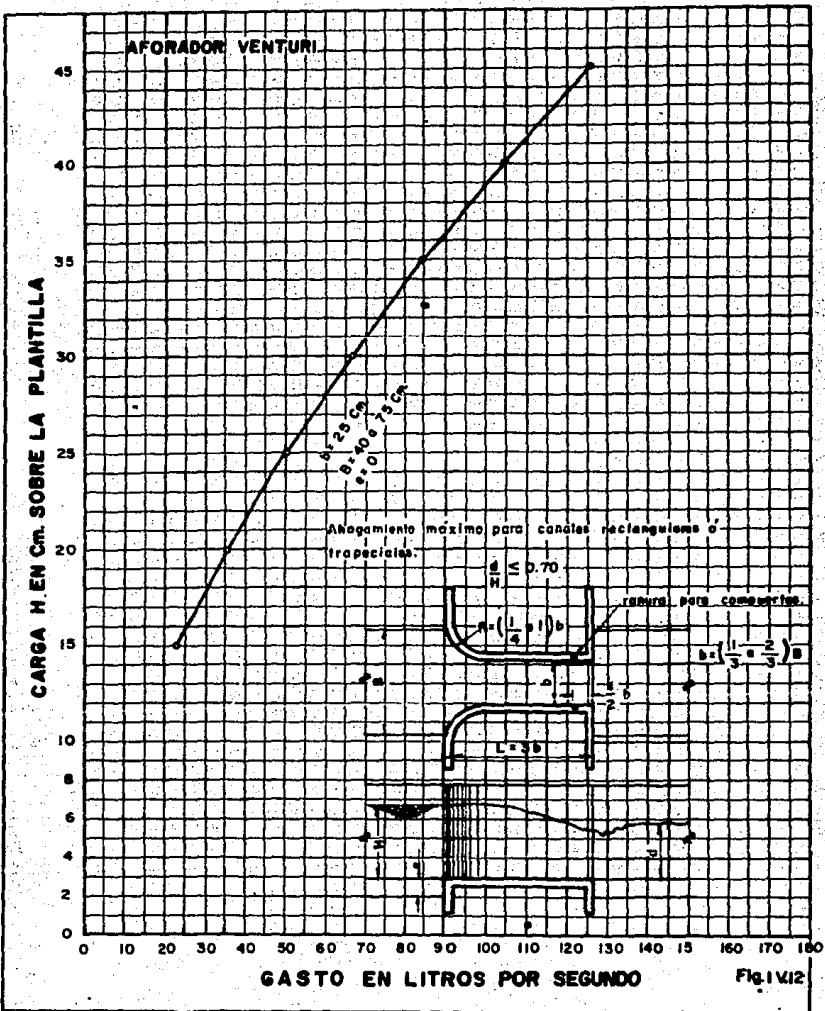
Ahorros máximos para canales rectangulares o trapezoides

$$\frac{d}{H} \leq 0.70$$



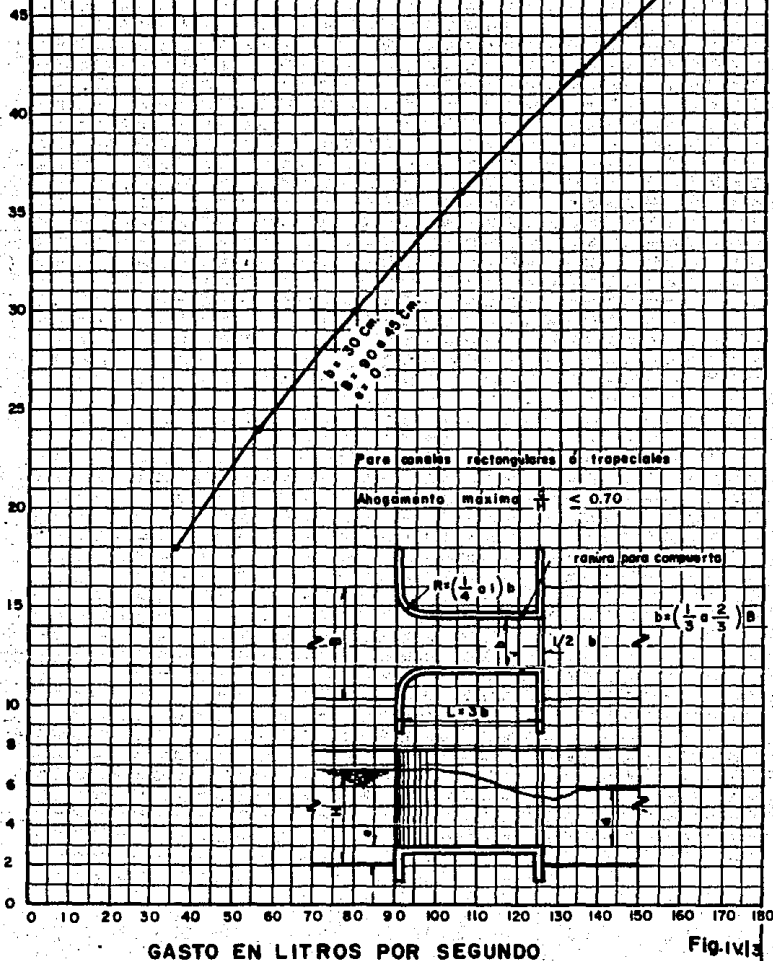
GASTO EN LITROS POR SEGUNDO

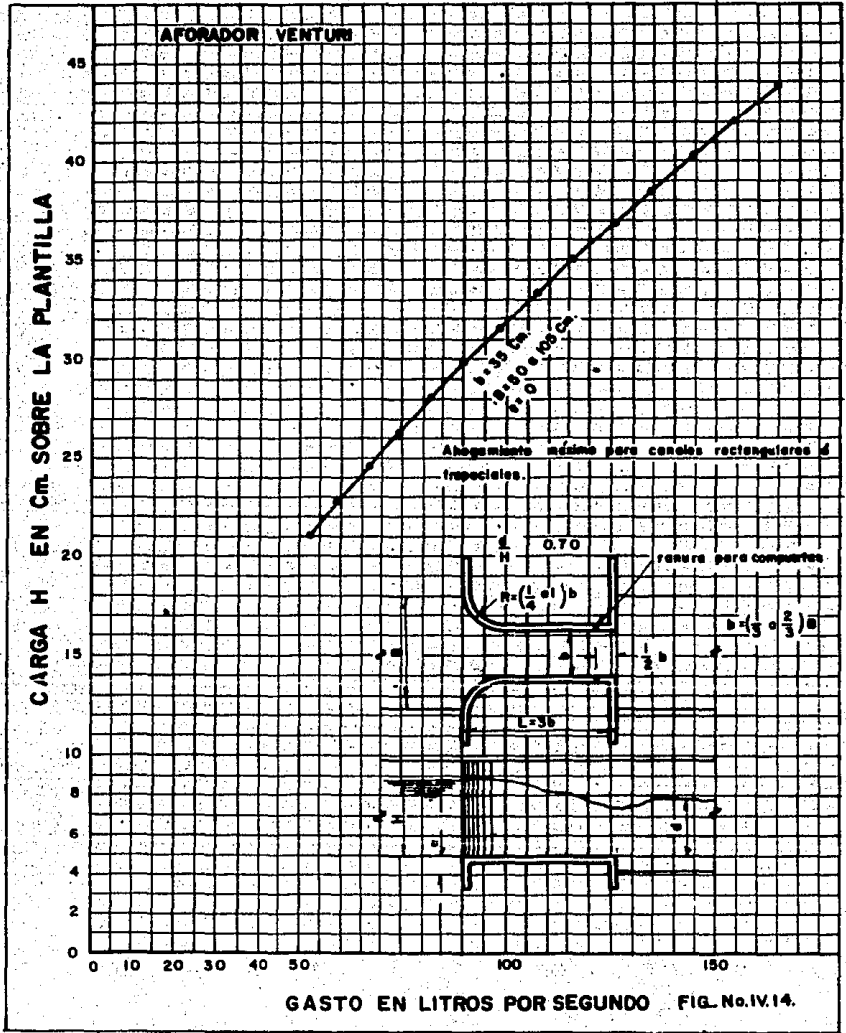
FIG. 111

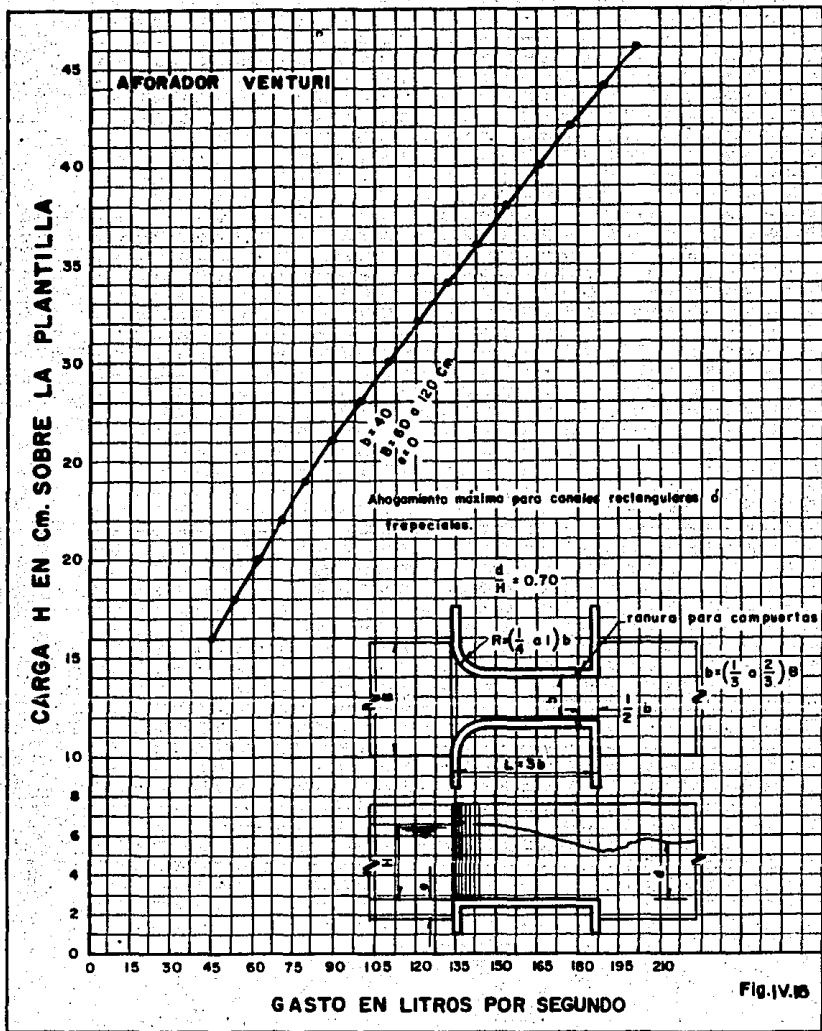


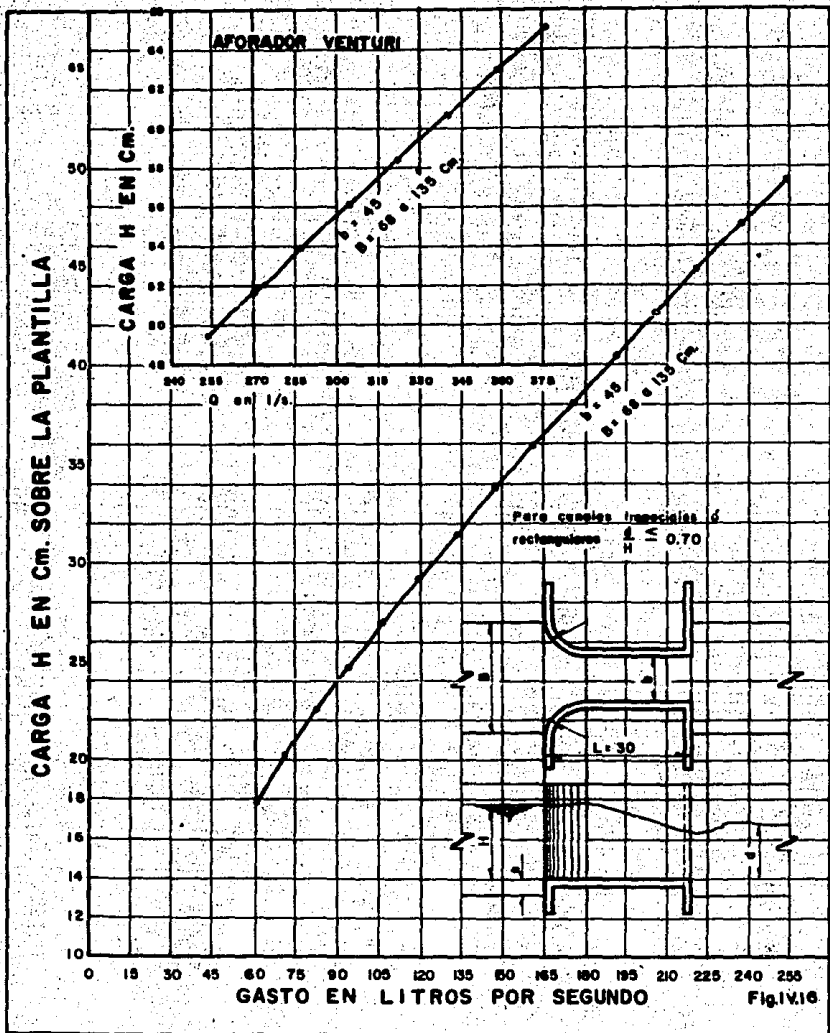
CARGA H EN CM. SOBRE LA PLANTILLA

AFORADOR VENTURI









4.3.- ESTRUCTURAS DE PROTECCION

Las obras hidráulicas deben contar con cierto grado de seguridad, así un canal debe contar con algunas estructuras que lo protejan y ayuden a tener un buen funcionamiento - - hidráulico, de las estructuras citadas se tiene lo siguiente

4.3.1.- RAPIDAS Y CAIDAS

Las rápidas y caídas sirven para conducir el agua de - una elevación superior a otra inferior, con la disipación - - consiguiente del exceso de energía y con la protección debida al tramo del terreno atravesado.

En lo que respecta al canal principal no se emplean - este tipo de estructuras.

4.3.2.- DESAGUES TOTALES Y DE EXCEDENCIAS

Se proyecta colocar en tres puntos, a lo largo de todo el canal principal, desagües totales y de excedencias para - dar salida a las aguas sobrantes que pudieran presentarse - - por las razones siguientes:

1.- Por un mal funcionamiento de las compuertas de la - toma, que puedan dejar pasar un gasto mayor que el gasto nor - mal del canal.

2.- Por el cierre de alguna o algunas compuertas de - tomas laterales, que harían que se sumara este gasto aguas - abajo, y por estar lejos la toma de control de entradas al - canal no se podría regularizar pronto el gasto de éste.

3.- Por el agua de lluvia proveniente de algunos arro - yos, que al ser pequeña su aportación, no amerite la cons - trucción de alguna estructura para su cruce y se permita su - entrada al canal.

4.- Por obstrucciones en el canal ocasionadas por de - rrumbes o materiales que en él caigan, y que obligarían a - que se sobreleve el tirante.

Su localización se deduce según la necesidad que se - presenta, así en el caso 1, se ve la necesidad de que el - desagüe se coloque a una corta distancia aguas abajo de la - toma, igualmente en el caso 2, el desagüe se coloca a corta - distancia aguas abajo de la toma lateral; para el caso 3 los

desagües se colocan repartidos a lo largo del canal, aprovechando los cauces naturales y para el caso 4, se ubican aguas arriba de los lugares en que se teme pueden ocurrir las obstrucciones.

Esta estructura consta de compuertas y vertedor de cresta libre que tiene el mismo nivel de las aguas normales en el canal. La cresta vertedora descarga las aguas excedentes a un canal de llamada que las conduce al conducto de salida.

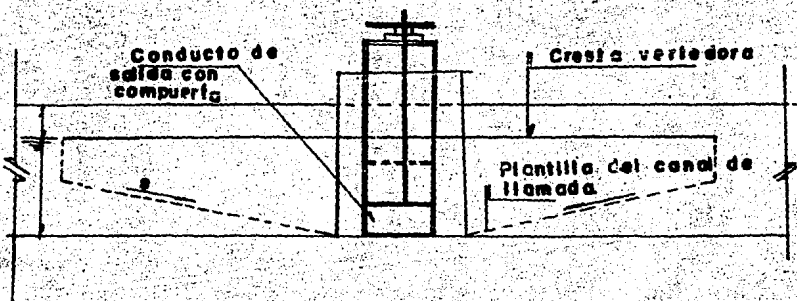


Fig. No. IV. 18.

El análisis Hidráulico del conducto se utilizarán las ecuaciones de la Energía y de Bernoulli para determinar sus dimensiones.

La longitud de la cresta vertedora (según Ref. 3) puede determinarse por medio de la ecuación siguiente:

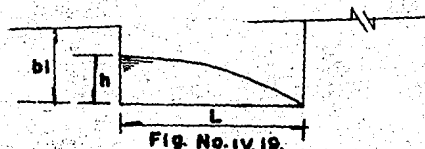


Fig. No. IV. 19.

$$L = \frac{15 Q}{4 C h \sqrt{2gh}}$$

Donde

L = Longitud total de la cresta vertedora.

C = Coeficiente de descarga para vertedor con valores de 2 a 4. (Ref. 3)

h = Altura o carga hidráulica sobre la cresta, la que tendrá un valor hasta del 50% del bordo libre.

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg²)

Q = Gasto a desalojar, el cual se determina según estimaciones de los excedentes que puedan tenerse - - aguas arriba de la estructura.

En el caso del proyecto del canal principal se tiene - lo siguiente:

La sección con tirante normal conduce un gasto $Q = 35.0$ m³/seg. y con un tirante $Y = 3.333$ m (el cual invade 50% el bordo libre, es decir $h = 0.30$ m) se tendrá un gasto $Q = 51.4$ m³/seg.

$AQ = 51.4 - 35 = 16.4$ m³/seg. (gasto a desalojar). -

Tomando un valor de $c = 3$ y sustituyendo en la ecuación para determinar L se tiene:

$$L = \frac{15 (16.4)}{4 (3) (0.30) \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.30}} = 28.16 \text{ m.}$$

Como se tiene vertedor a ambos lados del conducto se - optará por colocar dos tramos de 15 metros cada uno y una - longitud total $L = 30$ m.

4.3.3.- ENTRADAS DE AGUA.

Las entradas de agua son estructuras que se emplean - cuando se permite que el agua proveniente de arroyos o cauces naturales (que atraviesan el canal), entre a éste.

El tipo de estructura empleada en este proyecto, es el de revestir el talud formando un vado en el ancho del bordo de protección y un muro de mampostería para la retención de azolves según la figura siguiente:

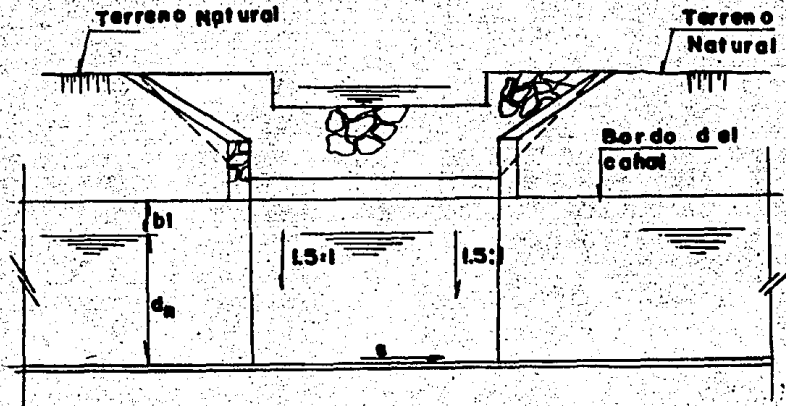


Fig. No. IV.20

Los caudales que se permiten entrar al canal, no serán mayores del 10% del bordo libre en altura (Ref. 3), en el caso de este proyecto se tiene:

$$10\% \text{ B.L.} = 0.1 \times 0.60 = 0.06 \text{ m.}$$

Lo anterior equivale a un gasto $Q = 1.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que acepta la sección.

Cuando el gasto estimado resulta cuantioso, y rebase el 10% del bordo libre se empleará un paso de agua superior (tipo puente canal) para dar paso a las aguas brancas, evitando con esto su entrada al canal.

4.3.4.- CONTRACUNETAS.

Las contracunetas consisten en excavaciones a cielo abierto y de sección trapecial, que se construyeron para interceptar los escurrimientos pluviales que provienen de ladera arriba, y que de no hacerlo descargaría libremente sobre el canal afectado taludes y el revestimiento del mismo.

Las contracunetas se unen a las entradas de agua si el caudal es pequeño, o a los pasos inferior o superior según el accidente topográfico, que permita dar paso a las aguas - broncas evitando su entrada al canal (Fig No. IV.21.).

Quando el caudal es grande, conviene esta última opción (ya que generalmente trae consigo gran capacidad de acarreo, mismos que depositaría dentro del canal.

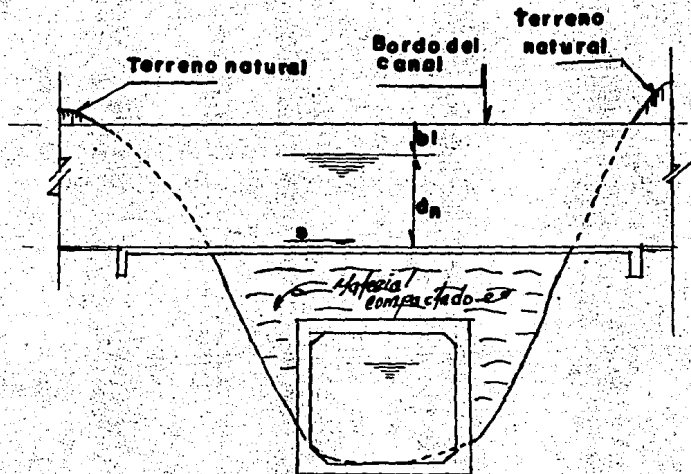


Fig. No. IV.21

ALTERNATIVAS PARA EL CRUCE DEL ARROYO KM. 9+295.00.

En lo que corresponde a este capítulo se plantea el Cruzamiento de un arroyo mediante una estructura que satisfaga de la mejor manera tal objetivo.

Para lograr lo anterior se establecen tres alternativas que son: mediante una alcantarilla para el cruce de aguas broncas, con un sifón y finalmente con un puente canal.

5.1.- ALCANTARILLA.- Con el empleo de esta estructura se da paso libre a las aguas pluviales que transitan por el arroyo, mismas que se estiman en un gasto máximo de $Q = 20.0 \frac{m^3}{seg.}$, según datos proporcionados por Hidrometría (SARH).

En la figura No. VI. se tiene un perfil del terreno natural del sitio del cruce.

Al emplear 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, este último es el tipo de caso que nos ocupa.

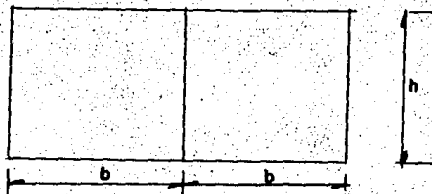
5.1.a. CALCULO HIDRAULICO.

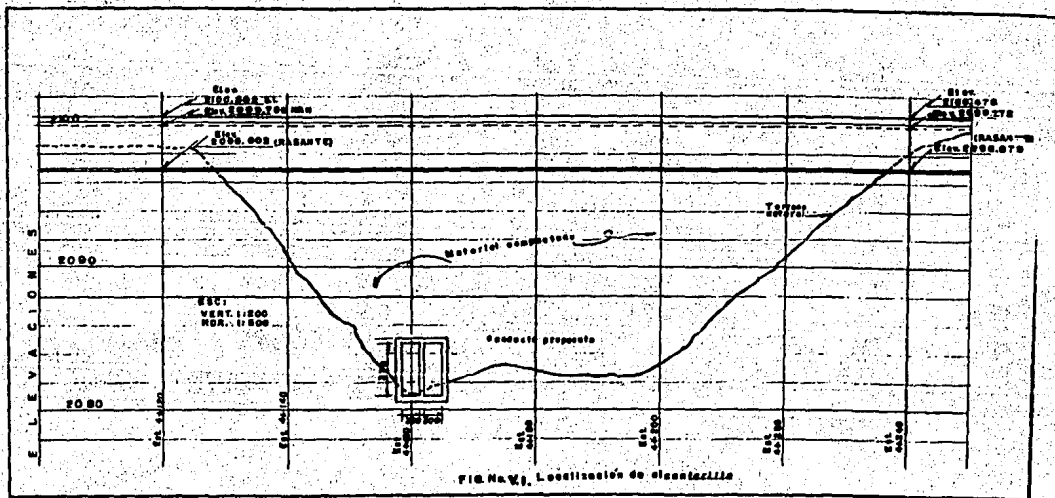
De los datos de campo se tiene:

Pendiente del cauce $S = 0.000$

Gasto $Q = 20.0 \frac{m^3}{s.}$

Se optará por colocar una alcantarilla de dos unidades de concreto reforzado de las siguientes dimensiones:





De los datos se tiene lo siguiente:

Proponiendo $b = 3.00$ para un conducto.

82

De la relación para alcantarillas rectangulares:

$$\frac{h}{b} = 1.25$$

$$h = 1.25 \times 3.00 = 3.75 \text{ m.}$$

Para un bordo libre de 0.35 m. y un tirante $d = 3.40$ m.

$$A = 3.40 \times 3.00 = 10.20 \text{ m}^2$$

$$P = 3.00 + 2 \times 3.40 = 9.80 \text{ m.}$$

$$R = \frac{10.20}{9.80} = 1.04 \text{ m.}$$

$$R^{2/3} = 1.027$$

$$Q = \frac{10.20}{0.014} \times 1.027 (0.0002)^{1/2} = 10.58 \frac{\text{m}^3}{\text{seg.}}$$

$$V = \frac{10.58}{10.20} = 1.04 \frac{\text{m}}{\text{seg.}}$$

De acuerdo al análisis anterior con los dos conductos es posible dar paso a las aguas broncas del arroyo, en cuestión. Ver. Fig. VI.

5.2.- SIFON.

En el capítulo anterior se mencionó algo sobre la no conveniencia de utilizar esta estructura en este proyecto debido a sus pérdidas de carga, sin embargo se mostrará algo al respecto con fines comparativos, además de dar algunas recomendaciones para el diseño y construcción de estas estructuras por considerarlas de interés.

5.2.6 ANALISIS HIDRAULICO DEL SIPON

Datos hidráulicos del canal

$$Q = 35.009 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad n = 0.014$$

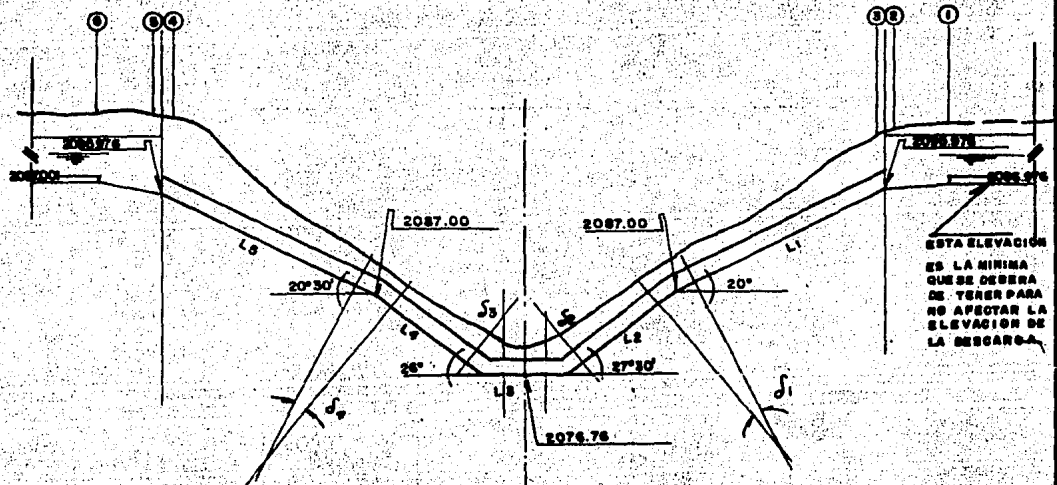
$$A = 24.414 \text{ m}^2 \quad P = 14.434 \text{ m.}$$

$$V = 1.434 \text{ m/seg.} \quad r = 1.691$$

$$b = 3.50 \text{ m.} \quad s = 0.0002$$

$$d = 3.033 \text{ m.} \quad t = 1.5:1$$

$$e = 0.10 \text{ m.} \quad b.I. = 0.60 \text{ m.}$$



$$L_1 = 25 \text{ m.}$$

$$L_2 = 25 \text{ m.}$$

$$L_3 = 32 \text{ m.}$$

$$L_4 = 25 \text{ m.}$$

$$L_5 = 28 \text{ m.}$$

$$\delta = 7^{\circ}30' - 7.5^{\circ}$$

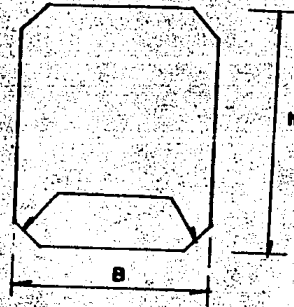
$$\delta = 25^{\circ}30' - 25.5^{\circ}$$

$$\delta = 26^{\circ}$$

$$\delta = 5^{\circ}15' - 5.25^{\circ}$$

FIG. V 2

Datos hidráulicos del conducto



$$Q = 35.009 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$B = 3.00 \text{ m}$$

$$h = 3.50 \text{ m}$$

$$n = 0.014$$

Carteles 20 x 20 Cm.

$$A = 3.50 \times 3.00 - \left(\frac{0.20 \times 0.20}{2} \right) 4 = 10.42 \text{ m}^2$$

$$P = (3.50 - 0.40)^2 + (3.00 - 0.40)^2 + 4\sqrt{(0.20)^2 + (0.20)^2}$$

$$P = 12.531 \text{ m.}$$

$$r = \frac{10.42}{12.531} = 0.831 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.884$$

$$V = 3.359 \text{ m/seg.} \leq 3.3 \text{ m/seg. Velocidad recomendable para sifones largos}$$

$$h_v = \left(\frac{3.359}{19.62} \right)^2 = 0.575 \text{ m}$$

Cálculo de la longitud en las transiciones

$$L = \left(\frac{T - t}{2} \right) \cos \alpha; \quad \alpha = 22^\circ 30'$$

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

$$T = b + 2 \text{ td}$$

$$T = 3.50 + 2 \times 1.5 \times 3.033 = 12.599 \text{ m.}$$

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

$$L = \left(\frac{12.599 - 3.00}{2} \right) 2.414 = 11.58 \text{ m}$$

Se adoptará L = 12.00 m.

El análisis se hará de Aguas abajo hacia aguas arriba

Aplicando Bernoulli entre las secciones (1) y (2)

$$d_2 + h_{v2} = z_1 + d_1 + h_{v1} + h_{t_d}$$

$$d_1 = \text{Tirante del canal} = 3.033 \text{ m.}$$

$$V_1 = \text{Velocidad en el canal} = 1.434 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v1} = \text{Carga de velocidad} = \left(\frac{1.434}{19.62} \right)^2 = 0.105 \text{ m.}$$

h_{t_B} = Pérdidas por transición de salida

Pérdidas por transición de salida

$$h_{t_{B1-2}} = 0.2 (h_{v_2} - h_{v_1})$$

$$Z_1 = 1.20 \text{ m.}$$

$$d_2 + h_{v_2} - h_{t_B} = Z_1 + d_1 + h_{v_1}$$

$$d_2 + h_{v_2} - h_{t_B} = 1.20 + 3.033 + 0.105$$

$$d_2 + h_{v_2} - h_{t_B} = 4.338 \text{ m.}$$

Procediendo por tanteos

$$\text{Proponiendo } d_2 = 3.965 \text{ m.}$$

$$A_2 = 3.965 \times 3.00 = 11.895 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{35.009}{11.895} = 2.943 \text{ m/seg.}$$

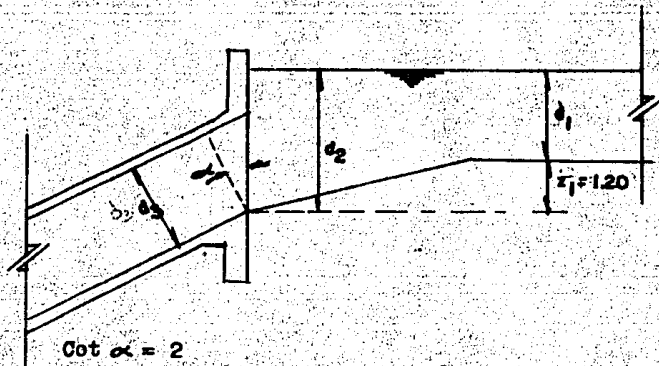
$$h_{v_2} = \frac{(2.943)^2}{19.62} = 0.441 \text{ m.}$$

$$h_{t_B} = 0.2 (0.441 - 0.105) = 0.067$$

$$d_2 + h_{v_2} - h_{t_B} = 3.965 + 0.441 - 0.067$$

$$d_2 + h_{v_2} - h_{t_B} = 4.339 \hat{=} 4.338$$

Por lo que el tirante propuesto es correcto



$$\text{Cot } \alpha = 2$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{d_3}{d}$$

$$d = \frac{d_3}{\text{Cos } \alpha}$$

$$d = \frac{3.50}{0.89442} = 3.913 \text{ m}$$

Porcentaje de ahogamiento

$$\% \text{ de ahogamiento} = \frac{4.338 - 3.913}{3.913} = 0.11$$

11 % > 10% por lo que es correcto.

Aplicando Bernoulli entre las secciones (2) y (3)

$$d_3 + h_{v_3} + \frac{P_3}{W} = d_2 + h_{v_2} + h_B$$

$$d_3 = 3.50 \text{ m}$$

$$d_2 = 3.965 \text{ m.}$$

$$h_{v_2} = 0.441 \text{ m.}$$

$$h_{v_3} = \left(\frac{3.334}{19.62} \right)^2 = 0.566$$

$$h_B = 0.2 A h_v$$

$$h_B = 0.2 (0.566 - 0.441) = 0.025 \text{ m}$$

$$3.50 + 0.566 + \frac{P_3}{W} = 3.965 + 0.441 + 0.025$$

$$\frac{P_3}{W} = 3.965 + 0.441 + 0.025 - 3.50 - 0.566$$

$$\frac{P_3}{W} = 0.365$$

Aplicando Bernoulli entre las secciones (3) y (4)

$$Z_4 + d_4 + h_{v4} + \frac{P_4}{W} = d_3 + h_{v3} + \frac{P_3}{W} + h_f + h_{CD}$$

h_f = Pérdidas por fricción

h_{CD} = Pérdidas por cambio de dirección

$$Z_4 = 0; d_4 = d_3; \quad h_{v4} = h_{v3}$$

$$\frac{P_4}{W} = \frac{P_3}{W} + h_f + h_{CD}$$

Pérdidas por fricción

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

$$A = 3.50 \times 3.00 = 10.50 \text{ m}^2$$

$$P = 3.50 \times 2 + 3.00 \times 2 = 13.0 \text{ m.}$$

$$r = \frac{10.50}{13.0} = 0.807 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = (0.807)^{2/3} = 0.8668$$

$$V_c = \frac{35.009}{10.50} = 3.334 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v_c} = \left(\frac{3.334}{19.62} \right)^2 = 0.566 \text{ m.}$$

$$h_f = \left(\frac{3.334 \times 0.014}{0.8668} \right)^2 \times 138 = 0.397$$

Pérdidas por cambio de dirección

$$h_{CD} = 0.25 \left(\frac{\sqrt{\alpha}}{90} \right) h_{v_c}$$

$$h_{CD} = 0.25 \times 0.566 \left(\sqrt{\frac{7.5}{90}} + \sqrt{\frac{28.5}{90}} + \sqrt{\frac{26}{90}} + \sqrt{\frac{8.25}{90}} \right) =$$

$$h_{CD} = \left(0.141 + 0.289 + 0.562 + 0.537 + 0.302 \right)$$

$$h_{CD} = 0.238 \text{ m.}$$

Suma de pérdidas por fricción y cambio de dirección

$$h = 0.397 + 0.238 = 0.635 \text{ m.}$$

$$\frac{P_4}{W} = 0.365 + 0.635$$

$$\frac{P_4}{W} = 1.00 \text{ m.}$$

Aplicando Bernoulli entre las secciones (4) y (5)

$$d_5 + h_{v_5} = d_4 + h_{v_4} + \frac{P_4}{W} + h_e$$

$$h_e = 0.1 A_n$$

$$d_4 = 3.50 \text{ m.}$$

$$h_{v_4} = 0.566 \text{ m.}$$

$$\frac{P_4}{W} = 1.00 \text{ m.}$$

$$d_5 + h_{v_5} - h_e = d_4 + h_{v_4} + \frac{P_4}{\gamma}$$

$$d_5 + h_{v_5} - h_e = 3.50 + 0.566 + 1.00$$

$$d_5 + h_{v_5} - h_e = 5.066 \text{ m.}$$

$$h_e = 0.1 A_h$$

Proponiendo $d_5 = 4.79 \text{ m.}$

$$A = 4.79 \times 3.00 = 14.37 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{35.009}{14.37} = 2.436 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v_5} = \left(\frac{2.436}{19.62} \right)^2 = 0.302 \text{ m.}$$

$$h_e = 0.1 (0.566 - 0.302) = 0.026 \text{ m.}$$

$$d_5 + h_{v_5} - h_e = 4.79 + 0.302 - 0.026 = 5.066 = 5.066$$

Por lo que el tirante propuesto es correcto.

Aplicando Bernoulli entre las secciones (5) y (6)

$$z_6 + d_6 + h_{v_6} = d_5 + h_{v_5} + h_{t_e}$$

$$d_6 - h_{t_e} = d_5 + h_{v_5} - z_6$$

$$z_6 = 0.026 + 1.20 = 1.226 \text{ m.}$$

$$d_5 = 4.79 \text{ m.}$$

$$h_{v_5} = 0.302 \text{ m.}$$

$$h_{t_e} = 0.1 A_h$$

Proponiendo $d_6 = 3.84 \text{ m.}$

$$A_6 = 3.84 \times 3.50 + 1.5 (3.84)^2 = 35.558 \text{ m}^2$$

$$V_6 = \frac{35.009}{35.558} = 0.984 \text{ m/s}$$

$$h_{v6} = \frac{(0.984)^2}{19.62} = 0.0493 \text{ m}$$

$$h_{te} = 0.025$$

$$d_6 + h_{v6} - h_{te} = 3.84 + 0.0493 - 0.025 = 3.864 = 3.866$$

Por lo que el tirante propuesto es correcto.

- Suma de Pérdidas = 0.067 m
- Transición de salida = 0.025 m
- Por salida = 0.397 m
- Por fricción = 0.238 m
- Cambio de dirección = 0.026 m
- Por entrada = 0.025 m
- Transición de entrada = 0.778 m

S. U. M. A

Aplicando Bernoulli entre las secciones (1) y (6)

$$Z_6 + d_6 + h_{v6} = d_1 + h_{v1} + \sum h$$

$$Z_6 = 2097.001 - 2096.975 = 0.026$$

$$0.026 + 3.84 + 0.0493 = 3.033 + 0.105 + 0.778$$

$$3.915 = 3.916$$

Por lo tanto el resultado es correcto.

Carga disponible = 0.026 m.

Suma de pérdidas = 0.778 m.

Ah = 0.778 - 0.026 = 0.752 m.

Hay un remanso de 0.752 m. aguas arriba del conducto.

Como puede observarse, el remanso que se forma aguas arriba del sifón es mayor que el borde libre, por lo que para evitar esta situación es necesario bajar la elevación de la salida del sifón, repercutiendo esto en la elevación final, que como ya se ha dicho es obligada, por lo que este tipo de estructura no es la solución más viable.

5.3. 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 y debe admitir velocidades mayores en el agua ya que para beneficio de la economía de la obra, el puente canal se le da una sección hidráulica más pequeña que la del Canal.

Su sección debe contar con un bordo libre apropiado, para permitir cierta fluctuación en el gasto.

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.

El puente canal debe dejar espacio libre suficiente para que por debajo de él pasen las aguas máximas extraordinarias del arroyo, dren o río que se cruce sin obstruir la sección previendo el nivel que tendrán al construir la obra. Cuando lo que se cruza es un camino o vía de ferrocarril debe dejarse el espacio 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.

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

En la superestructura se distinguen dos formas de trabajo:

La primera es la de formar una cubeta impermeable, de un canal por donde escurra el agua.

La segunda es en el 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.

En cuanto a su funcionamiento hidráulico, se expone a continuación para su posterior análisis comparativo respecto de otras estructuras propuestas para la solución del problema planteado anteriormente.

Datos del Canal.

$$Q = 35.009 \frac{\text{m}^3}{\text{seg.}}$$

$$V = 1.434 \text{ m/seg.}$$

$$A = 24.414 \text{ m}^2$$

$$b = 3.50 \text{ m.}$$

$$d = 3.033 \text{ m.}$$

$$p = 14.436 \text{ m.}$$

$$r = 1.691 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 1.4195$$

$$n = 0.014$$

$$t = 1.5:1$$

$$b_1 = 0.60 \text{ m.}$$

$$e = 0.10 \text{ m.}$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \left(\frac{1.434}{19.62} \right)^2 = 0.105 \text{ m.}$$

La energía específica es:

$$E = 3.033 + 0.105 = 3.138 \text{ m.}$$

Se determinará la sección del puente canal, calculando el ancho mínimo como sección crítica.

$$Q = 35.009 \frac{\text{m}^3}{\text{seg.}}$$

$$E = 3.138 \text{ m.}$$

$$E = \frac{3}{2} d_c ; = \frac{2}{3} E$$

$$d_c = \frac{2}{3} \times 3.138 = 2.092 \text{ m.}$$

$$d_c = \frac{q^2}{g} ; q = \frac{Q}{b}$$

$$b = \frac{Q^2}{d_c^3 g}$$

$$b = \frac{(35,009)}{(2,092)^3 \times 9.81} = 3.694 \text{ m.}$$

$$b = 3.70 \text{ m.}$$

Después de realizar varios tanteos se encontró que la plantilla $b = 5.00 \text{ m.}$ produce una altura de remanso aceptable para los dos puentes - canal, dicho análisis se presenta a continuación:

Cálculo de las longitudes de transición

$$L_T = \left(\frac{T - t}{2} \right) \cot 22^\circ 30'$$

T = Espejo libre del agua en el canal.

t = Espejo libre del agua en el puente canal.

$$T = b + 2 kd$$

b = plantilla del canal principal

d = Tirante normal del canal.

k = Talud

$$T = 3.50 + 2 \times 1.5 \times 3.033 = 12.599 \text{ m.}$$

$$t = 5.00 \text{ m.}$$

$$\cot 22^\circ 30' = 2.4142$$

Sustituyendo:

$$L_T = \left(\frac{12,599 - 5,00}{2} \right) 2.4142 = 9.173 \text{ m.}$$

Se adopta $L_T = 9.50 \text{ m.}$

Se hará la revisión hidráulica de los dos -- puentes canal (fig. No. V.3.), aplicando la -- ecuación de Bernoulli de la salida del segundo (punto 1) a la entrada del primero (punto 8), para verificar los tirantes que se forman en ambos, por la influencia que pudiesen tener el uno con el otro, dado la distancia' que media entre las dos estructuras.

Aplicando Bernoulli entre las secciones 1 y 2 se tiene:

$$d_1 = 3.033 \text{ m.}$$

$$h_{v_1} = 0.105 \text{ m.}$$

$$s = 0.0002 \quad Z_2 = 0.002 \times 9.50 = 0.0019 \text{ m.}$$

$$Z_2 = 0.002 \text{ m.}$$

$$Z_2 + d_2 + h_{v_2} = d_1 + h_{v_1} - 3s$$

Sustituyendo datos :

$$d_2 + h_{v_2} - h_{t_s} = 3.033 + 0.105 - 0.002 = 3.136 \text{ m.}$$

Procediendo por tanteos para determinar d_2

Si $d_2 = 2.873 \text{ m}$ se tiene :

$$A = 5.00 \times 2.873 = 14.365 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A}$$

$$v = \frac{35.009}{14.365} = 2.437 \text{ m/seg.}$$

La carga de velocidad será :

$$h_{v_2} = \frac{v_2^2}{2g}$$

$$h_{v_2} = \frac{(2.437)^2}{2 \times 9.81} = 0.3027 \text{ m.}$$

Pérdidas por transición de salida son :

$$h_{t_s} = 0.2 \Delta h_v = 0.2 (h_{v_2} - h_{v_1})$$

Sustituyendo

$$h_{t_e} = 0.2 (0.3027 - 0.105) = 0.040 \text{ m.}$$

Por lo tanto

$$d_2 + h_{v_2} - h_{t_s} = 2.873 + 0.3027 - 0.040 = 3.1357 \text{ m.}$$

$$3.1357 \approx 3.136$$

ta

De lo que se infiere que la suposición d_2 fué correcta

A continuación se aplicará la ecuación de Bernoulli entre las secciones 2 y 3 teniendo:

$$Z_3 + d_3 + h_{v_3} = d_2 + h_{v_2} + h_f$$

$$d_2 = 2.873 \text{ m.} \quad Z_3 = 0.0002 \times 81 = 0.0162 \text{ m.}$$

$$h_{v_2} = 0.3027 \text{ m.}$$

$$s = 0.0002$$

$$d_3 + h_{v_3} - h_f = d_2 + h_{v_2} - Z_3$$

Sustituyendo valores

$$d_3 + h_{v_3} - h_f = 2.873 + 0.3027 - 0.0162 = 3.160 \text{ m.}$$

Procediendo por tanteos para determinar d_3

Si $d_3 = 2.911 \text{ m.}$ se tiene :

Area hidráulica

$$A_3 = b d_3$$

$$A_3 = 5.00 \times 2.911 = 14.555 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado

$$P_3 = 5.00 + (2 \times 2.911) = 10.822 \text{ m.}$$

Radio hidráulico

$$r_3 = \frac{A}{P}$$

$$r_3 = \frac{14.555}{10.822} = 1.345 \text{ m.}$$

$$r_3^{2/3} = 1.218$$

La velocidad será :

$$V_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{35.009}{14.555} = 2.405 \text{ m/seg.}$$

Carga de velocidad

$$h_{v_3} = \frac{(2.405)^2}{2 \times 9.81} = 0.295 \text{ m.}$$

Velocidad media

$$V_m = \frac{2.414 + 2.437}{2} = 2.421 \text{ m/seg.}$$

De la ecuación de Manning tenemos :

$$h_f = \frac{(V_m n)^2 L}{r^{2/3}}$$

Sustituyendo

$$h_f = \left(\frac{2.421 \times 0.012}{1.218} \right)^2 \times 1.00 = 0.046 \text{ m.}$$

$$h_f = 0.046 \text{ m.}$$

Por lo tanto :

$$d_3 + h_{v3} - h_f = 2.911 + 0.295 - 0.046 = 3.16 \text{ m.}$$

$$3.16 = 3.16$$

Por lo que la suposición d_3 es correcta.

Aplicando Bernoulli entre las secciones 3 y 4

se tiene:

$$Z_4 + d_4 + h_{v4} = d_3 + h_{v3} + h_{te}$$

$$s = 0.0002$$

$$Z_4 = 0.0002 \times 9.50 = 0.002 \text{ m.}$$

$$d_3 = 2.911 \text{ m.}$$

$$h_{v3} = 0.295 \text{ m.}$$

$$d_4 + h_{v4} - h_{te} = d_3 + h_{v3} - Z_4$$

$$d_4 + h_{v4} - h_{te} = 2.911 + 0.295 - 0.002$$

$$= 3.204 \text{ m.}$$

Procediendo por tanteos

Si $d_4 = 3.129 \text{ m.}$ tenemos :

Area hidráulica

$$A_4 = bd + kd^2$$

$$A_4 = 3.50 \times 3.129 + 1.5 (3.129)^2 = 25.637 \text{ m}^2$$

La velocidad será :

$$V_4 = \frac{35.009}{25.637} = 1.366 \text{ m/seg.}$$

Carga de velocidad

$$h_{v4} = \frac{V_4^2}{2g}$$

$$h_{v4} = \frac{(1.366)^2}{2 \times 9.81} = 0.095 \text{ m.}$$

Pérdidas por transición de entrada

$$h_{te} = 0.1 A h_v$$

$$h_{te} = 0.1 (0.295 - 0.095) = 0.020 \text{ m.}$$

Sustituyendo

$$d_4 + h_{v4} - h_{te} = 3.129 + 0.095 - 0.020 = 3.204 \text{ m.}$$

$$3.204 = 3.204$$

Por lo que la suposición d_4 es correcta

Aplicando Bernoulli entre las secciones 4 y 5 para conocer si se estabilizó el régimen entre los dos puentes canal.

$$d_5 + h_{v5} + Z_5 = d_4 + h_{v4} + h_f$$

$$d_5 + h_{v5} - h_f = d_4 + h_{v4} - Z_5$$

$$Z_5 = 0.0002 \times 397 = 0.0794 \text{ m.}$$

$$d_5 + h_{v5} - h_f = 3.129 + 0.095 - 0.0794 = 3.145 \text{ m.}$$

Procediendo por tanteos para determinar el valor de d_5 , tenemos :

$$\text{Si } d_5 = 3.119 \text{ m.}$$

El área hidráulica será :

$$A = bd + Kd^2$$

$$A_5 = 3.50 \times 3.119 + 1.5 (3.119)^2 = 25.509 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado

$$P_5 = b + 2d + K$$

$$P_5 = 3.50 + 2 \times 3.119 + 1.5 = 14.746 \text{ m.}$$

Radio hidráulico

$$r_5 = \frac{A_5}{P_5} = \frac{25.509}{14.746} = 1.730 \text{ m.}$$

$$r_5^{2/3} = (1.730)^{2/3} = 1.441$$

Velocidad en la sección 5

$$V_5 = \frac{35.009}{25.509} = 1.372 \text{ m/seg.}$$

Carga de Velocidad

$$h_{v5} = \frac{(1.372)^2}{2 \times 9.81} = 0.096 \text{ m.}$$

Perdidas por fricción

$$h_f = \frac{(1.372 \times 0.014)^2}{1.441} \times 39.70 = 0.070 \text{ m}$$

Por lo tanto

$$d_5 + h_{v5} - h_f = 3.119 + 0.096 - 0.070 = 3.145$$

$$3.145 = 3.145$$

Por lo que la suposición d_5 es correcta

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones 5 y 6

$$Z_6 + d_6 + h_{v6} = d_5 + h_{v5} + h_{t_e}$$

$$d_6 + h_{v6} - h_{t_e} = d_5 + h_{v5} - Z_6$$

$$d_5 = 3.119 \text{ m.}$$

$$h_{v5} = 0.096$$

$$s = 0.0002$$

$$Z_6 = 9.50 \times 0.0002 = 0.0019$$

$$Z_6 = 0.002 \text{ m.}$$

Sustituyendo :

$$d_6 + h_{v6} - h_{t_5} = 3.119 + 0.096 - 0.002 = 3.213$$

Proponiendo $d_6 = 2.967 \text{ m}$ se tiene :

Area hidráulica

$$A_6 = 2.967 \times 5.00 = 14.835 \text{ m}^2$$

Velocidad en la sección 6

$$V_6 = \frac{35.009}{14.835} = 2.360 \text{ m/seg.}$$

Carga de velocidad

$$h_{v6} = \frac{(2.360)^2}{19.62} = 0.284 \text{ m}$$

Pérdidas por transición de salida

$$h_{t_B} = C.2 \Delta h_v$$

$$h_{t_B} = 0.2 (0.284 - 0.096) = 0.038 \text{ m.}$$

Por lo tanto

$$d_6 + h_{v_6} - h_{t_B} = 2.967 + 0.284 - 0.038 = 3.213 \text{ m.}$$

$$3.213 = 3.213$$

Lo que indica que la suposición de d_6 es correcta.

8	7	6	5	4	3	2	1
950	7300	900	39700	950	8100	950	
Transición	Punto-conal	Transición	Conal	Transición	Punto-conal	Transición	
Est. 3+640.00	Est. 3+650.90	Est. 3+723.50	Est. 3+733.00	Est. 4+130.00	Est. 4+159.90	Est. 4+220.50	Est. 4+230.00

FIG. No. V.3

se tiene:

Aplicando Bernoulli entre las secciones 6 y 7

$$Z_7 + d_7 + h_{v_7} = d_6 + h_{v_6} + h_f$$

$$d_7 + h_{v_7} - h_f = d_6 + h_{v_6} - Z_7$$

$$D_6 = 2,967 \text{ m.}$$

$$h_{v_6} = 0.284 \text{ m.}$$

$$Z_7 = 0.0002 \times 73 = 0.0146 \text{ m.}$$

$$d_7 + h_{v_7} - h_f = 2.967 + 0.284 - 0.0146 = 3.227 \text{ m.}$$

Si $d_7 = 2.985 \text{ m.}$ se tiene

Area hidráulica

$$A = 2.985 \times 5.00 = 14.925 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado

$$P = 2.985 \times 2 + 5.00 = 10.970 \text{ m}$$

$$R = \frac{14.925}{10.970} = 1.361$$

$$R^{2/3} = 1.227$$

$$V = \frac{35.009}{14.925} = 2.346 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v_6} = \frac{(2.346)^2}{19.62} = 0.280 \text{ m.}$$

$$h_f = \frac{(2.346 \times 0.012)^2 \times 73}{1.227} = 0.038 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores

$$3.227 = 2.985 + 0.28 - 0.038$$

$$3.227 = 3.227$$

Por lo que el valor supuesto de d_6 es correcto.

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre las secciones 7 y 8 tenemos :

$$Z_8 + d_8 + h_{v8} = d_7 + h_{v7} + h_{t_e}$$

$$d_8 + h_{v8} - h_{t_e} = d_7 + h_{v7} - Z_8$$

$$Z_8 = 9 \times 0.0002 = 0.002 \text{ m.}$$

$$d_7 = 2.985 \text{ m.}$$

$$h_{v7} = 0.280 \text{ m.}$$

$$Z_8 = 0.0002 \times 9 = 0.002$$

Sustituyendo valores

$$d_8 + h_{v8} - h_{t_e} = 2.985 + 0.28 - 0.002 = 3.263 \text{ m.}$$

Si $d_8 = 3.193 \text{ m.}$ se tiene :

Area hidráulica

$$A = bd + kd^2$$

$$A = 3.50 \times 3.193 + 1.5 (3.193)^2 = 26.468 \text{ m}^2$$

Velocidad en la sección 8

$$V_8 = \frac{35.009}{26.468} = 1.323 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v8} = \frac{(1.323)^2}{19.62} = 0.089 \text{ m.}$$

$$h_{t_e} = 0.1 (h_{v_8} - h_{v_7}) = 0.1 (0.089 - 0.28) = 0.019 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores

$$3.263 = 3.193 + 0.089 - 0.019$$

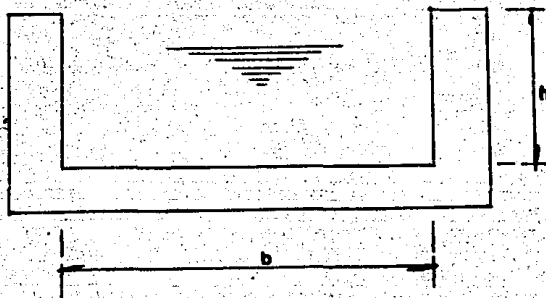
$$3.263 = 3.263$$

Por lo que el valor supuesto de d_8 es correcto.

De lo anterior se deduce que se tendrá un remanso cuyo valor es :

Remanso = $3.193 - 3.033 = 0.16$ m. que invade el bordo libre en un 26%, mismo que se considera aceptable.

Por todo lo anterior, la sección hidráulica de los dos puentes canal, queda definida con las siguientes dimensiones :



Ffs. No. v.4.

$$b = 5.00 \text{ m.}$$

$$h = 3.60 \text{ m.}$$

5.4. SELECCION DE LA ALTERNATIVA MAS CONVENIENTE.

Al analizar comparativamente las tres alternativas anteriores se descarten; la alcantarilla y el sifón. La primera debido a la magnitud del volumen de relleno a mover necesario para lograr cruzar el arroyo. La segunda a causa de las pérdidas de carga que se tienen y que afectan la elevación de la rasante a la salida del sifón, repercutiendo esto en la pérdida de altura en la descarga o punto final del canal Salto-Tlamaco.

De lo anterior se concluye que la opción más viable es el puente-canal, del cual se hará el cálculo estructural respectivo de cada uno de sus elementos.

5.4. CALCULO ESTRUCTURAL

Cargas que actúan sobre las paredes

1°.- Empuje del agua considerando que se invade el bordo libre.

$$E = 1000 \times h \times \frac{h}{2} = 1000 \times \left(\frac{3.60}{2} \right)^2 = 6,480 \text{ Kgs.}$$

$$Y = \frac{3.60}{3} = 1.20$$

Momento debido al empuje

$$M_1 = 6,480 \times 1.20 = 7,776 \text{ kg-m}$$

2°.- Empuje del viento

Empleando el reglamento para las construcciones del Departamento del D.F., se tiene

$$W = 0.00555 \text{ c AV}^2$$

W = Fuerza del viento uniformemente distribuida.

c = Factor de empuje = 1.43 para estructuras aisladas.

V = Velocidad del viento = 120 Km/h. que es la máxima-para la zona centro de la República Mexicana.

A = Area expuesta al viento

$$W = 0.00555 \times 1.43 \times 3.60 (120)^2 = 411.48 \text{ Kg.}$$

$$Y = \frac{3.9}{2} - 0.3 = 1.65 \text{ m.}$$

Momento generado por el empuje del viento.

$$M_2 = 411.48 \times 1.65 = 679 \text{ kg-m} = 67,900 \text{ kg-cm}$$

3°.- Dimensionamiento del espesor de las paredes por el empuje de agua más el empuje del viento.

$$M_m = 777,600 + 67,900 = 845,500 \text{ Kg-cm.}$$

Constantes de cálculo.

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 0.9007$$

$$\alpha = 0.2878$$

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

$$d = 0.2878 \sqrt{\frac{845,500}{100}} = 26.46 \text{ cm.}$$

$$\doteq 26.5 \text{ cm.}$$

Con un recubrimiento de 3.5 cm. se tiene

$$h = 26.5 + 3.5 = 30.0 \text{ cm.}$$

Area de acero

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

$$A_s = \frac{845,500}{2000 \times 0.9007 \times 26.5} = 17.71 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas de 3/4" ϕ se obtiene una separación de :

$$\text{Area de una varilla de } 3/4" \phi = 2.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep} = \frac{2.87 \times 100}{17.71} = 16.2 \text{ cm}$$

Por facilidad de armado se adopta:

Vars. $3/4"$ ϕ a 15

La sección inicial, será:

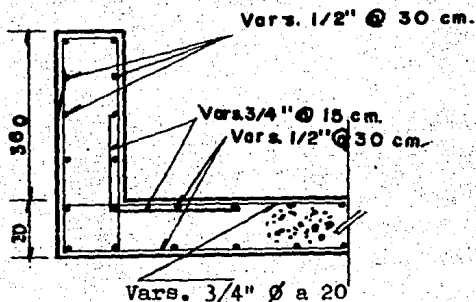


FIG. V. 5

4°.- Refuerzo por temperatura.

$$A_c = 390 \times 30 = 11,700 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 11,700 \times 0.002 = 23.4 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas de $1/2"$ ϕ se tiene:

$$N^\circ = \frac{23.4}{1.2668} = 18.47 \text{ vars.}$$

$$18.47 \text{ vars.} \cdot 2 \text{ caras} = 9.24 \text{ vars/cara}$$

$$\therefore \text{vars } 1/2" \phi \text{ a } 42.2 \text{ cm.}$$

Considerando el área de concreto entre lechos de varillas se tiene:

$$390 - 4.5 - 4.5 = 381 \text{ cm.}$$

Por tanto separaciones iguales quedan 11 varillas por cara a 38.1 cm. Se optará por colocar vars de $1/2"$ @ 30 cm.

5°.- Dimensionamiento de la losa.

a).- Peso del agua por metro

$$3.60 \times 1000 = 3600 \text{ kg/m}^2$$

b).- Peso propio de la losa suponiendo un espesor de 30 cm.

$$W_{pp} = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ kg/m}^2$$

$$W_t = 3600 + 720 = 4320 \text{ kg/m}^2$$

Considerando un metro de longitud de la losa se tiene:

$$W = 4320 \text{ kg/m.}$$

Momento en el centro del claro de la losa considerando como libremente apoyada

$$M_{\text{losa}} = \frac{w l^2}{8} = \frac{4320 \times 5^2}{8} = 13,500 \text{ kg-m.}$$

$$M = 1,350,000 \text{ kg-cm.}$$

Diagrama de cuerpo libre

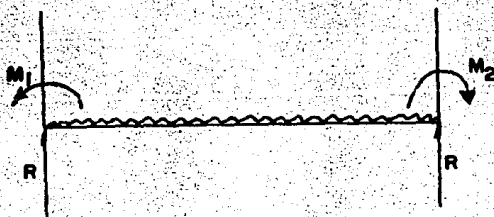


FIG. V.6

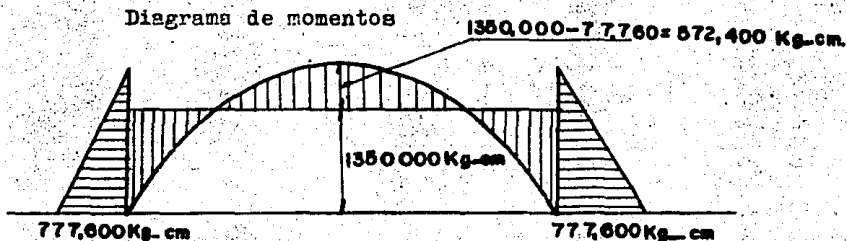


Fig. No. - V. 7

$$M(+)= 1,350,000 - 777,600 = 572,400 \text{ kg-cm.}$$

6°.- Dimensionamiento del peralte por momento

$$d_1 = \sqrt{\frac{M_1}{b}} = 0.2878 \sqrt{\frac{572,400}{100}} = 21.77 \text{ cm.}$$

Con un recubrimiento de 4.5 cm. se tiene:

$$h = 26.27 \text{ cm} < 30 \text{ cm (de los muros)}$$

Con el objeto de igualar secciones entre muros y losa el peralte total será de 30cms.

Area de acero por momento

$$A_s = \frac{572,400}{2600 \times 0.9007 \times 25.5} = 12.46 \text{ cm}^2$$

Separación empleando vars. de $3/4" \text{ } \phi$

$$\text{Sep} = \frac{2.87 \times 100}{12.46} = 23 \text{ cm.}$$

Se colocarán varillas $3/4" \text{ } \phi$ C 20 cm.

Sección propuesta

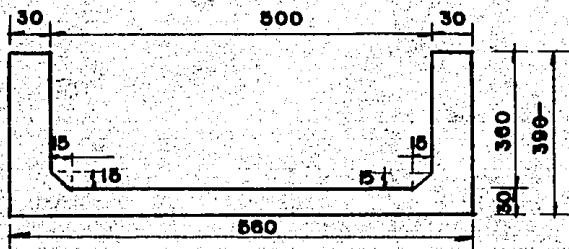


FIG.V.8

7°.- Cálculo de las cargas en el puente canal.

a).- Peso propio de la sección.

$$A_c = 3.90 \times 0.30 \times 2 + 5.0 \times 0.3 + \frac{0.15 \times 0.15 \times 2}{2}$$

$$= 3,863 \text{ m}^2$$

$$W_1 = 3,863 \times 2,400 = 9,270 \text{ kg/m.}$$

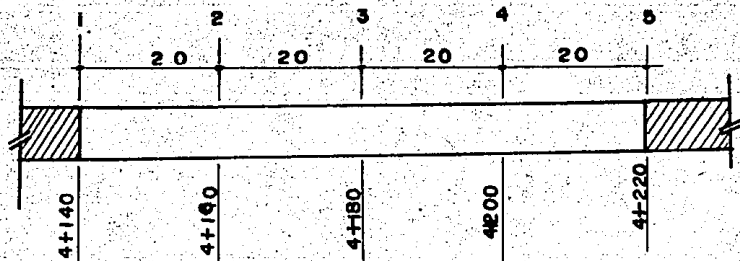
b).- Peso del agua considerando lleno el conducto, invadiendo el bordo libre.

$$W_2 = 1000 (3.60 \times 5.0 - 0.15 \times 0.15) = 17,977.5 \text{ kg/m}$$

8°.- Cálculo de las traveses longitudinales.

$$W_t = 9,270 + 17,977.5 = 27,247.5 \text{ kg}$$

$$\text{Carga por trabe} = \frac{27,247.5}{2} = 13,623.75 \text{ kg/m.}$$



/ FIG.V.9.

Momento Isostático

$$M = \frac{w l^2}{8} = \frac{13,623.75 \times (20)^2}{8} = 681,187.50 \text{ kg-m.}$$

Momentos hiperestáticos.

$$M_{E1} = \frac{w l^2}{8} = 681,187.50 \text{ kg-m.}$$

$$M_{E2} = \frac{w l^2}{12} = \frac{13,623.75 (20)^2}{12} = 454,125.0 \text{ kg-m.}$$

$$M_{E2} = M_{E3} = M_{E4}$$

$$M_{E1} = M_{E5}$$

Rigideces

Tramos 1 - 2 y 4 - 5

$$R_{1-2} = R_{4-5}$$

$$R_{1-2} = R_{4-5} = \frac{3 E I}{l} = \frac{3 E I}{20} = 0.15 E I \text{ considerando}$$

$E I = \text{constante}$

$$R_{1-2} = R_{4-5} = 0.15$$

Tramos 2-3 y 3-4

$$R_{2-3} = R_{3-4} = \frac{4 E I}{l} = \frac{4 E I}{20} = 0.20 E I$$

$E I = \text{constante}$

$$R_{2-3} = R_{3-4} = 0.20$$

Factores de distribución

1 - 2 y 4 - 5

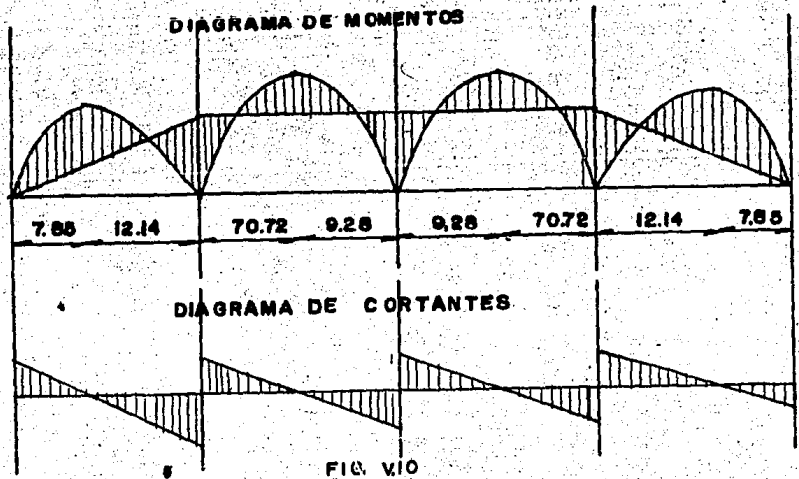
$$F_{d1} = \frac{0.15}{0.15 + 0.20} = \frac{0.15}{0.35} = 0.43$$

$$F_{d2} = \frac{0.20}{0.15 \times 20} = 0.57$$

$$F_{d3} = \frac{0.20}{0.20 + 0.20} = \frac{0.20}{0.40} = 0.5$$

DISTRIBUCION DE MOMENTOS POR EL METODO DE CROSS (- +)

Fd		0.43	0.57		0.50	0.50		0.57	0.43	
ME	0	-681.2	+454.1		+454.1	+454.1		-454.1	+681.2	
D		+97.7	+129.5		0	0		-129.5	-97.7	
T		0	0		+64.7	-64.7		0	0	
D		0	0		0	0		0	0	
MF		-583.5	+583.5		-389.4	+389.4		-583.5	+583.5	



Cálculo de los momentos positivos máximos en los puntos de cortante nulo.

$$x = 0.3936 L = 0.3936 \times 20 = 7.86 \text{ M.}$$

$$x_2 = 20.00 - 7.86 + 12.14 \text{ M.}$$

$$x_3 = 20.00 - 12.14 = 9.28 \text{ M.}$$

El momento positivo vale (Momento máximo)

$$\begin{aligned} M_{(+)} &= 0.0772 w l^2 \\ &= 0.0772 \times 13,623.75 \times (20)^2 = \\ &= 420,701.4 \text{ kg-m} = 42'070,140 \text{ kg-cm.} \end{aligned}$$

Selección del momento de Diseño

$$M_{(-)\max} = 583.5 \text{ Ton} = 58'350.000 \text{ kg-cm.}$$

$$M_{(-)\max} = 42'070,140 \text{ kg-cm.}$$

Datos iniciales de la sección

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$F_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 380 \text{ cm.}$$

$$f_B = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{(+)} = 42'070,140$$

$$n = 0.43$$

Investigación del tipo de sección

$$k = 0.2979 \quad j = 0.9007 \quad K = 12.0737 \text{ kg/cm}^2$$

Momento resistente natural de la Sección

$$M_R = K \cdot b \cdot d^2 = 12.0737 \times 30 \times (380)^2 = 52'303,268 \text{ kg-cm}$$

$$M_R = 52'303,268 \text{ kg-cm}$$

Para el momento positivo máximo es menor que el momento resistente natural de la sección, por lo tanto la sección es este caso es peraltada (sub-reforzada).

Para el momento negativo máximo resulta que este es mayor que el momento resistente natural de la sección, con lo cual la sección quedaría reducida a sobre-reforzada.

Con estos datos se ve la necesidad de aumentar el momento resistente natural de la sección con el fin de obtener una viga subreforzada.

Con concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ se tiene:

Datos iniciales de la sección

$$b = 30 \text{ cm.} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 380 \text{ cm} \quad f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 8.43$$

Momento resistente natural de la sección

$$k = 0.3217 \quad j = 0.8928 \quad K = 16.1565$$

$$\begin{aligned}
 K_R &= K b d^2 = 16.1565 \times 30 \times (380)^2 = \\
 &= 69'989,958 \text{ kg-cm.}
 \end{aligned}$$

Con este dato se puede obtener que la sección es sub-reforzada.

Cálculo de la profundidad del eje neutro para momento positivo.

$$k^3 = 3 k^2 \frac{6 M_n}{f_s b d^2} k + \frac{6 M_n}{f_s b d^2} = 0$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{6 M_n}{f_s b d^2} = \frac{6 \times 42'070,140}{2000 \times 30 \times (380)^2} \times 8.43 = 0.245603$$

Tomando únicamente las 4 primeras cifras significativas se tiene:

$$k^3 - 3 k^2 - 0.2456 k + 0.2456 = 0$$

Resolviendo la ecuación se tiene:

$$k = 0.2578 \approx 0.258$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.258}{3} = 0.914$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{42'070.140}{2000 \times 0.914 \times 380} = 60.56 \text{ cm}^2$$

Revisión del esfuerzo de trabajo del concreto

$$f_c = \frac{f_s}{n} \frac{K}{1 - k}$$

$$f_c = \frac{2000}{8.43} \frac{0.258}{1 - 0.258} = 82.49 \text{ kg/cm}^2$$

Para concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$f_c = 0.45 f'_c$$

$$f_c = 0.45 \times 250 = 112.5 \text{ kg/cm}^2 \quad 82.49 \text{ kg/cm}^2$$

Esta dentro de lo permisible, con lo cual se considera correcto este valor.

Determinación del refuerzo positivo

$$A_B(+)= 60.56 \text{ cm}^2$$

$$5 \text{ vars. } 1 \frac{1}{2}'' \phi = 5 \times 11.40 = 57.00 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ vars. } 3/4'' \phi = 1 \times 2.87 = \frac{2.87}{59.87 \text{ cm}^2} \approx 60.56 \text{ cm}^2$$

Con estos datos se puede considerar correcto ya que se tiene más el refuerzo longitudinal de la losa y el refuerzo por temperatura de la propia trabe.

Distribución del refuerzo

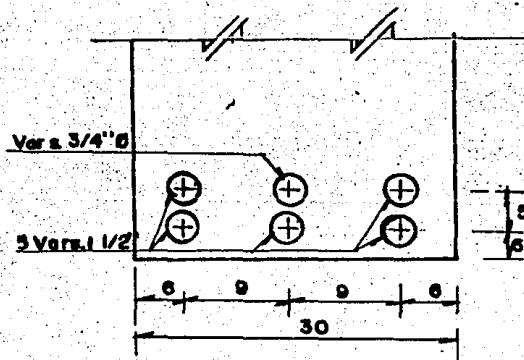


Fig. No. V.II.

Revisión por adherencia

$$\beta = \frac{1}{\sqrt{f_c n_j 2.3}} = \frac{1}{\sqrt{250 \times 3.1416 \times 0.914 \times 2.3}} =$$

$$= 0.00958$$

$$\beta = 0.00958 < 0.01087$$

Diseño para el momento negativo.

$$M_{(-)} = 58'350,000 \text{ Kg-Cm}$$

$$\frac{6 M n}{f_s b d^2} = \frac{6 \times 58'350,000 \times 8.43}{2,000 \times 30 \times (380)^2} = \frac{2,951.343 \times 10^6}{8,664 \times 10^2} =$$

$$= 0.3406$$

$$k^3 - 3k^2 - 0.3406 k + 0.3406 = 0$$

Resolviendo la ecuación se tiene:

$$k = 0.2975$$

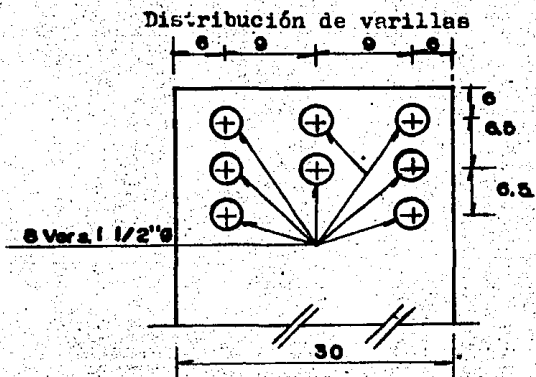
$$j = 1 - \frac{0.2975}{3} = 0.9008 \approx 0.901$$

Area de acero

$$A_s = \frac{58'350,000}{2000 \times 0.901 \times 380} = 85.23 \text{ cm}^2$$

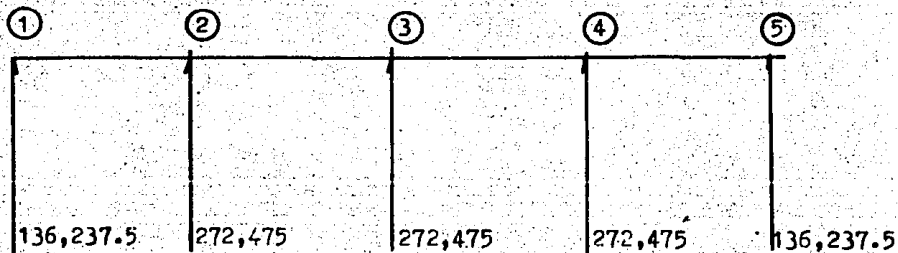
Con 8 Vars. de 1 1/2" $\phi = 8 \times 11.40 = 91.20 \text{ cm}^2$. . .

Cumple ampliamente con el área de acero necesaria.



Reacciones isostáticas.

$$R_{\text{isost}} = \frac{w l}{2} = \frac{13,623.75 \times 20}{2} = 136,237.5 \text{ kg.}$$



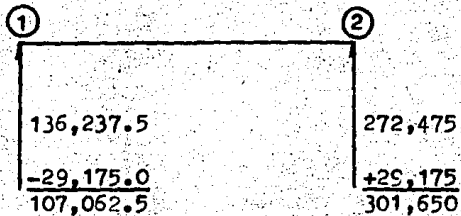
Reacciones hiperestáticas

Tramo 1 - 2

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = 58,350 \text{ Ton.}$$

$$\frac{M}{20} = 29,175 \text{ Ton.}$$

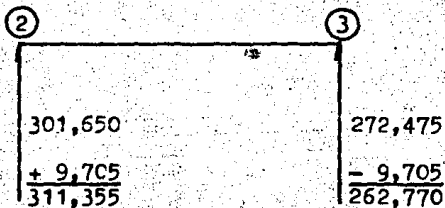


Tramo 2 - 3

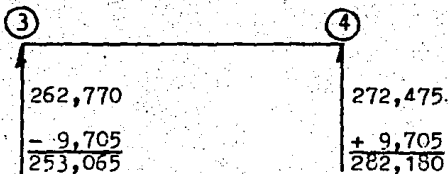
$$M_2 = + 583.5$$

$$M_3 = - \frac{389.4}{194.1}$$

$$\frac{M_3}{20} = \frac{194.1}{20} = 9.705$$



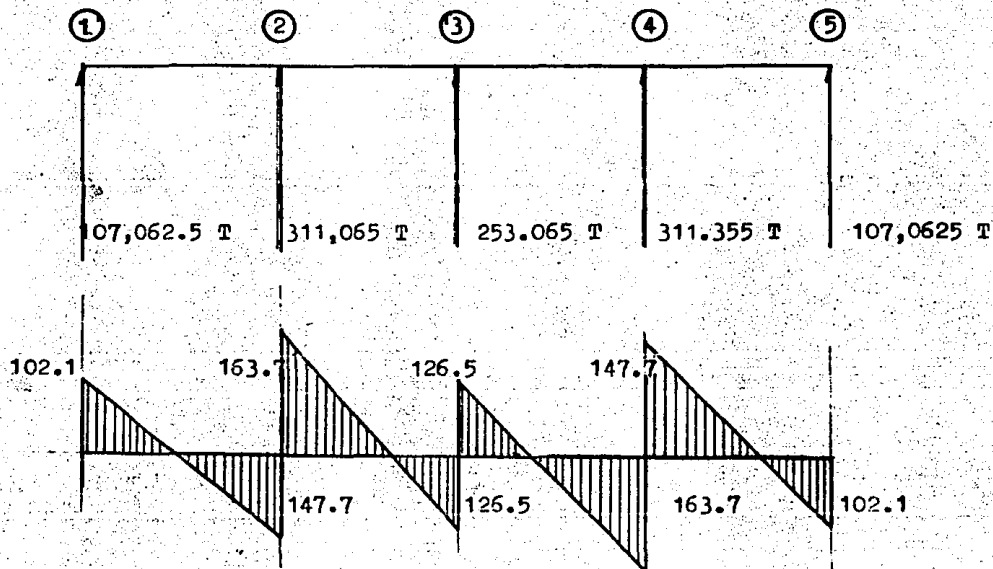
Tramo 3 - 4



Tramo ④ - ⑤

④	⑤
282,100	136,237.5
<u>+29,175</u>	<u>-29,175.0</u>
311,355	107,062.5

RESUMEN DE CORTANTES TOTALES



Cálculo por cortante en traves

$$V = 311.065 \text{ Kgs}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{311.065}{30 \times 390} = 27.286 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible es de 20.95 kg/cm^2 - para concreto de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ con refuerzo en el alma.

La diferencia se tomará con refuerzo vertical.

El refuerzo vertical proporcionado en las trabes al calcularlas como muros de contención es de vars $3/4" \varnothing$ a 30 cm. en ambas caras.

$$v_c = 27.286 - 2095 = 6.336 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = 6.336 \times 11400 = 72,230.4 \text{ kg.}$$

$$A_s = \frac{72,230.4}{2000} = 36.1152 \text{ cm}^2$$

Con vars. $3/4" \varnothing$ se tiene

$$N^{\circ} = \frac{36.1152}{2.87} = 12.5 \hat{=} 13 \text{ vars.}$$

Como se tiene refuerzo en ambas caras se tiene

$$\text{Sep} = \frac{100}{6.5} = 15.38 \text{ cm.} \hat{=} 15 \text{ cm.}$$

Cálculo del refuerzo por temperatura como muro.

Se tomará para el cálculo el área comprendida - los lechos superior e inferior de refuerzo

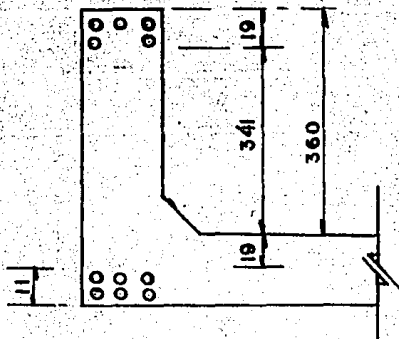


FIG. V. 14.

Area de concreto

$$A_c = 30 \times 366 = 10,980 \text{ cm}^2$$

Refuerzo por temperatura.

$$A_{s_t} = 0.0025 \times 10,980 = 27.45 \text{ cm}$$

Empleando varilla de 1/2" ϕ se tiene:

$$N^\circ = \frac{27.45}{1.2668} = 21.67 \text{ Vars.}$$

≈ 22 varillas

Se colocarán 11 varillas en cada cara

$$\text{Sep} = \frac{360}{10} = 36 \text{ cm.}$$

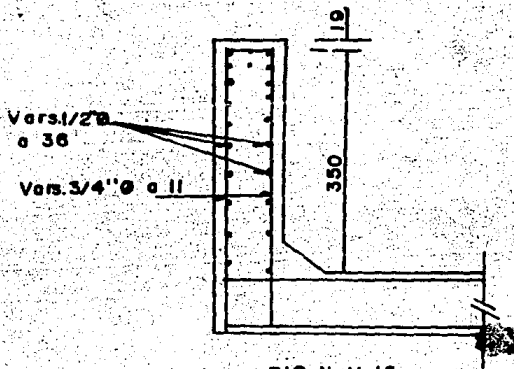


FIG. No V. 15.

Refuerzo vertical por temperatura en trabes

$$A_0 = 30 \times 2000 = 60.000 \text{ cm}^2$$

$$A_B = 0.0015 \times 60.000 = 90 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_B}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}^2$$

Nº de vars. de $3/4'' \phi$

$$\frac{45}{2.87} = 15.67 \text{ vars. } \approx 16 \text{ vars.}$$

Separación :

$$\frac{20.00}{16 \text{ vars.}} = 125 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm que se tiene por refuerzo}$$

por cortante, por lo tanto se tendrá vars. de $3/4'' \phi$ - a 30 cm. en cada cara.

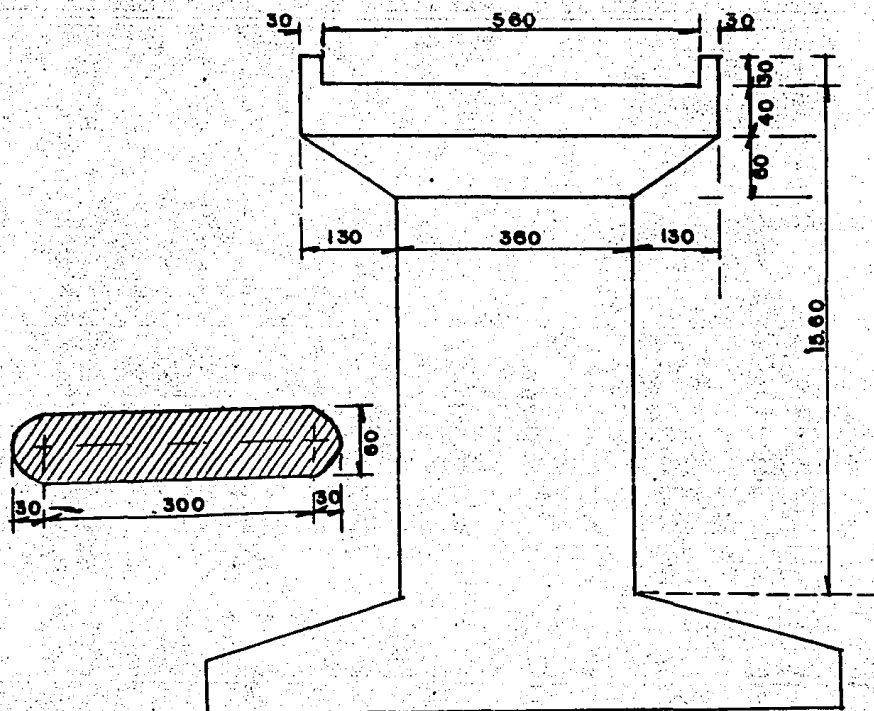


Fig. No. V.16

El cálculo de la columna se hará según el método DIN-1045 (BETON KALENDER) (Ref.19) este método ha sido muy usado por el Departamento de puentes de SCT, en el diseño de pilas para puentes, obteniendo muy buenos resultados.

Constantes de cálculo.

$$F_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = 0.4 F_c' = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 8$$

$$k = 0.297$$

$$J = 0.901$$

$$R = 13.363$$

$$\alpha = 0.274$$

Porcentaje de Refuerzo

$$H_s = 15.60 \text{ m.}$$

$$d = 0.60 \text{ m.}$$

$$\frac{H_s}{d} = \frac{15.60}{0.60} = 26$$

De la tabla No. 22 de porcentajes mínimos y máximos de Refuerzo (Ref. 19) con $\frac{H_s}{d} = 26$ se tiene un valor de 2%. Según el Departamento de puentes de SAHOP, el porcentaje máximo de acero debe ser el 2%, se tomará el 1%, por ser el punto medio.

Revisando si cumple se tiene:

Área de la columna.

$$A = 360 \times 0.60 = 2.16 \text{ m}^2 = 21600 \text{ cm}^2$$

Área de acero.

$$A = 21600 \times 0.01 = 216.0 \text{ cm}^2$$

Proponiendo Vars. de 1" ϕ

$$1" \phi A_s = 5.07 \text{ cm}^2 \quad 43 \text{ Vars. } 8c (A_s = 218 \text{ cm}^2)$$

$$1 \frac{1}{4}" \phi A_s = 7.92 \text{ cm}^2 \quad 28 \text{ Vars. } 10c (A_s = 221.8 \text{ cm}^2)$$

Distancia del paño al centro de las varillas 10c

Recubrimiento libre 5.0 cm.

Espesor del estribo 4c 1.27 cm.

Medio diámetro Var. 8c $\frac{1.27 \text{ cm.}}{7.54 \text{ cm.}}$

Separación de varillas de Refuerzo principal.

$$360 = 7.54 \times 2 = 344.92$$

$$60 = 7.54 \times 2 = 44.92$$

$$L = (344.92) (2) + (44.92) (2) = 779.68$$

$$L = \frac{779.68}{42} = 18.5$$

43 Varillas de 1" ϕ C 18 cm.

Revisión por pandeo.

Carga actuante $N_t = 622710 \text{ kg.}$

Deberá cumplirse

$$\frac{P_{ruptura}}{w \times \text{Factuante}} \geq 3$$

$$P_{ruptura} = (A_c \times f_c^1) + (A_s \times f_y) =$$

$$P_{ruptura} = (21600 \times 250) + (218 \times 4200) = 6'315,600 \text{ kg.}$$

Obtención del factor de esbeltez.

$$\frac{h_k}{d} \leq 40$$

d = Dimensión mínima de la Sección.

h_k = Longitud de pandeo se tomará $h_k = 15.60 \text{ m.}$

$$\frac{15.60}{0.60} = 26 < 40 \quad \therefore \text{ es correcto.}$$

De la tabla No.V.1 que relaciona h_k/d y w

se tomará un valor de $w = 1.32$

sustituyendo en la ecuación

$$\frac{P_{rup}}{w \times \text{Factuante}}$$

$$\frac{6315600}{1.32 \times 622710} = 7.68 > 3 \quad \therefore \text{ es correcto.}$$

Proporcionamiento de estribos.

Según DIN-1045 del Belton Kalender y para el caso de columnas que requieran refuerzo para cortante, temperatura y fraguado, deberá tomarse el 0.25% del volumen de concreto con siderado.

En un metro de altura de columna se tiene ---
 $2'160,000 \text{ cm}^3$

$$A_{se} = 2160000 \times 0.0025 = 5400 \text{ cm}^3$$

Longitud neta de un estribo 4c.

$$L_e = 360 - 5,635 \times 2 = 348,73 \text{ cm.}$$

$$L_e^1 = 60 - 5,635 \times 2 = 48,73 \text{ cm.}$$

$$L_t = 348,73 \times 2 + 48,73 \times 2 = 794,92 \text{ cm.}$$

Por lo que en un metro de columna se requieren

$$\frac{5400}{794,92} = 6,79 \text{ cm}^2$$

Teniendo la siguiente separación:

$$S = \frac{1,27 \times 100}{6,79} = 18, \text{ cm.}$$

Estribos 4c a cada 18 cm.

Vars. 4c @ 18 cm.

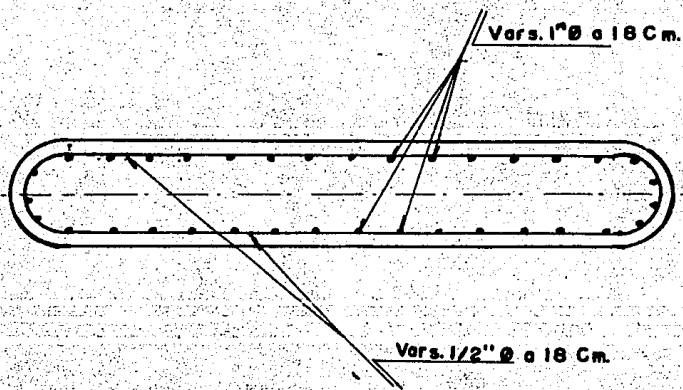


Fig. No. V.17.

**TABLA. V.2 PORCENTAJES MINIMOS Y MAXIMOS DE
REFUERZO.**

$\frac{h_s}{d}$	f _c RECOMENDABLE Kg/cm ²	MINIMO (EN %)	MAXIMO (EN %)	(+) (EN %)
≤5	100 --- 140	0.50	3.00	1.00
6	115 --- 160	0.56	3.60	1.20
7	130 --- 185	0.62	4.20	1.40
8	150 --- 205	0.68	4.80	1.60
9	165 --- 230	0.74	5.40	1.80
≥10	180 --- 250	0.80	6.00	2.00

(+) Según el Departamento de Puentes de SCT, éste debe ser el porcentaje máximo es acero.

TABLA.V.1 RELACION: h_k/d --- d

h_k/d	15	20	25	30	35	40
w	1.00	1.00	1.32	1.72	2.28	3.00

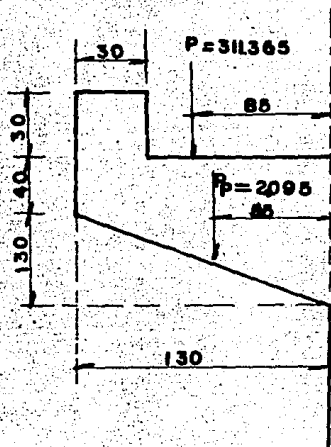
NOMENCLATURA.

h_s = Altura total de la columna

d = Dimensión mínima de la sección

h_k = Longitud de pandeo.

Ménsulas para apoyo



Cálculo por flexión

$$M = 311.355 \times 0.85 + 2.095 \times 0.55 = 266.00 \text{ Ton} - \text{m}$$

Feralte por momento

$$d = \frac{266.0 \times 10^5}{16,1568 \times 60} = 165.84$$

Se adopta $d = 165 \text{ cm.}$

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

$$h = 170 \text{ cm.}$$

Acero por momento .

$$A_s = \frac{266.0 \times 10^5}{2000 \times 0.8928 \times 165} = 90.49 \text{ cm}^2$$

Empleando vars. de 1 1/2" ϕ

Tenemos 8 vars. de 1 1/2" ϕ

Cortante.-

$$v = \frac{313,450.0}{60 \times 165} = 31.66 \text{ kg/cm}^2$$

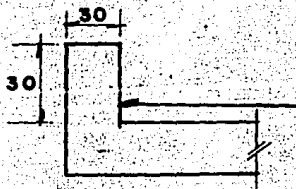
El concreto absorbe 20.95 kg/cm² de cortante.

Tomando el resto con acero se tiene:

$$V = 31.66 - 20.95 = 10.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{10.71 \times 60 \times 165}{2000} = 53.02 \text{ cm}^2$$

Análisis por sismo



Cortante $v = 76.7 \text{ ton.}$

$$V = \frac{76.700}{30 \times 60} = 42.61 \text{ kg/cm}^2$$

El concreto absorbe $\approx 20.95 \text{ Kg/cm}^2$

$$V = 42.61 - 20.95 = 21.66 \text{ Kg/cm}^2$$

Area necesario de acero

$$A_s = \frac{21.66 \times 30 \times 60}{2000} = 19.49 \text{ cm}^2$$

Empleando Vers. de $3/4'' \text{ } \phi$ se colocarán a 20 cm

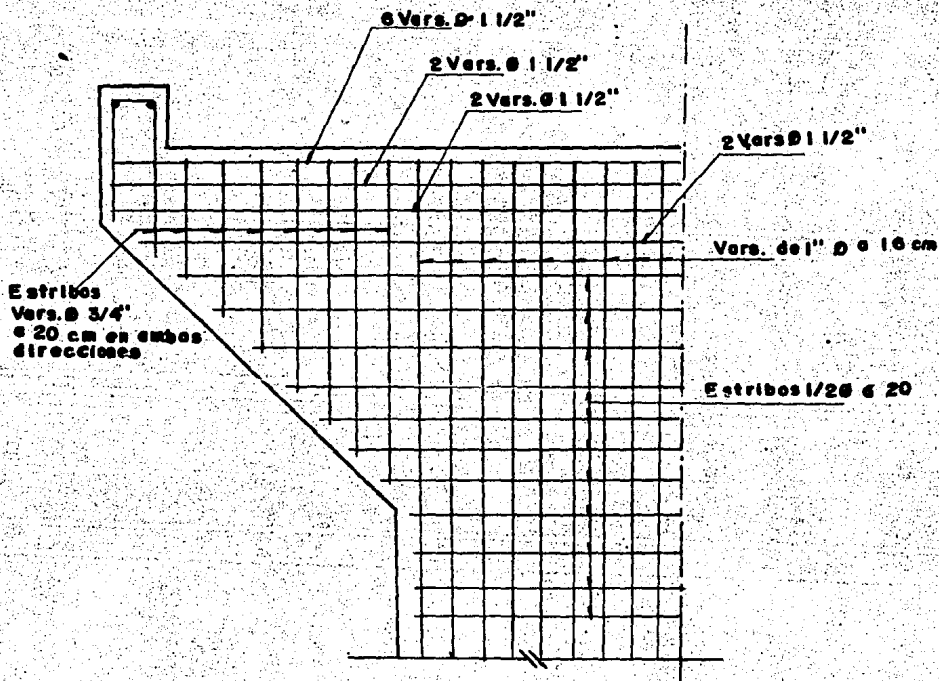


FIG. No 18

1.- Peso propio de la pila.

$$P_p = (0.6 \times 300 + \pi \times 0.3^2) \times 15.60 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 =$$

$$= 77,977.9 \text{ Kg.}$$

2.- Peso propio de la zapata.

$$\text{Area superior} = 0.60 \times 3.0 + 3.1416 (0.3)^2 = 2.08 \text{ m}^2$$

$$\text{Area inferior} = 10.00 \times 5.00 = 50.00 \text{ m}^2$$

$$\frac{50.00 \text{ m}^2}{52.08 \text{ m}^2}$$

Volumen

$$V_1 = \frac{0.6}{3} \left[(52.08 + \sqrt{52.08}) \right] = 12.46 \text{ m}^3$$

$$P_1 = 12.46 \times 2400 = 29,898 \text{ Kg.}$$

$$P_2 = 50 \times 0.5 \times 2400 = 60,000 \text{ Kg.}$$

3.- Fuerza normal debida a la reacción del puente.

$$N = 622.71 \text{ Ton}$$

4.- Peso de la tierra.

$$3.0 \text{ m de prof.} \times 10 \times 5 = 150 \text{ m}^3$$

Menos volumen de concreto.

$$1.90 (0.6 \times 3.00 + 3.1416 \times 0.3)^2 = 3.96 \text{ m}^3$$

$$\text{Menos volumen de la zapata} = 12.46 + 25.00 = 37.46 \text{ m}^3$$

$$V_T = 150 - 3.96 - 37.46 = 108.58 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{tierra}} = 108.58 \times 1.8 = 195.44 \text{ Ton.}$$

$$\begin{aligned} N_{\text{total}} &= 77.97 + 29.90 + 60.0 + 195.44 + 622.71 = \\ &= 986.02 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

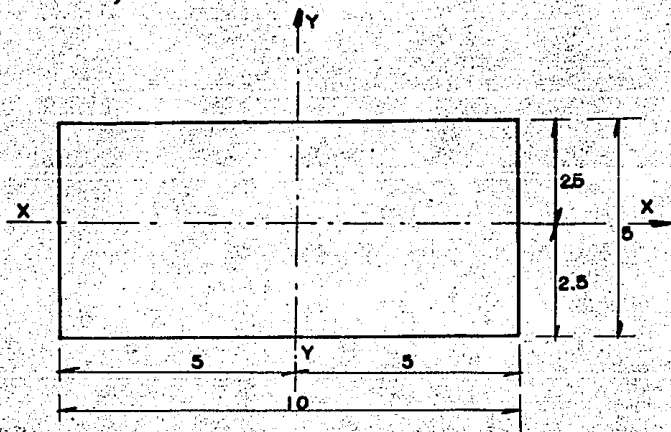


FIG. No V. 10.

Momentos de inercia

$$I_{xx} = \frac{10 (5)^3}{12} = 104.1666 \text{ m}^4$$

$$S_{xx} = \frac{104.1666}{2.5} = 41.666 \text{ m}^3$$

$$I_{yy} = \frac{5 (10)^3}{12} = 416.666 \text{ m}^4$$

$$S_{yy} = \frac{416.666}{5} = 83,333 \text{ m}^3$$

$$M_1' = 68'918,300 \times 1.152127 = 794.026 \text{ Ton} = M_y$$

$$M_2' = 23'164,400 \times 1.152127 = 266.88 \text{ Ton} = M_x$$

$$= \frac{986.02}{50} \pm \frac{794.026}{83.333} \pm \frac{266.88}{41.666} =$$

$$= 19.72 \pm 9.53 \pm 6.41 =$$

1°.- Condición

$$= 19.72 + 9.53 + 6.41 = 35.665 \text{ Ton/m}^2$$

$$= 19.72 - 9.53 - 6.41 = 3.79 \text{ T/m}^2$$

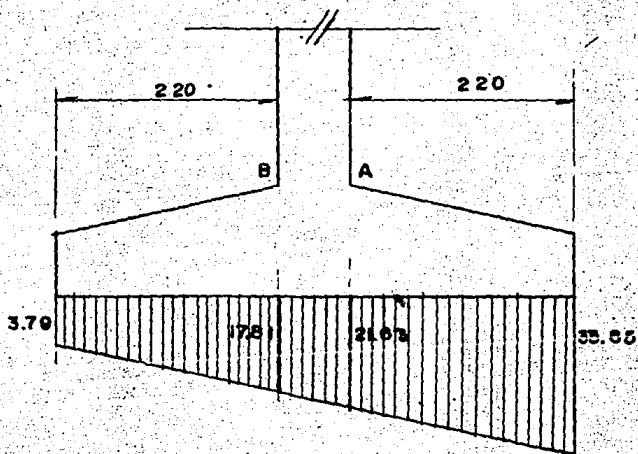


FIG. V. 20.

Parte derecha de la zapata

$$V_A = \left[\frac{35.65 + 21.85}{2} \right] 2.20 = 63.009 \text{ Ton.}$$

$$x_A = \frac{2.20}{3} \left[\frac{21.63 + 2 (35.65)}{21.63 + 35.65} \right] = 1.64 \text{ m.}$$

$$M_A = 63.009 \times 1.64 = 102.99 \text{ Ton-m.}$$

$$V_A = \left[\frac{0.5 + 1.10}{2} \right] 2.20 \times 2.400 = 4.22$$

$$x_A = \frac{2.20}{3} \left[\frac{1.10 + 2 \times 0.5}{0.5 \times 1.10} \right] = 0.90 \text{ m.}$$

$$M_A = 4.22 \times 0.96 = 4.06 \text{ Ton - m.}$$

Peso propio de la tierra

$$V_A = \left[\frac{1.9 + 2.5}{2} \right] 2.2 \times 1.8 = 8.71 \text{ Ton.}$$

$$x_A = \frac{2.20}{3} \left[\frac{1.90 + 2 (2.5)}{1.90 + 2.5} \right] = 1.15 \text{ m.}$$

$$M_A = 8.71 \times 1.15 = 10.02 \text{ Ton-m.}$$

Cortante total.

$$V_A = 62.99 - 4.22 - 8.71 = 50.06 \text{ ton.}$$

Momento total.

$$M_A = 102.99 - 4.06 - 10.02 = 88.91 \text{ Ton-m.}$$

Parte Izquierda de la zapata.

Reacción del terreno

$$V_B = \left[\frac{17.81 + 3.79}{2} \right] 2.20 = 23.76 \text{ Ton.}$$

$$x_A = \frac{2.20}{3} \left[\frac{17.89 + 2(3.79)}{17.89 + 3.79} \right] = 0.861$$

$$M_B = 23.76 \times 0.861 = 20.47 \text{ Ton-m.}$$

Cortante total

$$V_B = 23.76 - 4.22 - 8.71 = 10.83 \text{ Ton.}$$

Momento.

$$M_B = 20.47 - 4.06 - 10.02 = 6.39 \text{ Ton-m.}$$

En el sentido perpendicular al puente

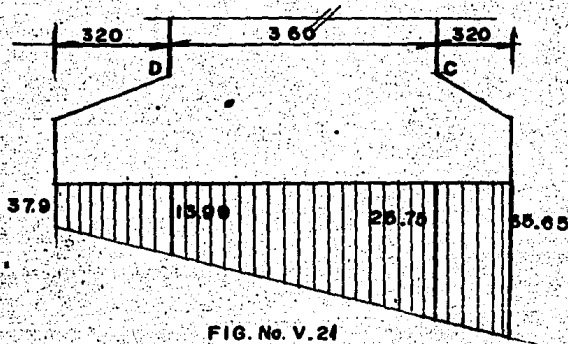


FIG. No. V.24

Parte derecha de la zapata.

Reacción del terreno

$$V_c = \left[\frac{35.65 + 25.45}{2} \right] 3.20 = 97.76 \text{ Ton.}$$

$$X_c = \frac{3.20}{3} \left[\frac{25.45 + 2(35.65)}{25.45 + 35.65} \right] = 1.69 \text{ m.}$$

$$M_c = 97.76 \times 1.69 = 165.214 \text{ Ton-m.}$$

Peso propio de la zapata

$$V_o = \left[\frac{1.10 + 0.5}{2} \right] 3.2 \times 2.4 = 6.14 \text{ Ton.}$$

$$X_o = \frac{3.20}{3} \left[\frac{1.10 + 2(0.5)}{1.10 + 0.5} \right] = 1.40 \text{ m.}$$

$$M_C = 6.14 \times 1.40 = 96 \text{ Ton-m.}$$

Feso de la tierra

$$V_C = \left[\frac{1.9 + 2.5}{2} \right] 3.2 \times 1.8 = 12.67 \text{ Ton.}$$

$$x_C = \frac{3.20}{3} \left[\frac{1.9 + 2(2.5)}{1.9 + 2.5} \right] = 1.67 \text{ m.}$$

$$M_C = 12.67 \times 1.67 = 21.19 \text{ Ton-m.}$$

Cortante total

$$V_C = 97.76 - 6.14 - 12.67 = 78.95 \text{ Ton.}$$

Momento total

$$M_C = 165.12 - 8.6 - 21.19 = 135.33 \text{ Ton-m.}$$

Parte izquierda de la pila

Reacción del terreno.

$$V_D = \left(\frac{3.79 + 13.99}{2} \right) 3.2 = 28.45 \text{ Ton.}$$

$$y_D = \frac{3.20}{3} \left(\frac{13.99 + 2(3.79)}{13.99 + 3.79} \right) = 1.29 \text{ m.}$$

$$M_D = 28.45 \times 1.29 = 36.70 \text{ Ton-m.}$$

Cortante total

$$V_{DT} = 28.45 - 6.14 - 12.67 = 9.64 \text{ Ton.}$$

Momento total

$$M_{DT} = 36.70 - 6.6 - 21.19 = 6.91 \text{ Ton-m.}$$

R E S U M E N

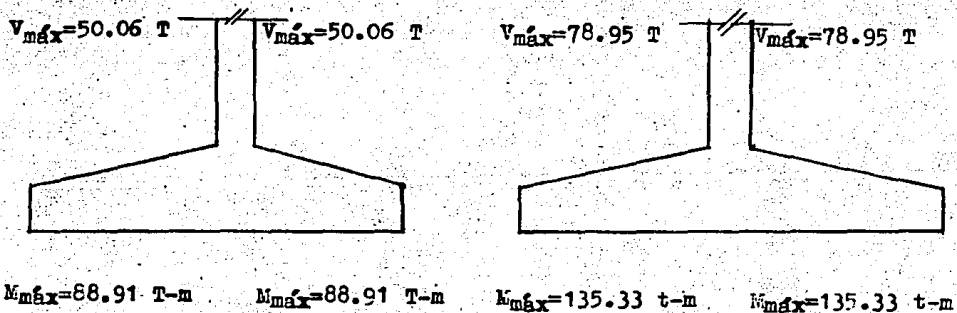


FIG. V.22

CONSTANTES DE CALCULO

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 16.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 0.8928$$

$$v_p = 7.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_p = \frac{3.2 f'_c}{D} = \frac{50.60}{D} \leq 25 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo en el lecho inferior de la zapata.

$$M = 13'533,000 \text{ kg-cm}$$

$$V = 78,950 \text{ Kg.}$$

$$d_M = \sqrt{\frac{13'533,000}{16.15 \times 100}} = 91.52 \text{ cm.}$$

Se adopta

$$d = 1.03 \text{ m.}$$

$$r = 0.07 \text{ m.}$$

$$h = 1.10$$

5.4c. CALCULO DE ESTRIBOS

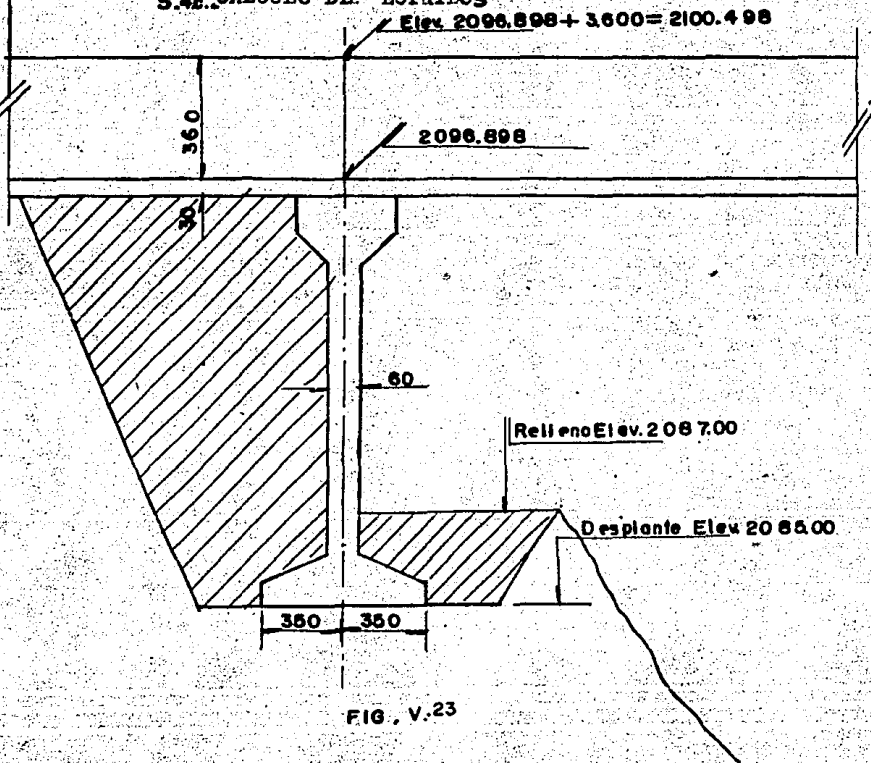


FIG. V.23

Relleno de tierra

Elevaciones 2,096.898 - 0.300 m. = 2,096.598 -

- 2,085.000 = 11.598 m.

Empuje de tierra

$$E = \frac{1}{2} h^2 K_a$$

Coefficiente de empuje

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} =$$

Para $\varphi = 45^\circ$ (que nos da un talud 1:1).

$$K_a = \frac{1 - 0.707}{1 + 0.707} = \frac{0.293}{1.707} = 0.1716$$

Peso de la tierra = P_T

$$3.20 \times 6.40 \times 11.598 \times 1.8 = 353.820 \text{ Ton.}$$

$$3.20 \times 6.40 \times 2.00 \times 1.8 = 73, 728 \text{ Ton.}$$

Tomando en cuenta la sobrecarga del agua de 3.6 T/m. equivalentes a 2m. de tierra se tiene:

$$11.598 + 2 = 13.598 \text{ m.}$$

Empuje según Rankine

$$E = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 13.598^2 \times 0.1716 \times 6.40 = 182,763 \text{ Ton.}$$

Momento de volteo

$$M_v = 182.763 \times \frac{13.598}{3} = 828.407 \text{ Ton-m.}$$

Peso del agua

$$3.6 \times 3.2 \times 5.0 \times 1.0 = 57.6 \text{ Ton.}$$

Peso del agua y de la tierra (del lado del re lleno de la transición).

$$353.820 + 57.6 = 411.427 \text{ Ton.}$$

Fuerza normal producida por la reacción del pe so del puente.

$$N = 107.0625 \text{ ton} \times 2 \text{ traves} = 214.125 \text{ Ton.}$$

Fuerza normal producida por el peso propio del estribo.

$$0.60 \times 6.40 \times 8.8 \times 2.40 = 81.10 \text{ Ton. } \odot$$

Peso de la zapata

$$7.0 \times 1.10 \times 6.40 \times 2.40 = 118.27 \text{ Ton.}$$

$$\text{Suma } 81.10 + 118.27 = 199.37 \text{ Ton.}$$

Volumen trapezoidal de la parte de arriba de la zapata.

$$\frac{3.2 \times 0.6 \times 6.4 \times 2.4}{2} = 29.49 \text{ Ton.}$$

Total peso propio

$$W_{PP} = 199.37 - 29.49 = 169.88 \text{ Ton.}$$

Geometría de la base

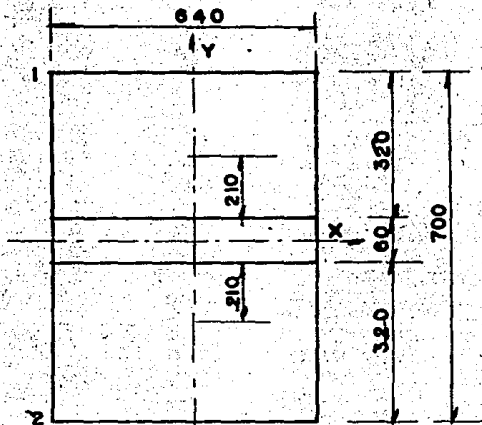


FIG.No V. 24

Suma de fuerzas normales

$$N_1 = 214.125 + 169.880 = 384.005 \text{ Ton.}$$

Peso de la tierra del lado del puente

$$6.4 \times 3.20 \times 2.00 \times 1.8 = 73.728 \text{ Ton.}$$

$$N_2 = 73.728 + 411.420 = 485.148 \text{ Ton.}$$

$$\text{Suma } 384.005 + 485.148 = 869.153 \text{ Ton.}$$

Fuerza horizontal producida por sismo (perpendicular al eje del puente, en ambos sentidos).

Considerando lo siguiente:

$$F_H = 0.15 \times N = 0.15 \times 214.125 = 32.118 \text{ Ton.}$$

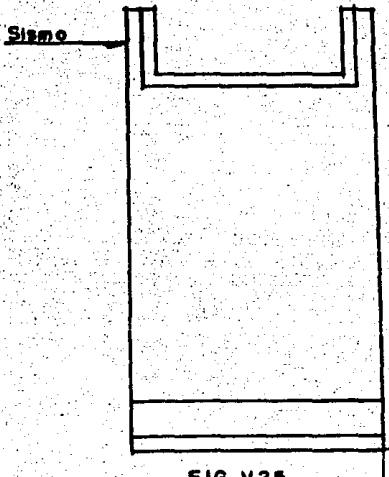


FIG. V.25.

Momentos de las fuerzas con respecto a los ejes centroidales y principales de la base.

Momentos con respecto al eje Y - Y

$$M_{YY} = \pm M F_H Y$$

$$Y = 11.598 + 1.8 = 13.398 \text{ m.}$$

$$M_{YY} = \pm 430.317 \text{ Ton-m.}$$

Momentos con respecto al eje X - X

$$M_{PT_1} = 353.820 \times 2.10 = - 743.022 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{PT_2} = + 73.728 \times 2.10 = + 154.829 \text{ Ton-m.}$$

Momento por volteo = 828.407

Momento por peso del agua - $57.6 \times 2.10 =$
 $= 120.960 \text{ Ton-m.}$

Suma de momentos = $- 743.022 + 154.829 + 828.407 -$
 $- 120.960 = 119.254 \text{ Ton-m.}$

Módulos de sección de la base.

$$S_{xx} = \frac{b h^2}{6} = \frac{6.4 \times (7)^2}{6} = 52.267 \text{ m}^2$$

$$S_{yy} = \frac{7 (6.4)^2}{6} = 47.787 \text{ m}^3$$

Area de la base = $6.4 \times 7 = 44.8 \text{ m}^2$

Según fórmula de la escuadría

$$\sqrt{\sigma} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{S_{xx}} + \frac{M_y}{S_{yy}}$$

$$\sqrt{\sigma} = \frac{869.153}{44.8} \pm \frac{119.254}{52.267} \pm \frac{430.317}{47.787} =$$

$$\sqrt{\sigma} = 19.4 \pm 2.282 \pm 9.00$$

$$\sqrt{\sigma}_1 = 19.4 - 2.282 \pm 9.00 = + 26.118 \text{ Ton/m}^2;$$

$$\sqrt{\sigma}_2 = 8.118 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sqrt{\sigma}_2 = 19.4 + 2.282 \pm 9.00 = 30.682 \text{ Ton/m}^2;$$

$$\sqrt{\sigma}_2 = 12.682 \text{ ton/m}^2$$

Se considerarán los esfuerzos máximos aún cuando son originados por la carga eventual de sismo.

Zapata del estribo

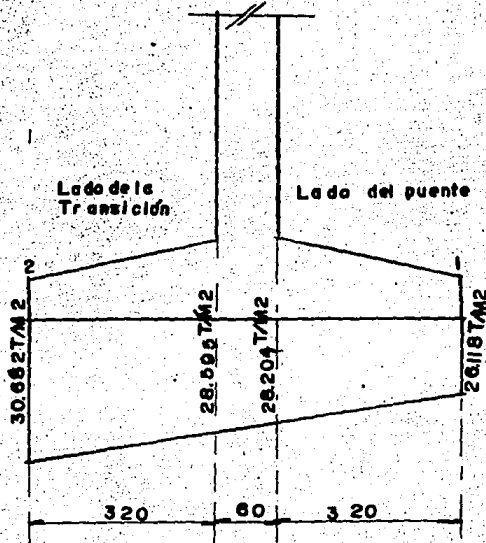
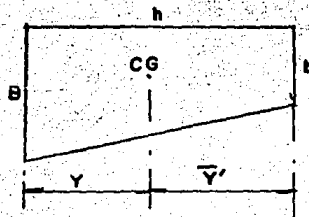


FIG. No.V.25.

$$\bar{Y} = \frac{h}{3} \frac{B + 2b}{B + b}$$

$$\bar{Y}_1 = \frac{h}{3} \frac{b + 2B}{B + b}$$



$$V_1 = \left(\frac{28.204 + 26.118}{2} \right) 3.20 = 86.915 \text{ Ton/m.}$$

$$V_2 = \left(\frac{30.682 + 28.695}{2} \right) 3.20 = 94.843 \text{ Ton/m}$$

$$X_1 = \frac{3.20}{3} \left[\frac{28.204 + 2(26.118)}{28.204 + 26.118} \right] =$$

$$= 1.066 \left[\frac{80.44}{54.322} \right] = 1.578 \text{ m.}$$

$$X_2 = 1.066 \left[\frac{26.118 + 2(28.204)}{28.204 + 26.118} \right] =$$

$$= 1.066 \left[\frac{82.526}{54.322} \right] = 1.619 \text{ m.}$$

Fuerzas que actúan sobre la zapata

a).- Fuerzas del volumen de esfuerzos = V_1 y V_2

b).- Peso propio de la zapata =

$$= \frac{1.10 + 0.5}{2} \times 3.2 \times 2.4 = 6.144 \text{ Ton.}$$

c).- Peso del relleno de tierra (para cada ala) =

$$= 11.598 \times 3.2 \times 1.8 = 66.80 \text{ Ton.}$$

$$= 2.00 \times 3.2 \times 1.8 = 11.52 \text{ Ton.}$$

Momentos de las fuerzas que actúan sobre la zapata.

$$F_1 = 86.915 - 11.52 - 6.144 = 69.251 \text{ Ton/m.}$$

$$M F_1 = 69.251 \times 1.578 = 109,278,078 \text{ cm.} =$$

$$= 10,927.808 \text{ Kg-cm.}$$

$$F_2 = 94,843 - 65.80 - 6.144 = 21.899 \text{ Ton/m}$$

$$M F_2 = 21.899 \times 1.619 = 35.454481 \text{ Ton-m} =$$

$$= 3'545,448 \text{ Kg-cm.}$$

Peralte por momento.

$$d = \frac{\sqrt{M}}{b} = 0.2488 \sqrt{\frac{10'927,808}{100}} =$$

$$= 0.2488 \times 330.57 = 82.24 \text{ cm.}$$

Recubrimiento = 7 cm. en cada cara

$$h_{\text{total}} = 96.24$$

Con el fin de reducir ligeramente el acero de refuerzo se dará $h = 110 \text{ cm.}$

$$d = 103 \text{ cm.}$$

Acero por momento

$$A_s(1) = \frac{10'927,808}{2000 \times 0.8928 \times 103} = \frac{10'927,808}{183916.8} = 59.417 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Proponiendo varillas de 1" \emptyset se tiene :

$$N^{\circ} = \frac{59.417}{5.07} = 11.72 \approx 12 \text{ vars.}$$

$$\text{Separación} = \frac{100}{12} = 8.33 \text{ cm} \approx 8 \text{ cm.}$$

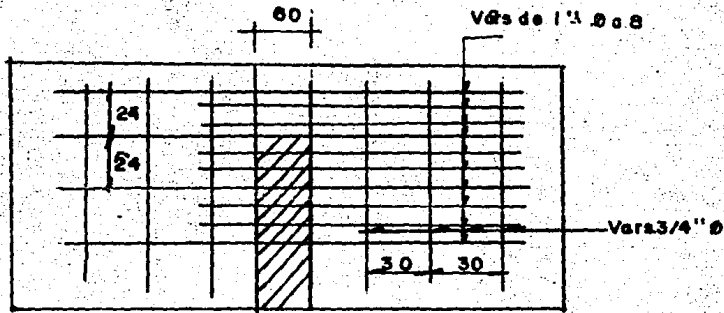
$$A_s(2) = \frac{3'545,448}{183916.8} = 19.277 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Con varilla de 1^{er} se tiene

$$\text{N}^{\circ} \text{ de Vars.} = \frac{19.277}{3.07} = 3.8 \approx 4 \text{ Vars.}$$

$$\text{Sep.} = \frac{100}{4} = 25 \text{ se dejaron a } 24 \text{ cm.}$$

Para dejar acordes ambos lados de la zapata, se colocarán de la siguiente manera: Ver. Fig. N^o. V27.



ARMADO PARRILLA INFERIOR
FIG. No. V27

Cálculo del cortante en la zapata:

$$F_1 = 69.251 \text{ TON} = 69,251 \text{ Kg.}$$

$$F_2 = 21.899 \text{ TON} = 21,899 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{69251}{110 \times 100} = \frac{69.251}{11000} = 6.29 \text{ kg/cm}^2 < 7.34 \text{ kg/cm}^2.$$

Con lo cual no se quiere de refuerzo por cortante en la zapata.

5.44. Transiciones

La situación más crítica para la estructura se presenta con el empuje de la tierra y sin agua en el interior.

Con la expresión:

154

$$E = 1/2 k H^2$$

$$k = \frac{1 - \text{Sen } \beta}{1 + \text{Sen } \beta}$$

Las propiedades del material de relleno se estima con

$$= 1850 \text{ kg/m}^3; \beta = 10^\circ$$

$$k = \frac{1 - \text{Sen } (10)}{1 + \text{Sen } (10)} = 0.7041$$

$$E = 1/2 (1850) (0.7041) (3.60)^2 = 8440.75 \text{ kg.}$$

El brazo de palanca se localiza a 1/3 del desplante.

$$h = \frac{3.60}{3} = 1.20 \text{ m.}$$

Analizando el muro como cantiliver, el momento producido por el empuje de la tierra es:

$$M = 8440.75 \times 1.20 = 10,128.90 \text{ kg-m.}$$

La fuerza por cortante es:

$$V = 8441 \text{ Kg.}$$

DISEÑO.

Constantes de cálculo.

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_e = 2000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$P = 0.0096$$

$$K = 0.3410$$

$$J = 0.8860$$

$$R = 14.34$$

De la expresión.

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

$$d = \sqrt{\frac{1012890}{1434 \times 100}} = 26.57 \approx 27.0 \text{ cm.}$$

Se propone un recubrimiento de 8 cm. y un espesor h de 30 cm.

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

$$A_s = \frac{1012890}{2000 \times 0.886 \times 22} = 25.98 \text{ cm}^2.$$

Empleando Vars. de 3/4":

$$\text{Sep.} = \frac{2.87 \times 100}{25.98} = 11.046 \text{ cm.}$$

Revisión por cortante, considerando un cortante crítico de:

$$V_c = 0.30 \sqrt{f_c'}$$

$$V_c = 0.30 \sqrt{210}$$

$$V_c = 4.34 \text{ kg/cm}^2.$$

Con la expresión

$$V = \frac{V}{bd}$$

Se tiene:

$$V = \frac{8441}{100 \times 22} = 3.12 \text{ kg/cm}^2 \quad 4.34 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por Adherencia.

$$M = 3.2 \sqrt{f_c'}$$

$$M = \frac{3.2 \sqrt{210}}{1.91} = 24.28 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M = \frac{V}{j d}$$

$$M = \frac{8441}{8 \times 20.88 \times 22} = 9.02 \text{ kg/cm}^2 < 24.29 \text{ kg/cm}^2.$$

Acero por temperatura.

$$A_{st} = 0.002 \times d \times 100$$

$$A_{st} = 0.002 \times 22 \times 100$$

$$A_{st} = 4.40 \text{ cm}^2$$

Empleando Vars. de 1/2" ϕ

$$\text{Sep.} = \frac{1.27 \times 100}{4.40} = 28.86$$

Se colocarán Vares. de 1/2" ϕ (a 25 cms.)

EVALUACION ECONOMICA

En este capítulo se pretende visualizar brevemente con un análisis económico comparativo sencillo, el tipo de proyecto de que se trata desde el punto de vista de su rentabilidad.

Es necesario indicar que este planteamiento no es una Evaluación Económica en toda la extensión de la palabra, simplemente se trata de clasificar si el proyecto es rentable o enteramente de beneficio social, lo que se determinará calculando la Relación Beneficio-Costo, la tasa de rendimiento interno y el periodo de recuperación.

Teniendo los siguientes datos:

Superficie; S= 5200 Has. (nuevas y beneficiadas)

Vida útil; N= 30 Años

Tasa de actualización; $i = 12\%$

Inversión Inicial I= 6,912'000,000.00

1° Año 45%

2° " 40%

3° " 15%

Operación O= 45,000/Ha./año

Utilidades U= 410,000.00/Ha./año.

De la expresión:

$$VP = \frac{A}{(1+i)} + \frac{A}{(1+i)^2} + \dots + \frac{A}{(1+i)^n}$$

Donde n desde 1 a 30 (años)

VP.- Valor Presente.

Valor Presente (en millones)

1	2	3	4	...	30	
3110.40	2764.80	1036.80				INV.
			234.00		234.00	OP.
			2132.00		2132.00	BENEF.

Nomenclatura.

158

VPC.- Valor Presente de Costos.

VPB.- Valor Presente de los Beneficios.

Valor Presente de los Costos.

$$VPC = \frac{3110.40}{(1+0.12)^1} + \frac{2764.80}{(1+0.12)^2} + \frac{1036.80}{(1+0.12)^3} + \frac{234.00}{(1+0.12)^4} + \dots + \frac{234.00}{(1+0.12)^{30}} =$$

7,042.08

Valor Presente de los Beneficios.

$$VPB = \frac{2132.00}{(1+0.12)^4} + \frac{2132.00}{(1+0.12)^5} + \frac{2132.00}{(1+0.12)^6} + \dots + \frac{2132.00}{(1+0.12)^{30}} = 12,052.95$$

Relación Beneficio - Costo

$$R = \frac{B}{C} = \frac{VPB}{VPC} = \frac{12,052.95}{7042.08} = 1.7 > 1$$

Tasa de rendimiento interno (ti)

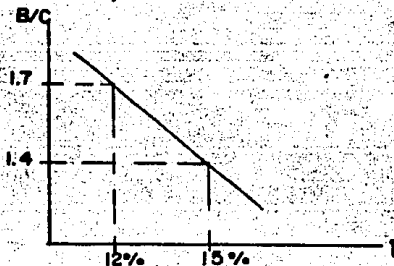
Fijando $i = 15\%$

Calculando

$$VPB = 9,130.83$$

$$VPC = 6,479.16$$

$$RBC = \frac{VPB}{VPC} = \frac{9,134.83}{6,479.16} = 1.4$$



Interpolando

$$\frac{1.70 - 1.4}{12 - 15} = \frac{1.4 - 1}{15 - ti} ; ti = 19.0\%$$

PERIODO DE RECUPERACION TABLA No. 6.1

Años	Beneficio	Costos	B Act.	C Act.	(B - c)Ac	ACUM.
1	0	3110.40		2777.1	- 2777.10	-2777.10
2	0	2764.80		2204.08	- 2204.08	-4981.18
3	0	1036.80		737.97	- 737.97	-5719.15
4	2134.00	234.00	1356.20	148.71	+ 1207.49	-4511.66
5	2134.00	234.00	1210.90	132.77	+ 1078.13	-3433.53
6	2134.00	234.00	1081.15	118.55	+ 962.60	-2470.93
7	2134.00	234.00	965.31	105.85	+ 859.46	-1611.47
8	2134.00	234.00	861.90	94.51	+ 767.39	-844.08
9	2134.00	234.00	769.54	84.38	+ 685.16	158.92
10	2134.00	234.00	687.09	75.34	+ 611.75	+ 452.83
.
.
.

B Act.- Beneficio Actualizado.

C Act.- Costo Actualizado.

En la tabla anterior se tiene que el período de recuperación se encuentra entre los primeros diez años.

Resumiendo, el presente breve análisis arroja lo siguiente:

Relación beneficio - costo = 1.7

Tasa de recuperación interna = 19%

Período de recuperación = 10 años.

De lo anterior puede verse, de acuerdo a los índices calculados, que el proyecto es rentable, por lo que sin olvidar otros beneficios que de éste se deriven, deberá llevarse a cabo.

CONCLUSIONES

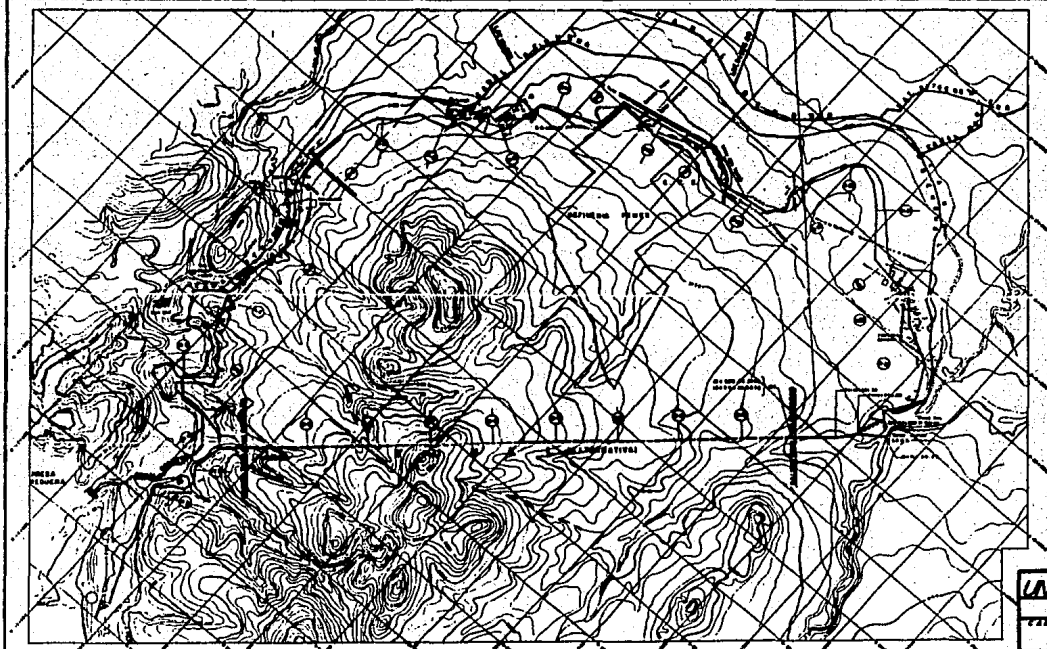
- A) El análisis y presentación de un proyecto puede tener varios enfoques y quizá cada capítulo — puede ser tema para un estudio más profundo, pero este trabajo se ha realizado con la firme intención de dar cierto apoyo a quienes de alguna forma se interesan por el tema, cubriendo aunque en forma general lo que comprende un proyecto a nivel ejecutivo.
- B) Las soluciones a los planteamientos tanto del — punto de vista hidráulico como estructural tienen como base la teoría y la práctica, esta última basada en la experiencia de los resultados obtenidos en campo, en diversas obras realizadas por — la SARH.
- C) El análisis estructural se ha llevado a cabo sin profundizar en demostraciones, esto es debido a la intención de dar un aspecto práctico a este trabajo y no perderse en el vasto campo de la demostración matemática.
- D) En el diseño de estructuras de concreto reforzado se ha utilizado principalmente la teoría Elástica, esto por dar un margen de seguridad a la estructura para cualquier eventualidad.
- E) Este trabajo puede ser empleado para consulta, ya que contiene recomendaciones técnicas para diseño, sobre todo hidráulico. Además de ciertas normas — que rigen la elaboración de un proyecto cuyo próximo paso será la construcción.

REFERENCIAS.

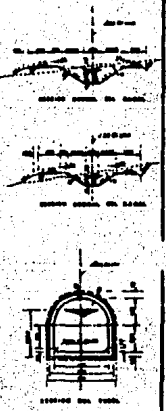
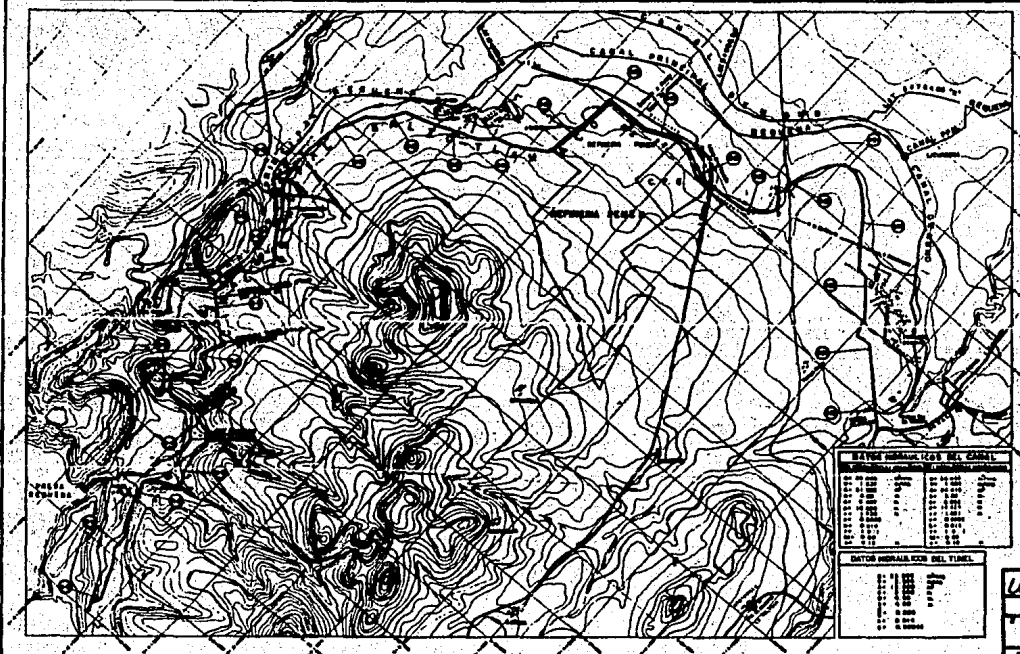
1. M. en I. Gilberto Sotelo Avila. Hidráulica General. Volúmen I Fundamentos. Universidad Nacional Autónoma de México. (1976)
2. F.M. Henderson. Open Channel Flow. New York. Mc Millan - (1967)
3. Notas IV Curso Capacitación para Ing. Proyectista de Zonas de Riego. División de Educación Continua. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.- (1981)
4. Alberto Arroyo Montes de Oca.- Tesis Profesional. UNAM.- PROYECTOS TIPO DE ESTACIONES DE MEDICIONES DE CAUDALES DE AGUA POTABLE Y AGUAS DESCARGADAS POR EL SISTEMA DE DRENAJE EN EL D.F.
5. M. en I. Gilberto Sotelo Avila. Hidráulica II Segunda -- Parte. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. (1975)
6. Proyectos de Zonas de Riego.- S.A.R.H.
7. Ven Te Chow.- Open Channel Hydraulics. Mc. Graw Hill Company Inc. New York. (1964)
8. A. SCHAFER. Hidráulica y Construcciones Hidráulicas. LABOR. MEXICO.
9. Noel J. Everard.- John L. Tanner III.- Diseño de Concreto Armado. Serie de compendios Schaum.
10. Reglamento de Construcciones de concreto reforzado (ACI--318-79) y Comentarios. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. México. (1979)
11. Rodolfo Luthe.- Análisis Estructural. Serie: Método para el análisis de Sistemas de Ingeniería Vol.3.- Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A. México.
12. ILPES.- Guía para la presentación de proyectos. Siglo veintiuno Editores. (1973)
13. ANTONIO HURRIETA NECOECHEA.- Aplicaciones de la Estática.- LIMUSA WILEY.- México. (1972)

14. Armando Ignacio Ramirez Camacho.-Tesis profesional.- Instituto Politecnico Nacional.- Descripción del Proyecto de los interceptores central y oriental, así como del Emisor Central. Explicando procedimientos constructivos de la Obra que se esta llevando a cabo, México.(1972).
15. NOTAS.-OBRAS HIDRAULICAS.- DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNIVER-
SIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO. (1985).
16. PHIL M. FERGUSON.-Teoría Elemental del Concreto re-
forzado. CECSA. México.(1978).
17. TRUEBA CORONEL.- HIDRAULICA.-CECSA. México.
18. MONTES DE OCA.-TOPOGRAFIA. Representaciones y servicios
de Ingeniería. México.
19. NOTAS. BETON KALENDER.- Procedimientos para el cálculo
de columnas.- SAHOP.-México.

A N E X O S



UNAM
CLAUDE MONTEAU
CAPAL PRINCIPAL CALIFICACION
PLAZA GENERAL
NOV 1967



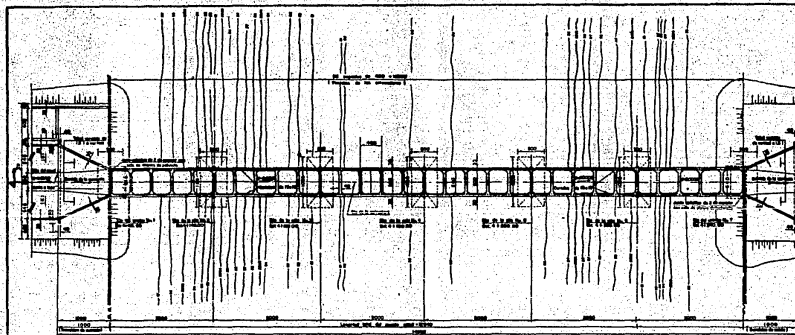
DATOS HORARIA CON EL CABLE

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

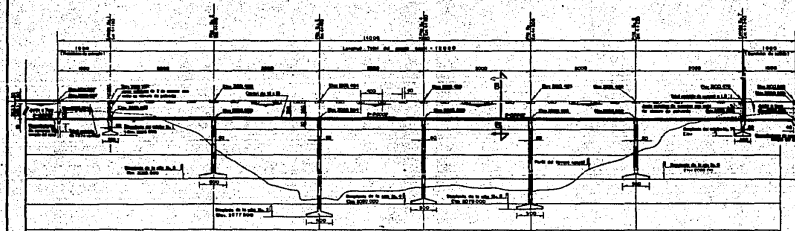
DATOS HORARIA CON DEL TIEMPO

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

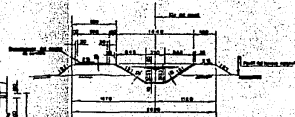
UNAM COMISIÓN NACIONAL DE ENERGÍA ATÓMICA
INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA Y CENSOS
PLANIFICACION
 AÑO 1957 PLANO N.º 1



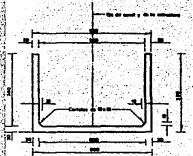
PLANTA



CORTE A-A POR EL EJE DEL PUENTE CANAL



SECCION NORMAL DEL CANAL



CORTE B-B
SECCION NORMAL DEL PUENTE-CANAL

LISTA DE MATERIALES

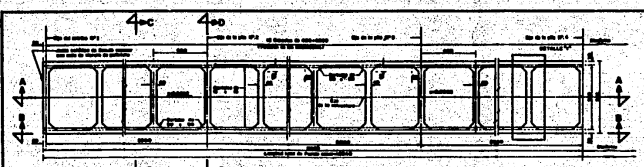
SUPERESTRUCTURA	
Acero de refuerzo en pavimento	11.000 m ²
Canchales de 10-100 kg/m ³	11.000 m ³
SUBESTRUCTURA	
Acero de refuerzo en concreto	11.000 m ²
Acero de refuerzo en concreto	11.000 m ²
TRANSICIONES	
Acero de refuerzo en concreto	11.000 m ²
Canchales de 10-100 kg/m ³	11.000 m ³
Acero de refuerzo en concreto	11.000 m ²
OTROS CONCEPTOS	
Acero de refuerzo en concreto	11.000 m ²
Canchales de 10-100 kg/m ³	11.000 m ³

DAÑOS HERRAJES DEL CANAL	
Acero de refuerzo en concreto	11.000 m ²
Canchales de 10-100 kg/m ³	11.000 m ³
Acero de refuerzo en concreto	11.000 m ²
Canchales de 10-100 kg/m ³	11.000 m ³

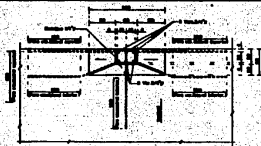
DAÑOS HERRAJES DEL PUENTE-CANAL	
Acero de refuerzo en concreto	11.000 m ²
Canchales de 10-100 kg/m ³	11.000 m ³
Acero de refuerzo en concreto	11.000 m ²
Canchales de 10-100 kg/m ³	11.000 m ³

NOTA: Este proyecto es un estudio preliminar y no garantiza la exactitud de los datos ni la viabilidad económica del proyecto. El ingeniero responsable no se hace responsable de los errores de cálculo ni de los daños que se ocasionen por el uso de este proyecto sin la debida autorización del autor. Este proyecto es un estudio preliminar y no garantiza la exactitud de los datos ni la viabilidad económica del proyecto. El ingeniero responsable no se hace responsable de los errores de cálculo ni de los daños que se ocasionen por el uso de este proyecto sin la debida autorización del autor.

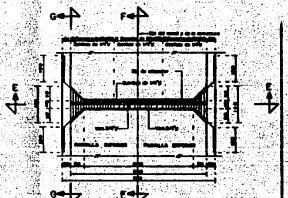
UNAM ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
INSTITUTO NACIONAL DE CALIDAD
 CALIDAD Y SEGURIDAD
 PUENTE-CANAL DEL PUENTE
 PLANO GENERAL
 000 1287 PLANO N.º



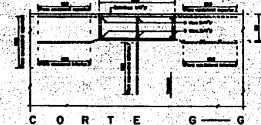
MEDIA PLANTA



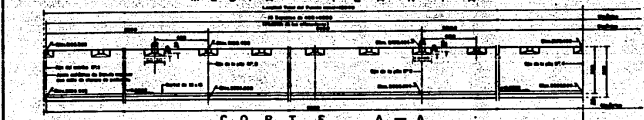
CORTE FF



DETALLE (ATRIUMS DE S)



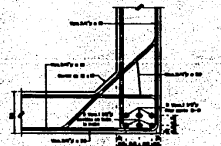
CORTE GG



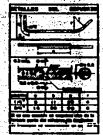
CORTE A-A
(NO SE MUESTRA SUPERFICIE)



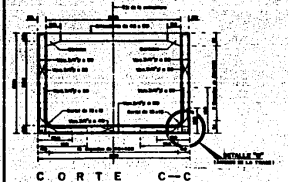
CORTE B-B



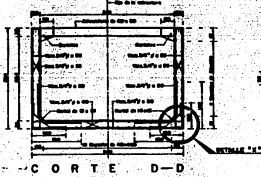
DETALLE (ARRANQUE DE LA TRAZA)



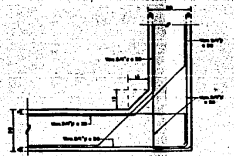
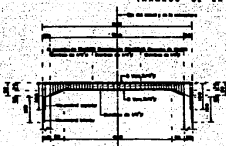
CONTRAFLECHA



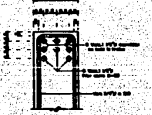
CORTE C-C



CORTE D-D



DETALLE (ARRANQUE DE LOS CARRELES)



DETALLE (ARRANQUE DE LA TRAZA)

NOTA: Se han considerado los siguientes coeficientes de seguridad: $\gamma_{Rd} = 1.35$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.50$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de resistencia es $\gamma_{Rd} = 1.35$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.50$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de servicio es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de fatiga es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de estabilidad es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de deformación excesiva es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de corrosión es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de temperatura es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de impacto es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de explosión es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de radiación es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de contaminación es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de ruido es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de vibración es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de contaminación acústica es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de contaminación lumínica es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de contaminación térmica es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de contaminación química es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de contaminación biológica es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de contaminación radiactiva es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de contaminación electromagnética es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de contaminación térmica es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de contaminación química es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de contaminación biológica es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de contaminación radiactiva es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables. El coeficiente de seguridad para el estado límite de contaminación electromagnética es $\gamma_{Rd} = 1.00$ para acciones permanentes y $\gamma_{Rd} = 1.10$ para acciones variables.

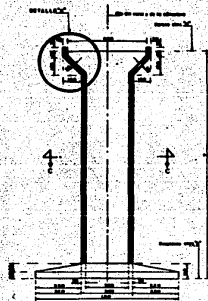
UNAM INSTITUTO NACIONAL DE ESTUDIOS Y INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

ELABORADO POR: P. MORALES

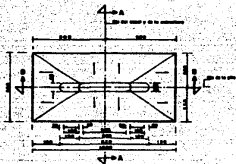
PROYECTO: CARRILERA DE 4.000 TONELADAS

SUPERESTRUCTURA

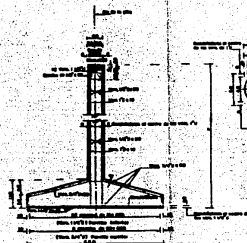
NOV. 1987



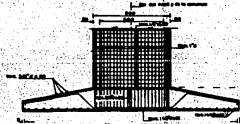
ELEVACION DE LA PILA



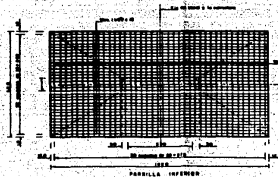
PLANTA DE LA PILA



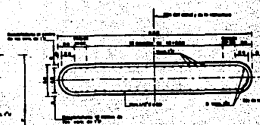
CORTE A-A



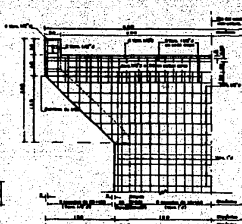
CORTE B-B



PLANTA ARMADO DE LA ZAPATA DE LA PILA



CORTE C-C



DETALLE 'B'

CARACTERISTICAS DE LAS PILAS	
NO. IDENTIFICATIVO	INDICACION
1	DIAMETRO 0.40 m ALTURA 1.00 m
2	DIAMETRO 0.40 m ALTURA 1.00 m
3	DIAMETRO 0.40 m ALTURA 1.00 m
4	DIAMETRO 0.40 m ALTURA 1.00 m
5	DIAMETRO 0.40 m ALTURA 1.00 m
6	DIAMETRO 0.40 m ALTURA 1.00 m

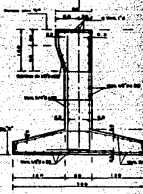
CARACTERISTICAS DE LOS ESTRIBOS	
NO. IDENTIFICATIVO	INDICACION
1	DIAMETRO 0.05 m ALTURA 0.20 m
2	DIAMETRO 0.05 m ALTURA 0.20 m
3	DIAMETRO 0.05 m ALTURA 0.20 m



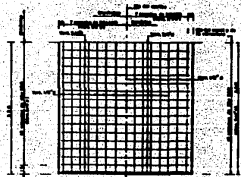
ELEVACION DEL ESTRIBO



PLANTA DEL ESTRIBO

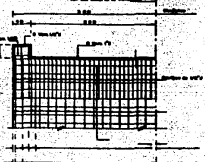


CORTE D-D



REJILLA ENFERMO REJILLA SUPERIOR

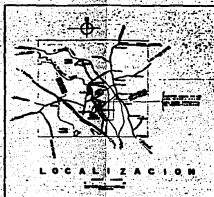
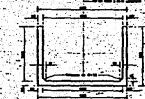
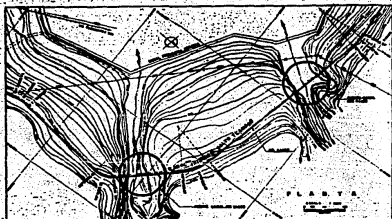
PLANTA ARMADO DE LA ZAPATA DEL ESTRIBO



CORTE E-E

NOTAS: 1. Elaborado en cumplimiento de especificaciones del proyecto.
2. El presente es un proyecto preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras sin la aprobación del ingeniero responsable de la obra.
3. El presente es un proyecto preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras sin la aprobación del ingeniero responsable de la obra.
4. El presente es un proyecto preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras sin la aprobación del ingeniero responsable de la obra.
5. El presente es un proyecto preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras sin la aprobación del ingeniero responsable de la obra.

UNAM
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO
2 LINDO REYES PEREZ
PROFESOR-CARRERA DE INGENIERIA CIVIL Y ESTRIBOS
MAY 1987 PLANO N.º 1



Longitud total	1.200 m
Longitud de canal	1.100 m
Longitud de puente	100 m
Superficie de canal	1.100 m ²
Superficie de puente	100 m ²
Superficie total	1.200 m ²



DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL	
Longitud total	1.200 m
Longitud de canal	1.100 m
Longitud de puente	100 m
Superficie de canal	1.100 m ²
Superficie de puente	100 m ²
Superficie total	1.200 m ²

DATOS DE LA OBRERA DE CONSTRUCCION DEL CANAL	
Superficie de canal	1.100 m ²
Superficie de puente	100 m ²
Superficie total	1.200 m ²

DATOS DE LA OBRERA DE CONSTRUCCION DEL PUENTE	
Superficie de canal	1.100 m ²
Superficie de puente	100 m ²
Superficie total	1.200 m ²

DATOS DE LA OBRERA DE CONSTRUCCION DEL PUENTE	
Superficie de canal	1.100 m ²
Superficie de puente	100 m ²
Superficie total	1.200 m ²

UNAM
 INSTITUTO NACIONAL DE INVESTIGACIONES Y TECNOLOGIAS
 ELEGIO YERES BARRA
 PUENTE-CANAL EN TAMPICO
 1960

