

1128

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

Distrito de Riego del Rio Yaqui, Sonora

CRUCE DEL CANAL ALTO CON EL
ARROYO DE AGUACALIENTE

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA EL PASANTE

CARLOS RAMOS AGUILAR

MEXICO, D. F.
NOVIEMBRE DE 1951



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A mi querida MADRE con el inmenso
cariño y la sincera gratitud de un hijo
que estima en todo lo que valen sus
preciosas enseñanzas.

A mi PADRE, con cariño.

A mis HERMANAS, muy afectuosamente.

A los Ingenieros Oscar Vega Argüelles
y Reynaldo Shega, así como al Doctor
Luis Rivera Castro.

A mi maestro Ingeniero Antonio Coria.

Al Ingeniero José Ortega López y a
todos los amigos y compañeros que
colaboraron conmigo.

Al Sagrado Corazón de Jesús
y a mi protectora
la Santísima Virgen de Guadalupe.

Universidad Nacional
Autónoma de
México

AÑO DEL IV CENTENARIO

NOVI LUX ORBIS QUATER SAECULARIS ANIMA PATRIAE.

Al Pasante señor CARLOS RAMOS AGULLAR,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa me es grato transcribir a usted a continuación el tema que, aprobado por esta Dirección, propuso el señor profesor ingeniero Antonio Coria para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

"La Secretaría de Recursos Hidráulicos está construyendo las -- obras requeridas para el aprovechamiento de las aguas del río Yaqui en el riego de los terrenos del Valle del Yaqui y en desarrollo de -- energía. Entre esas obras destaca por su importancia la presa de Al macenamiento Alvaro Obregón que tiene dos tomas, una baja que descargará en el mismo cauce del río y otra alta que alimentará un canal -- designado Canal Alto del Yaqui y que con una capacidad de 110 metros cúbicos por segundo conducirá las aguas desde la presa hasta la zona alta del Valle del Yaqui, en la margen izquierda del río.

En el Km. 10 del Canal Alto del Yaqui se tiene que cruzar el -- arroyo de Aguacaliente.

Se propone como tema, estudiar las alternativas factibles para hacer dicho cruce para seleccionar fundadamente la más conveniente, -- no solamente desde los puntos de vista técnico y económico, sino tam -- bién tomando en consideración el plazo perentorio de que se dispone -- para terminar la obra, las dificultades que presenta la adquisición -- oportuna de fierro y cemento y lo difícil que resulta conseguir en -- la región, obreros especializados. Para esta selección se formularán -- anteproyectos comparativos con sus respectivos presupuestos.

Después se diseñará en detalle la obra que se haya seleccionado para efectuar ese cruce, se hará el presupuesto de ella y se formulará un programa para su construcción."

Ruego a usted que tome nota del contenido de la Circular que me permite enviarle adjunta al presente, con el fin de que cumpla con el requisito a que ella alude, indispensable para sustentar su examen profesional.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F., a 3 de junio de 1951.
EL DIRECTOR

(Firmado)

Ing. José L. de Parres

	Hojas
5.- Desarenador y estructura en la descarga del Canal al Vaso.	
a.- Desarenador	123
b.- Estructura en la descarga del Canal al Vaso	125
6.- Presupuesto y programa de trabajo.	
a.- Presupuesto	128
b.- Programa de trabajo	132

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.- DESCRIPCION GENERAL DEL DISTRITO DE RIEGO DEL RIO YAQUI, Son.

Situación.- El Distrito de Riego del Río Yaqui está situado en la parte suroeste del Estado de Sonora, ocupando parte de los municipios -- de Empalme, Bacum, Alvaro Obregón, Etchojoa, Navojoa y Huatabampo.

Topografía.- La cuenca del Río Yaqui está dividida en dos porciones perfectamente definidas: la superior que constituye la zona de captación y la inferior o cono de deyección. La primera termina en Limones a unos 100 Km. aguas arriba de su desembocadura, hasta donde la -- cuenca tiene unos 77,000 Km²., presentando en su mayor parte una topografía accidentada, por estar situada en las escarpadas vertientes de -- la Sierra Madre Occidental. La segunda porción comprende la planicie -- costera que se inicia en Limones y termina en la desembocadura del río -- Yaqui en el Golfo de California.

Altitud.- La altitud de los terrenos regables varía desde 10 hasta 70 metros sobre el nivel del mar.

Clima.- Debido a la gran extensión que ocupa así como a su situación geográfica, la cuenca del río Yaqui cuenta con climas muy diversos que representan la transición del clima muy seco de la planicie costera al clima húmedo de la parte montañosa del este.

El régimen pluvial está perfectamente delimitado a dos estaciones: una, que corresponde a los meses de julio, agosto y septiembre, en la -- que tienen lugar las precipitaciones máximas, y otra, que ocurre en di-

ciembre y enero, conocida con el nombre regional de "equipatas", que es de corta duración y que en algunos años no se presenta. En varias ocasiones estas lluvias de invierno han sido extraordinariamente abundantes, originando las mayores crecientes de que se tiene noticia. La precipitación media anual en la cuenca es de 550 mm. y en la zona de riego de 250 mm.

La temperatura media anual en la zona de riego es de 27°C., registrándose una máxima de 48°C. en el mes de agosto y una mínima de -11°C en el mes de diciembre.

Las heladas se presentan muy rara vez y son de poca intensidad, por lo que no constituyen un peligro para la agricultura.

Recursos Hidráulicos.- El río Yaqui es de carácter torrencial y está formado principalmente por los ríos Aros, Bavispe y Moctezuma.

De acuerdo con los datos hidrométricos disponibles, que abarcan el período 1928-47, el escurrimiento medio anual del río Yaqui, a la altura de Tecori, fué de 2,850 millones de m³., con un máximo de 4,697 millones de m³. en el año de 1931, y un mínimo de 1,458 millones de m³ en el año de 1934.

El gasto máximo instantáneo de que se tienen datos, ocurrió en el mes de diciembre de 1914 y fué de 11,500 m³/s. El río ha llegado a secarse totalmente varios años durante el mes de junio, donde generalmente se presentan sequías extremas.

Terrenos Regables.- Los terrenos regables están comprendidos en

la gran planicie costera de la región Sur del Estado de Sonora, cruzada por el río Yaqui, el arroyo de Cocoraque y el río Mayo. La zona regable del río Yaqui está limitada al norte por las estribaciones de la sierra de Bacatete, al sur y al oeste por los terrenos alcalinos inmediatos al Golfo de California y al este por las estribaciones de la Sierra Madre Occidental y el río Mayo, abarcando una extensión de unas ... 400,000 Ha.

Cultivos.- Los principales son el arroz y el trigo y como cultivos secundarios están el maíz, ajonjolí, linaza, tomate, garbanzo, alfalfa, etc.

Poblaciones.- El centro de población más importante del Distrito es Ciudad Obregón, Son., que cuenta con unos 20,000 habitantes. Además a 50 Km. al noroeste de la desembocadura del río Yaqui, en el Golfo de California, se encuentra el importante puerto de Guaymas.

Comunicaciones.- La zona regable del río Yaqui se encuentra comunicada con el resto del país, así como con los Estados Unidos, por medio del Ferrocarril Sud-Pacífico, que atraviesa de norte a sur la parte central del Estado de Sonora, tocando las poblaciones de Nogales, Hermosillo, Ciudad Obregón y Navojoa. De las estaciones de Empalme y Corral se desprenden ramales a Guaymas y Tonichi respectivamente. Además existen otros ferrocarriles que tocan la parte alta.

El camino Guadalajara - Nogales, actualmente en construcción, atraviesa el Distrito de Riego, tocando las poblaciones de Navojoa, Ciudad Obregón y Guaymas. Existen además otros caminos que comunican diferentes puntos del Distrito y solo son transitables en épocas de secas.

Planeación General.- El conjunto de obras que se encuentran actualmente en operación, construcción o estudio en el Distrito de Riego del río Yaqui, tienen por objeto controlar las avenidas de dicho río y aprovechar sus aguas para el riego de 220,000 Ha. netas de terrenos situados en la planicie costera y para desarrollo de energía hidroeléctrica.

Primera Etapa.- Los primeros trabajos de irrigación en el desarrollo del Distrito fueron hechos por la "Sonora and Sinaloa Irrigation Company" y luego fueron continuados por la "Cia. Constructora Richardson, S. A.", aprovechando el régimen natural del río Yaqui. Las obras que se construyeron, formando así esta primera etapa, y que actualmente están en operación son:

- a).- Presa derivadora de Hornos.- Ubicada 13 Km. arriba del puente del Ferrocarril Sud-Pacífico, consiste en una estructura vertedora construída de enrocamiento y revestida de mampostería. La obra de toma es de concreto reforzado provista de compuertas deslizantes de acero, donde tiene su origen el Canal Actual.
- b).- Canal Actual.- Tiene su origen en la bocatoma de la presa derivadora de Hornos y constituye el canal principal de la margen izquierda. Al ponerse en servicio el año de 1909 tenía una capacidad inicial de 22 m³/s. y se ha ido ampliando hasta la capacidad actual que es de 125 m³/s; tiene una longitud de 72 Km. El canal Porfirio Díaz es un lateral del Canal Actual.

c).- Canales Bataconcica y Marcos Carrillo.- Estos dos canales son usados para riego de las colonias Yaquis en la margen derecha.

Con el aprovechamiento de las obras descritas, se llegó a regar una superficie de 60,000 Ha.

Segunda Etapa.- Consistió fundamentalmente en la construcción de un almacenamiento que permitiera un aprovechamiento más eficaz de las aguas del río Yaqui, así como el aumento de la superficie regada y la diversificación de la agricultura. Esta etapa utilizó las obras ya construídas, así como las que se mencionan a continuación:

a).- Presa de la Angostura.- Almacena las aguas del río Baviape para aprovecharlas, complementando el régimen natural del resto de la cuenca del río Yaqui, en satisfacer las demandas de riego para cultivos diversos en el sitio de la derivación.

Su cortina es del tipo de arco gravedad de concreto y tiene una capacidad de almacenamiento de 840 millones de m³. La capacidad de la obra de toma es de 120 m³/s. La obra de excedencias es un vertedor del tipo de cresta libre con una capacidad de 1,000 m³/s. Está localizada a 360 Km. del Distrito.

b).- Toma de Jecatacari.- Está situada en la margen derecha a 3 Km. aguas abajo de la boquilla del Oviachic, con capacidad de 15 m³/s. De aquí se deriva el canal Principal de la margen derecha, con una capacidad de 10 m³/s. y un desarrollo de 60 Km. Además se construyeron las redes de distribu

ción, de drenes y caminos necesarias.

Superficie regable.- Con las obras antes citadas se aumentó el área regable hasta un total de 117,000 Ha.

Tercera Etapa.- Consiste fundamentalmente en la construcción de la presa de almacenamiento "Alvaro Obregón" y del "Canal Alto" con su correspondiente sistema de distribución, de drenaje y de caminos, para desarrollar al máximo la superficie de riego del Distrito hasta completar 220,000 Ha. Comprende además el mejoramiento de las superficies abiertas al cultivo en la margen izquierda, durante el desarrollo de las etapas anteriores y la generación de energía hidroeléctrica en las plantas que se construyen al pie de las cortinas en las presas de La Angostura y de Alvaro Obregón. A continuación se describen las obras mencionadas:

Presa Alvaro Obregón.- Tiene por objeto almacenar las aguas del río Yaquí para aprovecharlas en el riego de los terrenos situados en la planicie costera y en la generación de energía, controlando al mismo tiempo las avenidas del río para proteger contra inundaciones las zonas de aguas abajo. Esta presa se está construyendo en la boquilla de El Oviachic, situada 12 Km. aguas arriba de la presa derivadora de Hornos. El área de la cuenca de captación es de 73,500 Km². y el vaso tiene una capacidad de 2,500 millones de m³. para riego y generación de energía y 500 millones de m³. para depósito de azolves.

En vista de las condiciones topográficas y geológicas de la boquilla, así como de los materiales de construcción disponibles, se encontró adecuada la construcción de una cortina de tipo de tierra con materiales graduados.

La presa estará provista de dos obras de toma: La Toma Baja y la Toma Alta.

La Toma Baja se localizó en la margen derecha, bajo la ladera del cerro del Oviachic y estará formada por 3 túneles en los que se alojarán tuberías de presión, su capacidad total es de 154 m³/s. y por esta toma se harán las extracciones que se arrojarán al cauce para derivarse en las respectivas obras de toma de los canales Principal de la margin derecha, Marcos Carrillo, Actual y Occidental.

Durante la construcción la desviación de la corriente se efectúa a través de un tajo con anchura de plantilla de 70 m., situado en el lado izquierdo del cauce y posteriormente se hará a través de los tres túneles construídos para la Toma Baja.

Obra de Toma Alta.- Se localizó en la ladera izquierda por la necesidad de dar riego a las tierras de la margen izquierda del río Yaqui. Tiene una elevación de plantilla en el acceso de 22.00 m., arriba de la correspondiente a la toma baja, o sea a la elevación de 80.00 m. Para dar el gasto de 100 m³/s. se diseñó una torre de toma de concreto de 34.65 m. de altura, que tiene acceso desde la corona de la cortina por medio de un puente de concreto de 48 m. de longitud. La operación de la toma se hará mediante 6 compuertas deslizantes de 2.53x3.50 m. para emergencia y otras 6 de 2.53x3.05 m. para servicio, accionadas desde la torre de toma. Son parte de esta toma dos conductos de concreto de sección ovoide de 5.09 m. de altura, 85.45 m. de longitud y 0.002 de pendiente, y están ligados a la sección normal del Canal Alto por medio de un colchón amortiguador. La torre de toma se ligó a estos conductos -

mediante una transición de concreto reforzado en que las secciones varían desde la de los seis conductos rectangulares en que se alojan las compuertas a las de los dos conductos de sección ovoidal.

La obra de excedencias es un vertedor alojado en el puerto del Pochote, situado en la margen derecha. Es del tipo de abanico, de cresta libre con planta en curva y de perfil Creager con una capacidad de 11,100 m³/s.

Sistema de Canales.- Atendiendo a que los recursos hidráulicos -- del río Yaqui son limitados con relación a la extensión de los terrenos agrícolas disponibles, los canales actualmente en servicio conservarán sus características y continuarán regando las mismas superficies que -- riegan actualmente y los canales nuevos regarán las superficies correspondientes a la ampliación del Distrito, o sean 103,000 Ha. nuevas hasta completar las 220,000 Ha. que se beneficiarán a la terminación de -- las obras.

Drenaje.- Como complemento de las obras citadas se está construyendo actualmente el sistema de drenaje de la zona dominada por el Canal Actual, pues ya se ha dejado sentir la necesidad de tales obras, y se construirá el de la zona dominada por el Canal Alto, debidamente ligado con aquel.

Planta Hidroeléctrica de Alvaro Obregón.- La construcción de la -- presa Alvaro Obregón permitirá utilizar para fines de generación la -- presa de la Angostura, y además parte de su almacenamiento será utilizado en generación de energía, a través de la Toma Baja. Con esta --- planta se tendrá una generación media anual de 113,000,000 KWH.

Planta Hidroeléctrica de La Angostura.- Se instalará al pie de la cortina y podrá generar energía con un ciclo estrictamente adecuado a las necesidades del servicio eléctrico y tendrá una generación media anual de 40.000,000 KWH.

2.- PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DEL TRAMO MUERTO DEL CANAL ALTO.

El Canal Alto desde su origen en la obra de Toma Alta de la presa Alvaro Obregón conducirá las aguas hasta la zona alta del Valle del Yáqui en la margen izquierda del río. Su longitud total es de 121 Km., de los cuales corresponden 35 Km. al tramo muerto.

En su tramo muerto el canal sigue una dirección general de Norte hacia Sur, estando localizado en las estribaciones de la sierra, por lo que se encuentra con una topografía accidentada y con el cruce de varios arroyos y barrancas.

Las estructuras que se construirán para asegurar el buen funcionamiento del canal serán:

- a).- Desfogues parciales de excedencias, que son estructuras de control con el objeto de aliviar al canal de gastos excedentes, impidiendo la sobreelevación del agua.
- b).- Desfogues totales, que son estructuras de desviación con el fin de vaciar el canal.
- c).- Represas, que son estructuras de control adicionales a los desfogues y que sirven para controlar el escurrimiento y tirante del agua del canal aguas arriba de ellas.

Además, en los lugares del trazo del canal en donde las condiciones topográficas lo requieran, se construirán estructuras tales como si

fonos, túneles, entradas al canal y construcción de bordos para formar pequeños embalses, tomando en consideración los puntos de vista técnicos y económicos.

El tramo muerto del canal irá revestido de concreto hasta el Km. 35, dadas las ventajas técnicas y económicas que representa, pues aunque requiere una inversión inicial mayor que en el caso de canal no revestido, resulta más barato a la larga, pues necesita un gasto de conservación muy reducido; además de tener la ventaja de que las pérdidas por filtración casi son nulas, lo que permite un mayor aprovechamiento de las aguas almacenadas.

Al Canal Alto, a pesar de que su sección es revestida de concreto, se le ha dado una pendiente de 0.0003 con el objeto de que pueda regar el máximo posible de terrenos en la zona alta del valle del Yaqui.

La sección del canal revestido de concreto se puede ver en el plano No. 1, siendo sus datos hidráulicos los siguientes:

$b = 6.00$ m.	$r = 2.47$ m.
$d = 4.29$ m.	$s = 0.0003$
$A_c = 48.75$ m.	$v = 2.26$ m/s.
$n = 0.014$	$Q = 110.00$ m ³ /s.

3.- ESTUDIO DEL CRUCE DEL CANAL ALTO CON EL ARROYO DE AGUACALIENTE.

En el Km. 10;300 el Canal Alto cruza al arroyo de Aguacaliente, que es un afluente del río Yaqui, al cual desemboca entre la estación hidrométrica que la Secretaría de Recursos Hidráulicos tiene instalada en Chículi y la presa derivadora de Hornos.

Después de recorrer la ladera poniente del cerro de Chículi, el Canal Alto cruza el arroyo de Aguacaliente, continuando su recorrido rodeando por la falda Poniente al cerro de la Cabra, tal como se vé en el

Plano No. 1. La longitud de dicho cruce es de 690 m. y la profundidad desde la plantilla del canal hasta el fondo del cauce es de 18 m.

El sitio elegido para este cruce es el más conveniente, tanto técnica como económicamente, pues al tratar de cambiar su localización buscando un lugar de cruce más estrecho, se aumentaría considerablemente la longitud del canal y el costo de construcción y conservación resulta muy elevado en esta zona porque se alojaría el trazo en la falda Sur -- del cerro de Chículli, que tiene pendientes muy fuertes. En consecuencia el pequeño acortamiento en la longitud del cruce que se consiguiera, no justificaría la modificación del trazo propuesto.

Las soluciones factibles que se presentan para efectuar el cruce son las siguientes:

- 1.- Cruce directo mediante un puente canal.
- 2.- Cruce directo mediante un sifón invertido.
- 3.- Cruce mediante la construcción de una cortina sobre el cauce del arroyo de Aguacaliente para formar un vaso.

La elección entre el puente canal y el sifón resalta a la simple vista, pues el puente canal erogaría un costo de mayor consideración debido a que el costo de sus pilas por su considerable altura, (en el centro del cruce tendrían 20 m.), no es comparable con el costo de la excavación para el asiento del sifón. Además, el sifón ofrece mayor seguridad que el puente canal y requiere un costo menor de conservación.

Por las razones técnicas y económicas arriba citadas, no creo que sea necesario hacer un estudio económico del puente canal, al cual desecho desde luego.

El sifón invertido tiene un funcionamiento automático y su eficiencia es máxima, presentando un alto grado de seguridad, por lo que desde el punto de vista técnico se considera indicado para cruzar el arroyo de Aguacaliente.

La tercera solución consiste en construir una cortina sobre el cauce del arroyo de Aguacaliente para formar un vaso. El canal descargaría en el vaso por el extremo derecho de la cortina, correría por el embalse del vaso con dirección hacia aguas arriba y saldría por una saliente lateral de la curva de embalse donde quedaría la estructura de toma (Plano No.1).

A las avenidas del arroyo que lleguen al vaso, que permanece lleno, se les dará salida por un vertedor con una capacidad tal que garantice, dentro de la incertidumbre propia de estas obras, la seguridad de la presa.

La cortina con sus obras auxiliares, substituiría al sifón y a ...
3.68 Km. del canal.

Al igual que con el gasto de la máxima avenida, se presenta duda en la cantidad de azolves que se depositen en el vaso por no tener datos directos, pero dadas las características de la cuenca del arroyo y de su pendiente, se cree que dicho depósito no pase de los límites de seguridad del vaso.

Técnicamente la eficiencia del embalse es correcta, presentando la pequeña ventaja de aprovechar las insignificantes avenidas del arroyo que tiene un volumen escurrido medio anual de $31.5 \times 10^9 \text{ m}^3$.

Como las soluciones del sifón invertido y de la cortina son técnicamente eficientes, a continuación formularé ante-proyectos comparativos con sus respectivos presupuestos.

Para elegir la solución más adecuada tomaré en cuenta los aspectos: económico, de seguridad, constructivo y de operación.

CAPITULO II

ANTEPROYECTOS

ANTEPROYECTO I. -

Alternativa del sifón invertido más canal.- Un sifón invertido - consiste en un conducto que puede ser de madera, mampostería, concreto reforzado, palastro de acero o fierro fundido, que se utiliza para salvar una depresión, siguiendo aproximadamente el perfil de ella en el lugar de cruce. El tipo de material usado en la construcción del conducto, depende principalmente de la presión hidrostática. Los de concreto se recomiendan eficientemente para cargas hasta de 50 m., y pueden colarse en la obra o ser pre-fabricados.

Los de fundición se emplean para cargas mayores de 50 m. siempre que su diámetro no exceda de 0.50 m., y, los de palastro, se usan en los casos de diámetros mayores, y van soldados o remachados en sus uniones longitudinales y transversales.

Dadas las características torrenciales del arroyo de Aguacaliente, el sifón irá enterrado en el cauce para así evitar los impactos de grandes piedras y troncos de árboles que pueda arrastrar el arroyo en sus crecientes. El material que se usará para su construcción será concreto, dado que la carga máxima sobre el fondo del sifón es de 29.50 m.

La sección transversal adoptada para el conducto es la usada por el Bureau of Reclamation Service de forma interior circular y cuya forma exterior reduce considerablemente los costos de moldes además de --

proporcionar un mejor apoyo al tubo. Las especificaciones requieren, generalmente, que el fondo de la zanja se haga de manera que sirva de molde para la base del tubo.

Cálculos hidráulicos.- Se acepta una velocidad máxima en el conducto de 2.75 m/s.

$$\therefore A = \frac{Q}{V} = \frac{110}{2.75} = 40.00 \text{ m}^2.$$

Para seleccionar el diámetro de los conductos que se van a usar se presentan tres soluciones probables: un conducto de 7.14 m. de diámetro, 2 conductos de 5.05 m. ó 3 de 4.12 m.

Se han elegido los dos conductos de 5.05 m. de diámetro porque su volumen de excavación es menor que en los otros dos casos y porque la excavación no se necesita profundizar hasta la roca como sería en el caso del de 7.14 m. de diámetro.

Para vencer las pérdidas se ha dado un desnivel de 1.10 m. entre la entrada y la salida del sifón.

La localización de los conductos así como sus diferentes elevaciones pueden verse en el plano No. 2.

Los datos hidráulicos del sifón son los siguientes:

$$Q = 110.00 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$D = 5.05 \text{ m}.$$

$$V = 2.75 \text{ m/s}.$$

$$r = 1.263 \text{ m}.$$

$$A = 40.00 \text{ m}^2.$$

$$n = 0.015$$

En la siguiente tabla se dá la longitud de los conductos del sifón y en la cual:

S = pendiente del tramo.

α = ang. tan. S.

$\lambda = \frac{\lambda'}{\cos \alpha}$ = longitud real de los conductos.

λ' = longitud horizontal de los conductos.

Tramo	De Km. a Km.	S	α	λ
I	10:350 a 10:450	0.07375	4°13'	100.30 m.
II	10:450 a 10:520	0.17140	9°43'	71.10 "
III	10:520 a 10:555	0.12860	7°20'	35.30 "
IV	10:555 a 10:960	0.03086	1°46'	405.10 "
V	10:960 a 11:020	0.17100	9°42'	60.90 "

$$\Sigma = 672.70 \text{ m.}$$

Las plantillas de los diferentes tramos de los conductos se ligarán mediante curvas circulares verticales de 20.00 m. de radio.

Curva 1.

$$\Delta_1 = \alpha_2 - \alpha_1 = 9°43' - 4°13' = 5°30' = 5.5^\circ$$

Curva 2.

$$\Delta_2 = \alpha_2 - \alpha_3 = 9°43' - 7°20' = 2°23' = 2.38^\circ$$

Curva 3.

$$\Delta_3 = \alpha_3 + \alpha_4 = 7°20' + 1°46' = 9°06' = 9.10^\circ$$

Curva 4.

$$\Delta_4 = \alpha_5 - \alpha_4 = 9^{\circ}42' - 1^{\circ}46' = 7^{\circ}56' = 7.93^{\circ}$$

Diseño hidráulico de las transiciones abiertas.- Para evitar turbulencias que ocasionen una pérdida de carga considerable al pasar en forma brusca de una sección transversal dada a otra de características diferentes, se procura hacer dicho cambio en forma gradual, dándosele a esta zona de liga el nombre de transición.

Con el fin de que las transiciones tengan un mejor funcionamiento hidráulico su longitud debe ser tal que el ángulo que forma la traza de la superficie libre del agua con el talud variable de la transición y el eje del canal no sea mayor de $22^{\circ}30'$.

Para una eficiencia igual la transición de entrada puede ser más corta que la de salida, pero en la práctica se hacen de la misma longitud para facilitar su construcción. Las pérdidas de carga en la transición de salida son aproximadamente el doble de las de la transición de entrada.

Las transiciones alabeadas son más eficientes que las rectas debido a que no tienen quiebres bruscos, por lo que se recomienda usarlas en proyectos de importancia en que las velocidades sean mayores de ---- 1.75 m/s. como es el caso del sifón que se estudia.

Como una aproximación para el anteproyecto voy a considerar que -- tanto la transición abierta de la entrada como la de salida son rectas, siendo su longitud de 10.00 m., pues con esta dimensión se cumple el requisito hidráulico ya enunciado.

Transiciones cerradas.- Se hacen con el objeto de evitar las pérdidas de carga debidas al cambio brusco de la sección rectangular en los extremos de los conductos a la sección circular en el interior de los mismos. Se recomienda que la longitud de estas transiciones sea mayor que el doble de su diámetro por lo que en este caso se les ha da do una longitud de 12.00 m., pudiendo verse su diseño en el plano No.2.

Las secciones rectangulares de los extremos de los conductos van a tener obstrucciones debidas a las guías intermedias que sirven de apoyo a las agujas.

Pérdidas de carga.- A continuación se dan las pérdidas de carga en el sifón:

1.- A la entrada.

a) Transición de entrada.

$$h_1 = 0.10 \Delta h_v = 0.10 (h_{vs} - h_{vc})$$

$$h_1 = 0.10 (0.388 - 0.26) = 0.013 \text{ m.}$$

b) Obstrucción a la entrada.

$$h_2 = 0.10 \times h_{vs}$$

$$h_2 = 0.10 \times 0.388 = 0.039$$

Suma de pérdidas a la entrada:

$$\underline{h_e = 0.052 \text{ m.} \approx 0.05 \text{ m.}}$$

2.- Fricción en los conductos

$$h_f = \left(\frac{v n}{r} \right)^2 \times l$$

$$\text{en donde: } v = 2.75 \text{ m/s.; } n = 0.015 ; r = 1.26 \text{ m.; } l = 672.30 \text{ m.}$$

$$\underline{h_f = 0.78 \text{ m.}}$$

3.- Pérdidas por curvatura.

$$h_c = 0.25 \sqrt{\frac{\Delta \sigma}{900}} \times \frac{v^2}{2g} = 0.096 \sqrt{\frac{\Delta \sigma}{900}}$$

Curva	h_c
1	0.024 m.
2	0.016 "
3	0.031 "
4	0.029 "

$$\sum h_c = 0.100 \text{ m.}$$

4.- A la salida.

a) Obstrucción a la salida

$$h_3 = 0.20 \text{ hvs}$$

$$h_3 = 0.20 \times 0.388 = 0.078 \text{ m.}$$

b) Transición de salida.

$$h_4 = 0.20 \Delta h_v = 0.20 (h_{vs} - h_{vc})$$

$$h_4 = 0.20 (0.388 - 0.201) = 0.025 \text{ m.}$$

Suma de pérdidas a la salida:

$$h_s = 0.103 \text{ m.} \approx 0.10 \text{ m.}$$

Resumen de pérdidas de carga:

Entrada	5 cm.
Fricción	78 "
Curvatura	10 "
Salida	10 "

Total 103 cm. < 110 cm. (desnivel disponible)

No se produce sobre-elevación del tirante aguas arriba del sifón.

Cálculo estructural.-

Puesto que se trata de un anteproyecto, las secciones para el sifón las adapto de otros proyectos semejantes que ha hecho la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Cabe hacer notar que en dichos proyectos las secciones de los conductos se calcularon usando los diagramas que para el efecto ha elaborado el Bureau of Reclamation Service, y que las secciones de las transiciones cerradas se consideraron como marcos rígidos, habiéndose estudiado cada sección para los siguientes tipos de carga:

1o.- Conducto lleno.

a) Con cargas exteriores.

b) Sin cargas exteriores.

2o.- Conducto vacío con cargas exteriores.

En todo el proyecto se ha trabajado con $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$. y $f_s = 1205 \text{ Kg/cm}^2$. y el armado y espesor de las diferentes secciones se puede ver en el plano No. 2.

El sifón se colará por tramos de 0 m., los que se unirán entre sí por medio de juntas metálicas, tal como se indica en el plano No. 2, a fin de lograr el máximo de impermeabilidad.

Estructuras auxiliares del sifón.-

Como obras anexas al sifón para su buen funcionamiento, se necesitan una represa, un desagüe total y otro de excedencias, así como unas agujas a la entrada y a la salida de los conductos.

El objeto de las agujas es el de obstruir el paso del agua cuando se trata de limpiar o de reparar los conductos, extrayéndose el agua -

que quede dentro de ellos por medio de válvulas de purga que descarguen directamente al cauce del arroyo por medio de un canal protegido de enrocamiento.

Las válvulas de purga se van a situar en la parte superior de los conductos a la cota 61.00 m. de la estación 10 + 525.

Dicho sitio fue elegido tomando en consideración de que las válvulas no quedaran dentro del cauce del arroyo y de que debían estar a la máxima profundidad posible.

Como la parte más baja de la plantilla del sifón está en la cota 51.55 m., el agua que no salga por las válvulas se extraerá mediante una bomba portátil, a fin de lograr el vaciado completo de los conductos.

Las válvulas serán de mariposa de 20" ϕ , estando conectadas a los conductos por medio de unas "Y" standard de 45° x 20" de F.F. y van a ir alojadas dentro de unas casetas de concreto que van apoyadas en canchiliver sobre los conductos y que están provistas de una tapa superior de lámina de acero para permitir el acceso a las válvulas, tal como se puede ver en el plano No. 2.

Las válvulas están proyectadas para resistir una carga máxima de trabajo de 25 m. de agua.

Para impedir la sobreelevación del tirante en el canal y para garantizar el funcionamiento del sifón, se ha proyectado construir en el Km. 8+190 del canal, un desfogue parcial de excedencias para un gasto de 44.1 m³/seg. Esta estructura será un sifón de cebado automático, -

puesto que requiere una longitud de cresta muy pequeña para un gasto que cualquier otro tipo de vertedor no podría dar sino con una sobre-elevación grande del nivel del agua.

Asimismo, para proteger tanto al sifón como al canal en caso de emergencia, se ha proyectado en la margen derecha, en el Km. 9;998, - un desfogue total con el objeto de desviar el canal. Dicha estructura estará formada por 2 compuertas radiales no automáticas de 3.50 x 4.50 m. y dadas las condiciones topográficas no necesitará canal de - descarga.

Como una estructura de control adicional al desfogue total, en - el Km. 10 ; 178 se construirá una represa que constará de 2 compuertas radiales de 3.50 x 4.50 m.

Las agujas de la entrada del sifón tienen el mismo objeto que la represa, pero por ser su operación muy complicada sólo se usarán en - caso de emergencia o cuando se necesite sóloamente cerrar uno de los - conductos del sifón.

Siendo los desfogues total y excedencias, así como la represa, - necesarios tanto para el buen funcionamiento del canal como el del si fón, y puesto que en la resolución de la cortina dichas estructuras - son también necesarias para un eficiente funcionamiento del canal y - del vaso, no las voy a incluir dentro de los presupuestos comparati-- vos de dichas alternativas.

Tramo de canal.-

La alternativa de la construcción de la cortina substituye al si fón y al tramo de canal comprendido entre las estaciones 11;070 y - - 14;750.

Dicho tramo, que tiene una longitud de 5.68 Km., irá excavado en la falda Poniente del cerro de la Cabra en un terreno rocoso. El canal estará revestido de concreto, siendo su sección transversal la indicada en el plano No. 1.

PRESUPUESTO

C o n c e p t o	Clase de Trab.		C o s t o	
	Cant.	Unid.	Unit.	Total
<u>Sifón:</u>				
Excavación	54,000	m ³ .	\$ 3.50	\$ 191,100.00
Concreto reforzado	15,550	m ³ .	222.00	3,003,650.00
Acero de refuerzo	2,215	Ton.	1,700.00	3,765,500.00
Acero estructural	2,000	Kg.	2.50	6,500.00
Placa de acero de 1/8 x 8"	2,450	m.	13.00	31,850.00
Válvulas de purga de 20" ø	2	Pza.	13,850.00	27,700.00
				\$ 7,026,310.00
<u>Canal: (del 11 ; 070 al 14 ; 750)</u>				
Excavación en roca	279,000	m ³ .	\$ 7.00	\$ 1,953,000.00
Concreto simple	7,950	m ³ .	140.00	1,113,000.00
Preparación de la sub-rasante.	68,000	m ³ .	3.00	204,000.00
				\$ 3,270,000.00

Total (sifón más canal) \$ 10,296,310.00

ANTEPROYECTO II.- Alternativa de la Cortina.- Como ya se dijo --
someramente, esta alternativa consistirá en la construcción de una --
cortina sobre el cauce del arroyo de Aguacaliente para formar un vaso,
para que el agua descargada por el canal a través de una estructura -
de control, corra por el vaso en dirección de aguas arriba hasta sa--
lir por la obra de toma que estará provista de un desarenador.

Además de servir como cruce, este vaso podría servir para almace--
nar las aguas del arroyo con el fin de aprovecharlas para riego, pero
dado que el nivel de aguas máximas y la elevación de la cresta del Ver--
tedor están en función de la plantilla del canal, tanto en la descar--
ga al vaso como en la obra de toma respectivamente, el vaso no puede--
utilizarse con tal fin.

Lo que si es factible, es la posibilidad de aprovechar para rie--
go, aunque de una manera ocasional, los pequeños volúmenes aportados--
por el arroyo que es del tipo torrencial. (El escurrimiento medio ---
anual del arroyo es de 31.5×10^9 m³.)

El sitio de cruce se presta para el desarrollo de esta solución,
pues reúne las siguientes características:

1.- Estrechamiento que requiere una cortina relativamente peque--
ña y económica con suelo y subsuelo adecuados para soportar la cons--
trucción.

2.- Vaso impermeable.

3.- Una topografía que facilite la construcción de una obra de -
excedencias segura y eficiente.

4.- El lugar elegido para situar la obra de toma, permite hacer un ahorro de 5.68 Km. de canal revestido, con lo que se logra una economía importante.

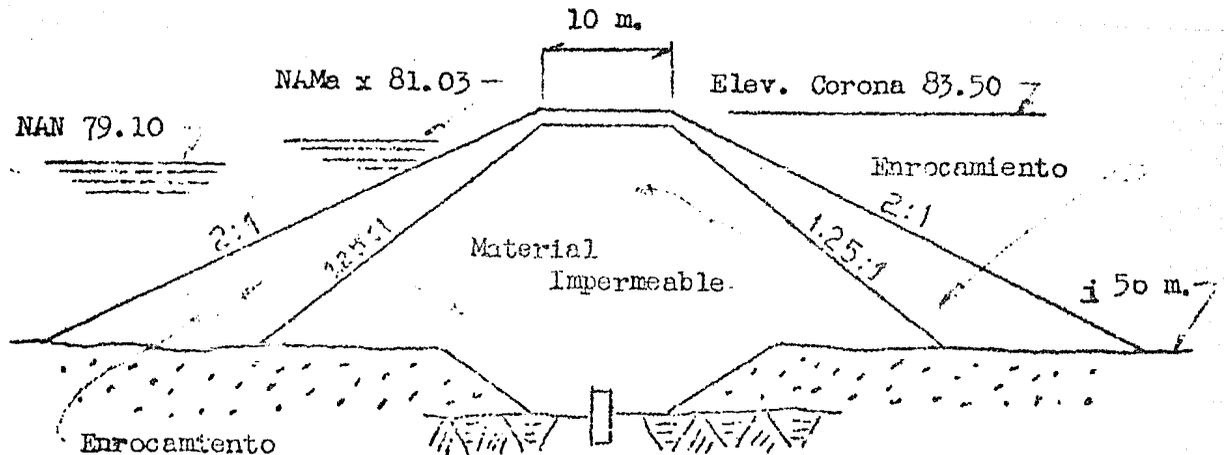
5.- Hay materiales disponibles para la construcción de la cortina.

6.- Se cree que el azolve depositado no excederá al nivel de la plantilla de la toma en el transcurso de la vida útil de la obra (50 años).

El eje de la cortina parte del Km. 10 + 123.62 del canal y corre en dirección noreste-suroeste, hasta empotrarse en un cerro situado al noroeste del cerro de La Cabra. (Veáse Plano No. 3)

La cortina será del tipo de tierra y encoframiento y se propone -- que los taludes de la zona impermeable sean de 1.25: 1 y que sobre --- ellos vaya, a ambos lados, una zona de enrocamiento con taludes de 2:1. A la corona se le dará un ancho de 10 m. y la zona impermeable se ligará a la roca de la cimentación por medio de un dentellón de concreto. Las exploraciones geológicas hechas en la boquilla por el sistema de pozos a cielo abierto permiten ver que la roca se encuentra a una profundidad máxima de 10.5 m. en el cauce del arroyo, y que en las laderas aflora a la superficie.

La sección máxima de la cortina que se propone es la siguiente:



La obra de toma se encuentra sobre el Canal Alto, en la estación - 14 + 749.00 que está localizada en el puerto situado entre los cerros - de la Cabra y del Bacacique.

Su plantilla está a la elevación que le corresponde en esa esta- ción al canal y que es la 74.42 m.

El canal de acceso tendrá un ancho de plantilla de 10.00 m. y ta- ludes de 1.5:1.

Para la toma podríamos emplear diversos tipos de estructuras, ha- biéndose elegido una constituida por compuertas radiales no automáti- cas. El número y dimensiones de dichas compuertas está supeditado a - las condiciones hidráulicas. Después de varios tanteos, se observó -- que lo más conveniente desde los puntos de vista hidráulico y económi- co, es instalar dos compuertas radiales de 4.50 x 4.15 m.

La liga entre la obra de toma y la sección normal del Canal Alto se hará mediante una transición de 10.00 m. de longitud, para tratar de normalizar el régimen del escurrimiento en dicho canal.

El desarenador se ha situado adyacente a la obra de toma y de manera que forme con ella un ángulo cercano al resto.

La plantilla del canal de acceso se fijó a una elevación de - - - 72.50 m., o sea 1.92 m. mas abajo que la de la obra de toma, ya que -- también servirá como canal de limpia. Esto tiene por objeto evitar la entrada de materiales gruesos en el canal de riego.

La plantilla del desarenador se ha fijado a la misma elevación -- que la del canal de acceso.

Este desarenador será una estructura semejante a la toma y consta rá de dos aberturas cerradas y reguladas por compuertas radiales no - automáticas de 4.00 x 4.00 m. y su descarga al terreno natural será - por medio de un corto canal.

En este caso se van a usar dos compuertas radiales de 4.00 x 4.00 m., puesto que se ha considerado que reúnen el requisito anterior, según se puede ver en sus respectivos cálculos hidráulicos.

Tanto esta estructura como la obra de toma llevarán puentes carreteros con el objeto de ligar el dique con que se cierra el puerto, como puede verse en el plano No. 5.

Estos puentes se apoyarán sobre las pilas de concreto que servirán de apoyo y de separación a las compuertas que serán manejadas des-

de un puente de maniobras.

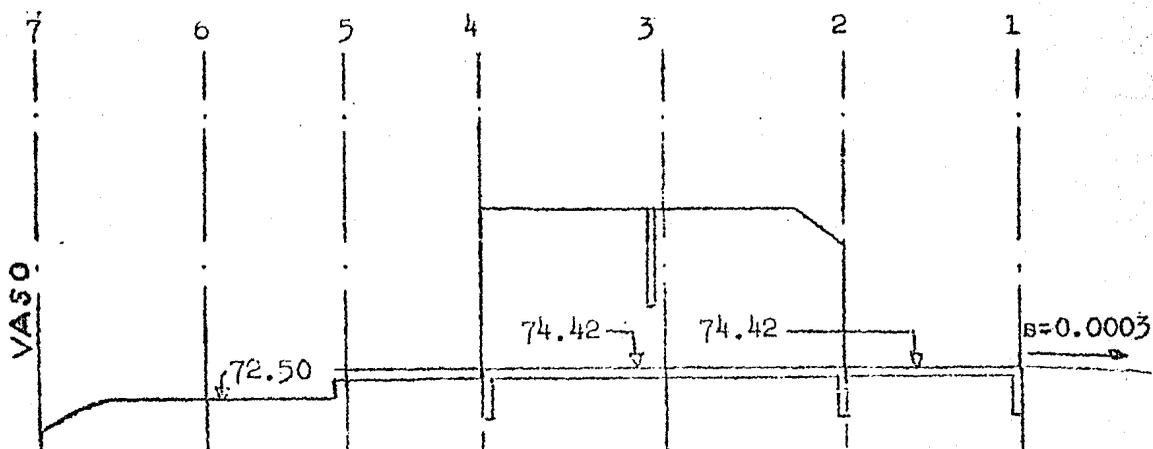
Cálculos hidráulicos de la Obra de Toma.- Tendrán como base el -
determinar la carga mínima que nos permita extraer por dicha toma el
gasto máximo necesario en el Canal Alto y que es de 110 m³/s.

El número y dimensiones de las compuertas que se deban usar, de-
pende de las condiciones hidráulicas, por lo que deben hacerse varias
alternativas para elegir la más conveniente.

En este caso se vió que lo mejor es colocar dos compuertas radia-
les de 4.50 x 4.15 m., por obtenerse con ellas un nivel bastante bajo
en las aguas del vaso y que nos dá la carga mínima de operación.

El procedimiento de cálculo va a consistir en determinar las pér-
didas de carga, para lo que habrá necesidad de aplicar Bernoulli en -
diferentes secciones a partir de la sección regular del Canal Alto a
la salida de la toma y cuyo tirante normal servirá como base.

Las secciones que considerará serán las que se muestran en el si-
guiente corte esquemático.



a) Aplicando Bernoulli entre (1) y (2).

$$d_1 + hv_1 + 0.2 \Delta hv = d_2 + hv_2$$

$$d_1 = 4.29 \text{ m.}; hv_1 = \frac{2.26^2}{19.62} = 0.261 \text{ m.}$$

$$4.29 + 0.261 = d_2 + hv_2 - 0.2 \Delta hv.$$

Suponiendo $d_2 = 4.20 \text{ m.}$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{110}{4.20 \times 9.6} = 2.73 \text{ m/s.}$$

$$hv_2 = \frac{2.73^2}{19.62} = 0.380 \text{ m.}$$

Pérdida por transición de salida.

$$0.2 \Delta hv = 0.2 (hv_2 - hv_1) = 0.2 (0.380 - 0.261) = \underline{\underline{0.024 \text{ m.}}}$$
$$4.551 \approx 4.20 + 0.380 - 0.024 = 4.556$$

Por lo que se acepta el tirante supuesto.

b) Aplicando Bernoulli entre (2) y (3)

$$d_2 + hv_2 + 0.2 \Delta hv = d_3 + hv_3$$

$$d_2 = 4.20 \text{ m.} \quad hv_2 = 0.380 \text{ m.}$$

Se desprecia la pérdida por fricción.

$$4.20 + 0.380 = d_3 + hv_3 - 0.2 \Delta hv.$$

Suponiendo $d_3 = 4.15 \text{ m.}$

$$v_3 = \frac{110}{4.15 \times 9.00} = 2.946 \text{ m/s}; hv_3 = 0.443 \text{ m.}$$

Pérdida a la salida de la pila.

$$0.2 \Delta hv = 0.2 (0.443 - 0.380) = \underline{\underline{0.013 \text{ m.}}}$$

$$4.580 = 4.15 + 0.443 - 0.013 = 4.580$$

Por lo que se acepta el tirante supuesto.

c) Aplicando Bernoulli entre (3) y (4).

$$d_3 + hv_3 + 0.1 \Delta hv = d_4 + hv_4$$

$$d_3 = 4.15 \text{ m.} \quad hv_3 = 0.443 \text{ m.}$$

$$4.15 + 0.443 = d_4 + hv_4 - 0.1 \Delta hv.$$

Suponiendo $d_4 = 4.23 \text{ m.}$

$$v_4 = \frac{110}{4.23 \times 9.8} = 2.710 \text{ m/s.} \quad hv_4 = 0.374 \text{ m.}$$

Pérdida a la entrada de la pila.

$$0.1 \Delta hv = (0.443 - 0.374) 0.1 = \underline{0.007 \text{ m.}}$$

$$4.593 \approx 4.23 + 0.374 - 0.007 = 4.597 \text{ m.}$$

Por lo que se acepta el tirante supuesto.

d) Aplicando Bernoulli entre (4) y (5).

$$d_4 + hv_4 + 0.1 \Delta hv = d_5 + hv_5$$

$$d_4 = 4.23 \text{ m.} \quad hv_4 = 0.374 \text{ m.}$$

$$4.23 + 0.374 = d_5 + hv_5 - 0.1 \Delta hv.$$

Suponiendo $d_5 = 4.50 \text{ m.}$

$$v_5 = \frac{110}{4.50 \times 15.00} = 1.565 \text{ m/s; } hv_5 = 0.125 \text{ m.}$$

Pérdida por transición de entrada.

$$0.1 \Delta hv = 0.1 (0.374 - 0.125) = \underline{0.025 \text{ m.}}$$

$$4.604 \approx 4.50 + 0.125 - 0.025 = 4.600 \text{ m.}$$

Por lo que se acepta el tirante supuesto.

e) Aplicando Bernoulli entre (5) y (6).

$$d_5 + hv_5 + h_b = d_6 + hv_6 - y_6$$

$$d_5 = 4.50 \text{ m.;} \quad hv_5 = 0.125 \text{ m.}$$

$$h_b = \text{Pérdida por ensanchamiento brusco} = 0.5 \Delta hv.$$

$$y_6 = 74.42 - 72.50 = 1.92 \text{ m.}$$

$$4.50 + 0.125 = d_0 - h_{v_0} - y_0 - h_b$$

Suponiendo $d_0 = 0.55$ m.

$$v_0 = \frac{110}{0.50 (10.00 + 1.5 \times 0.50)} = 0.859 \text{ m/s} \quad h_{v_0} = 0.037 \text{ m.}$$

$$0.5 \Delta h_v = 0.5 (0.125 - 0.037) = \underline{0.044 \text{ m.}}$$

$$4.525 \pm 0.55 + 0.037 - 1.92 - 0.044 = 4.623$$

Por lo que se acepta el tirante supuesto.

f) Aplicando Bernoulli entre (o) y el vaso de Aguacaliente.

$$d_0 + h_{v_0} + h_e = d_7$$

$$d_0 = 0.55 \text{ m.}; \quad h_{v_0} = 0.037 \text{ m.}$$

$$h_e = \text{pérdida por entrada al canal de acceso} = 0.40 \Delta h_v.$$

$$h_e = 0.40 \times 0.037 = \underline{0.015 \text{ m.}}$$

$$\therefore d_7 = 0.55 + 0.037 + 0.015 = 0.602 \text{ m.}$$

Suma de pérdidas de carga:

Por entrada canal de acceso 0.015 m.

Por ensanchamiento brusco 0.044 m.

Por transición de entrada 0.025 m.

Por pila a la entrada 0.007 m.

Por pila a la salida 0.013 m.

Por transición de salida 0.024 m.

$$\therefore \Sigma H = 0.128 \text{ m.}$$

Elevación mínima del nivel de agua en el vaso que permita la extracción máxima de 110 m³/s.

$$Z + d_1 + h_{v_1} + \Sigma H = N. A. \text{ M}^{\text{in.}}$$

$$Z = \text{elev. plantilla toma} = 74.42 \text{ m.}$$

$$d_1 = 4.29 \text{ m.}; \quad h_{v_1} = 0.261 \text{ m.}$$

Sustituyendo:

$$N.A. \text{ M\u00edn.} = 74.42 + 4.29 + 0.201 + 0.128 = 79.099 \text{ m.}$$

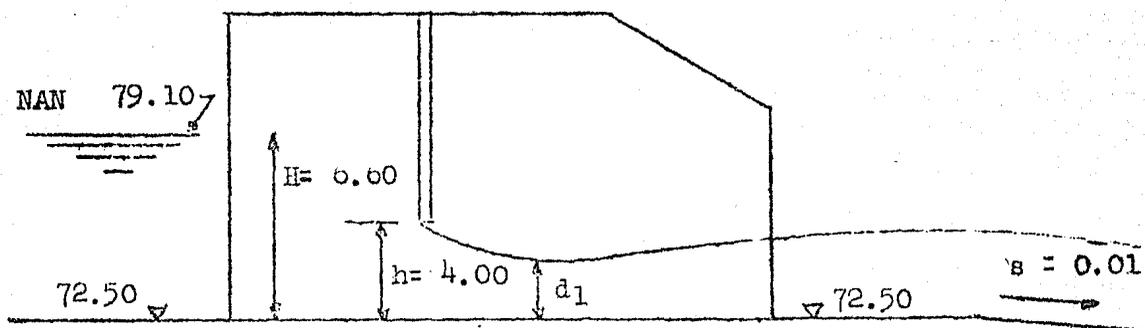
Se acepta 79.10 m.

C\u00e1lculos hidr\u00e1ulicos del desarenador.- Su objeto es el de determinar la velocidad a trav\u00e9s de sus compuertas y en el canal de limpia, para estudiar su poder de arrastre.

Los c\u00e1lculos se van a hacer considerando que el nivel de aguas en el vaso sea de 79.10 m. y sin que haya avenida del arroyo, ya que en esta \u00faltimo caso estar\u00eda en condiciones m\u00e1s ventajosas.

Las compuertas usadas son de 4.00 x 4.00 m., ya que, como se podr\u00e1 ver en los c\u00e1lculos hidr\u00e1ulicos, permiten un buen funcionamiento.

Se va a considerar que las compuertas est\u00e1n totalmente abiertas, y el gasto se va a determinar aplicando las f\u00f3rmulas para un orificio con contracci\u00f3n incompleta.



$$d_1 = h \alpha = 4.00 \times 0.62 = 2.48 \text{ m.}$$

α = coeficiente de contracción = 0.62

$$q = d_1 b \varphi \sqrt{2g (H-d_1)}$$

q = gasto en una compuerta.

b = ancho de una compuerta = 4.00 m.

φ = coeficiente de velocidad = 0.90

$$\therefore q = 2.48 \times 4.00 \times 0.90 \times \sqrt{19.62 (6.60 - 2.48)}$$

$$q = 85.0 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Q = 2 \times 85.0 = 171.2 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Velocidad a través de las compuertas.

$$v_1 = \frac{85.0}{4.00 \times 4.00} = 5.35 \text{ m/s.}$$

Velocidad en el canal de limpia.

$$v_2 = \frac{Q}{A} = \frac{171.2}{6.60 (10 + 1.5 \times 6.60)} = 1.30 \text{ m/s.}$$

Estas velocidades se aceptan como buenas, pues pertenecen a la carga mínima con que se aconseja hacer funcionar el desarenador.

De preferencia debe hacerse funcionar durante las avenidas del arroyo con lo que aumentaría su carga de operación y podrían obtenerse condiciones mejores para el arrastre de azolves en el canal de limpia además de aumentar su zona de acción.

DATOS DISPONIBLES PARA EL PROYECTO DEL VASO DE
AGUACALIENTE

Siendo el arroyo de Aguacaliente una corriente de poca importancia y por no estar incluido dentro del plan general del Distrito de Riego del Río Yaqui, la Secretaría de Recursos Hidráulicos no ha establecido en él ninguna estación hidrométrica.

Por tal motivo no se tiene ningún dato de aforo directo acerca del escurrimiento de dicho arroyo que nos permita conocer el volumen escurrido y por ende el coeficiente de escurrimiento, el gasto de la máxima avenida observada y el % de azolves. De aquí que surja la necesidad de determinar dichos datos de una manera indirecta, para lo que se necesita hacer lo siguiente:

a).- Estimación del área de la cuenca de captación del arroyo.-

No existe ningún levantamiento topográfico para tal efecto, por lo que el área se ha tomado de un Atlas escala 1:500000, y aunque no es un procedimiento preciso, es un dato muy útil, pues nos da una idea bastante aproximada de dicha área.

Area de la cuenca hasta el lugar de cruce = 250 Km².

b).- Determinación de la precipitación pluvial.- Este dato es fácil de obtener, pues el Servicio Meteorológico ha establecido bastantes estaciones en la República. Con tales datos la Secretaría de Recursos Hidráulicos ha formado una carta isoyética media anual, para el período de 1921 a 1941, de la región occidental del país, y de la que se ha determinado la precipitación media anual en la cuenca del arroyo de Aguacaliente que es igual a 420 mm. al año. Este dato es lo bastante aproximado para los fines que se requieren.

c).- Estimación del coeficiente de escurrimiento.- Por carecer de datos aforados directamente del arroyo, se va a determinar este coeficiente por comparación con cuencas cercanas ya estudiadas que se encuentren en condiciones semejantes a la de Aguacaliente, para aplicarle el coeficiente de dichas cuencas, aumentándolo o disminuyéndolo,

según las características en que difieran.

El coeficiente de escurrimiento es un índice que nos sirve para transformar volúmenes llovidos en volúmenes escurridos, dependiendo su valor de numerosos factores, tales como: altura de precipitación anual, distribución de las lluvias en el año, altura de evaporación, extensión, forma, vegetación y pendiente de la cuenca, rugosidad de la superficie y de las características geológicas. La proporción en que cada uno de estos factores influye no se ha podido determinar en forma satisfactoria.

La cuenca que primero voy a comparar, porque el arroyo pertenece a ella, es la del Río Yaqui hasta Limones, que tiene un coeficiente de 0.125 de los 600 mm. anuales promedio que caen en un área de 77,000 Km². Como se ve la comparación no es muy exacta dada la gran diferencia entre la precipitación media anual y el área de la cuenca del Yaqui, y las de Aguacaliente. En este caso la semejanza sólo estriba en la proximidad de ambas cuencas.

La cuenca del Río Mayo es cercana a la de Aguacaliente y tiene -- hasta Navojoa un coeficiente de escurrimiento de 0.16 y una precipitación media de 700 mm. en una cuenca de 11,000 Km².

El arroyo El Bledal que se encuentra en el estado de Sinaloa tiene una cuenca de 388 Km². y una precipitación media anual de 800 mm. y un coeficiente de escurrimiento de 0.25. Esta cuenca se parece a la de Aguacaliente en cuanto a su magnitud, puesto que las dos son chicas.

Tomando como referencia los datos arriba indicados y puesto que la cuenca de Aguacaliente es chica, de fuerte pendiente, de escasa ve-

getación y rocosa y que el vaso que se va a formar no se usará para el almacenamiento de las aguas del arroyo, al coeficiente de escurrimiento le voy a dar un valor un poco alto para quedar dentro de la seguridad:

$$C_e = 0.50$$

d) Determinación del volumen escurrido. - Como no es de interés para este proyecto conocer ni la distribución mensual ni la anual del escurrimiento por el río, el volumen escurrido medio anual será:

$$V_e = 420 \text{ mm.} \times 250 \text{ Km}^2. \times 0.50 = 51.5 \times 10^9 \text{ m}^3/\text{año.}$$

e) Capacidad muerta para depósito de azolves. - Se llama azolve el sedimento transportado por una corriente de agua después de ser depositado.

En sus crecientes los ríos erosionan y transportan materiales sólidos. Dichos materiales pueden ser transportados en suspensión y -- deslizando sobre el fondo de su cauce, sin haber una separación definida entre los dos estados.

Las partículas sólidas se mantienen en suspensión mientras exista la velocidad necesaria para poder comunicarles la suficiente energía cinética con que puedan contrarrestar la fuerza de gravedad que -- tiende a provocar la sedimentación.

Los materiales que el agua lleva en suspensión representan la -- parte más importante de los que se sedimentan en los vasos.

Al empezar a disminuir la velocidad del río en la cola del vaso, primero se depositan los materiales gruesos, en especial los arras---

tres de fondo, formando una barra movable a la entrada del vaso. Estas barras se mueven con las avenidas, que en algunas ocasiones hasta llegan a deshacer las barras.

Los materiales más menudos se van sedimentando sucesivamente por tamaños, llegando hasta la cortina el agua con el limo, que preferentemente se depositará cerca de ella.

Una cortina constituye una barrera a la marcha de los aluviones, los que quedan detenidos en el vaso.

El inevitable depósito de sedimentos en los vasos plantea el problema de la disminución progresiva de su capacidad y el temor de que con el transcurso de los años su eficacia quede anulada o muy disminuída, pues la sedimentación en los embalses es su mayor enemigo.

La cantidad de sedimentos que transporta una corriente está en función de las características geológicas de su cuenca.

En cuencas de terrenos sueltos y arenosos, de fuertes pendientes y escasos en especies arbóreas, el volumen de sedimentos que transportan los ríos es muy grande. Tal es el caso de los ríos Altar y Sonora cuyo % medio anual de sedimentos es de 2.3 y 1.1 respectivamente.

El por ciento medio anual de sedimentos medidos en el Río Yaqui en Tecori es de 0.21, pero este dato no lo podemos aplicar al arroyo de Aguacaliente, dada la gran diferencia entre las áreas de sus respectivas cuencas de captación.

La carencia de datos de sedimentos en otras cuencas cercanas y -

semejantes a la de Aguacaliente, tales como las del Río Mayo, del arroyo El Bledal, etc., me obliga a tomar en consideración los datos arriba mencionados, así como que el material transportado por el arroyo de Aguacaliente es la arena producida por la desintegración del suelo rocoso de su cuenca. Por los motivos antes expuestos creo que es adecuado considerarle un por ciento de sedimentos medio anual de 1.0, que es un valor algo alto.

La capacidad muerta para depósito de azolves es un dato que está en función de la elevación de la plantilla que está en la cota 74.42 m.

De la curva de capacidades se obtiene que para dicha cota corresponde una capacidad de 13.4×10^6 m³.

El objeto de este estudio de azolves consiste en determinar el tiempo probable en que dicha capacidad muerta se llene de azolves, teniendo en consideración que la vida útil de la presa se ha tomado en 50 años.

Los cálculos los voy a hacer considerando que todos los sedimentos transportados por el arroyo se van a depositar en el vaso, que el azolve se va a depositar en capas horizontales y que la disminución de la capacidad del vaso por causa de los azolves es según una progresión aritmética decreciente.

Por lo tanto, el tiempo que se necesitará para llenar la capacidad muerta del vaso será:

$$T = \frac{13.4 \times 10^6 \text{ m}^3}{31.5 \times 10^6 \text{ m}^3 \times 1.0\%/\text{año}} \approx 43 \text{ años}$$

Es de tomarse en consideración que los cálculos hechos están completamente dentro de los límites de seguridad, por las siguientes razones:

1.- Los sedimentos no se depositan en capas horizontales, sino que lo van haciendo en las partes más profundas y en las laderas del vaso, dada la escasa velocidad que hay en dichas zonas.

2.- El aprovechamiento de la corriente del arroyo de Aguacaliente es bajo, ya que casi todo el caudal de las crecientes va a ser desalojado por el vertedor, con lo que la sedimentación disminuirá grandemente al disminuir el tiempo del almacenamiento en el vaso.

3.- La disminución de la capacidad de un embalse por causa de azolves sigue una progresión decreciente que teóricamente solo debe anularse en el infinito y esto se debe a que el almacenamiento de la corriente disminuye al disminuir la capacidad del embalse.

Por las razones arriba citadas se cree que el vaso no se llegará a azolvar durante su período de vida económica que es de 50 años.

f).- Avenida máxima probable.-- Los gastos máximos que ocurren durante los períodos de avenidas son el resultado de la combinación de la precipitación pluvial y de las características de las cuencas de drenaje.

Las crecientes son regímenes de escurrimiento no permanentes que sufren modificaciones durante el trayecto del río, pues por el almacenamiento que de ellas se hace en el mismo cauce, el gasto de la creciente va disminuyendo al ir avanzando hacia aguas abajo. Respecto a

la duración de la creciente, sucede lo contrario, pues es mayor mientras se vaya hacia aguas abajo.

El valorizar la avenida máxima probable es de una enorme utilidad pues en función de este dato es como se diseña la obra de excedencias que es la que garantiza, en su mayor parte, la seguridad de una presa.

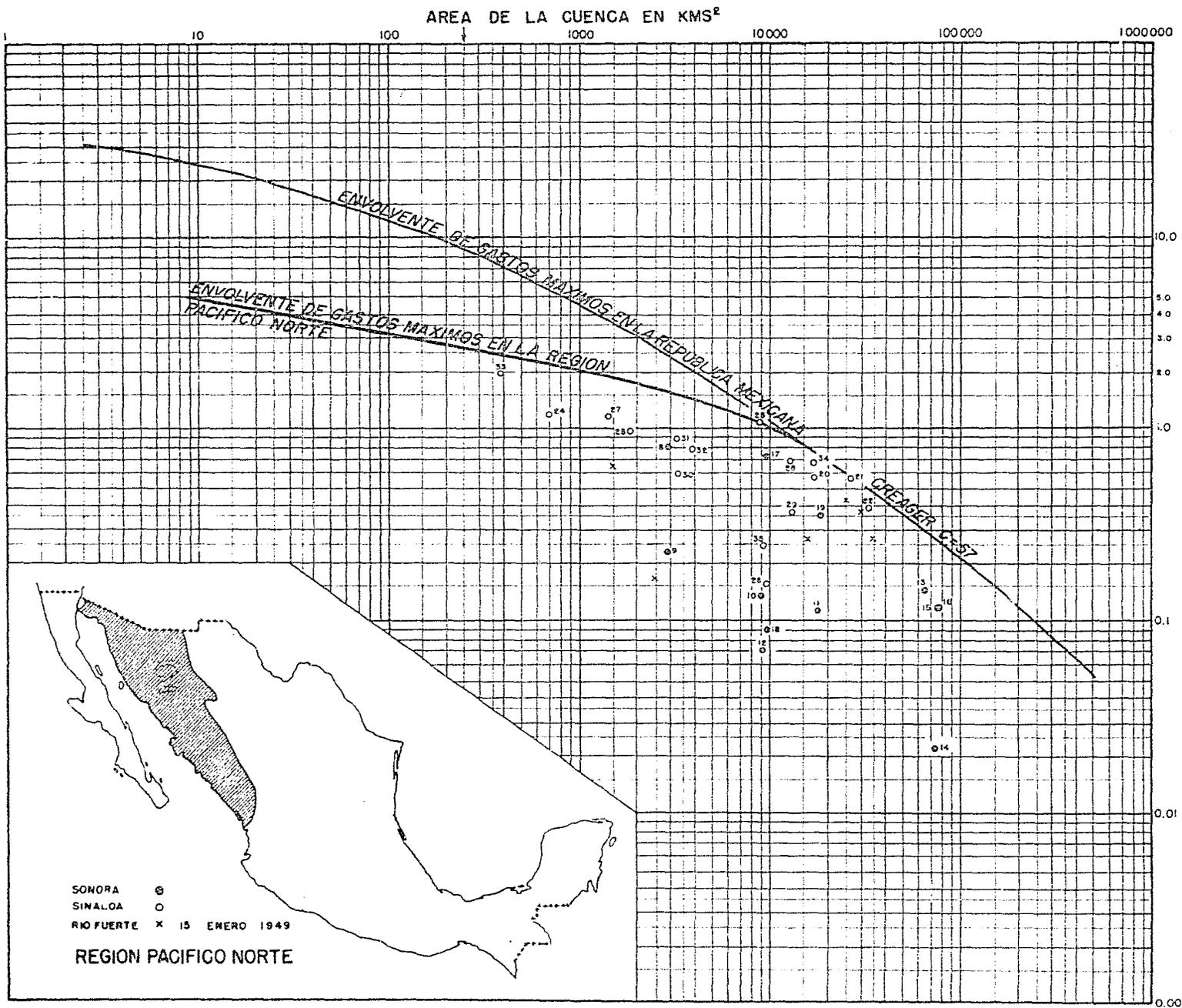
Existen varios métodos para determinar dicha avenida, cuando no se tienen datos observados que den al menos una idea de su magnitud probable.

El procedimiento mas recomendable es el que se basa en el empleo de curvas de gastos máximos exclusivos de la zona hidrológica donde se encuentra la corriente estudiada.

Para tal objeto la Secretaría de Recursos Hidráulicos ha dividido a la República Mexicana en varias regiones hidrológicas, debido principalmente a que por las características tan especiales del relieve orográfico de nuestro suelo, no es posible generalizar a cualquier cuenca determinado grado de potencialidad para producir grandes crecientes.

Hay todavía el inconveniente de que no se tienen muchas observaciones, pero es preferible utilizar este método porque los factores determinantes de las crecientes en cada una de las regiones hidrológicas son muy parecidos en su magnitud y en la forma de combinarse.

De cada zona se han obtenido curvas de gastos máximos en función del área de la cuenca, y para tal efecto, se ha procedido a representar los datos con que se cuenta en papel logarítmico y en una forma más o menos tentativa se ha trazado una envolvente que sea representa-



tiva de los gastos máximos de dicha zona.

Se ha podido observar en casi todos los estudios de probabilidades que un gasto registrado notablemente máximo, corresponde a una frecuencia de 100 años, como es el caso de la envolvente encontrada, y que, para frecuencias de 1000 y 10,000 años, se obtienen valores correspondientes a 1.5 y 2 veces el valor registrado respectivamente.

La cuenca del arroyo de Aguacaliente está situada en la región hidrológica del Pacífico Norte que abarca los estados de Sonora y Sinaloa y que es eminentemente ciclónica. (Veáse anexo No. 1). Tanto en esta región como en la de la costa Norte del Golfo de México, es en donde se han producido los gastos instantáneos de mayor consideración de que se tienen noticias en nuestro país.

Para el arroyo de Aguacaliente se obtiene de la gráfica antes indicada una potencialidad para producir grandes avenidas de $2.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{Km}^2$. que nos dá un gasto máximo instantáneo de $700 \text{ m}^3/\text{s}$. para una frecuencia de 100 años y de 1050 y $1400 \text{ m}^3/\text{s}$. para frecuencias de 1000 y 10 000 años respectivamente.

Para comparar con los resultados arriba obtenidos creo conveniente aplicar las curvas que para avenidas extraordinarias han elaborado Fuller y Crenger basándose en observaciones hechas en los Estados Unidos y que tienen un carácter mas general que las demás formulas y gráficas que solo se refieren a determinadas regiones del mundo.

Los valores así obtenidos son los siguientes:

Fuller

Probabilidad de 100 años: $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}.$

Probabilidad de 1000 años: $Q = 550 \text{ m}^3/\text{s}.$

Creager. $C = 6\ 000$

Probabilidad de 100 años: $Q = 1\ 000 \text{ m}^3/\text{s}.$

Probabilidad de 1000 años: $Q = 1\ 350 \text{ m}^3/\text{s}.$

Probabilidad de 10000 años: $Q = 1\ 700 \text{ m}^3/\text{s}.$

Como se ve todos los resultados obtenidos discrepan notablemente, lo que dá lugar a cierto grado de incertidumbre para la fijación del caudal de la avenida máxima pues hay que tomar en consideración que un desperfecto en esta obra ocasionaría la suspensión del riego a un Distrito cuyas cosechas tienen un valor anual de varios cientos de millones de pesos.

Creo que es más conveniente aplicar los datos observados directamente en la región con una frecuencia de 10 000 años, por las razones antes mencionadas.

Por lo tanto el gasto máximo que se considerará para la avenida probable es de $1,400 \text{ m}^3/\text{s}.$

Falta fijar el hidrograma de la avenida, que es un dato muy importante para el estudio de su regularización al pasar por el vaso.

Se tienen noticias de que las avenidas del arroyo son de corta duración. Por tal motivo y para estar del lado de la seguridad se ha pensado darle una duración máxima de 6 horas y puesto que el arroyo es del tipo torrencial el hidrograma de la máxima avenida se va a conside

rar de forma triangular con su máximo valor de 1400 m³/s. a la tercera parte del tiempo de su duración.

NIVEL DE AGUAS MAXIMAS.- Su determinación no se va a hacer en función del poder regulador del vaso, sino que se va a hacer teniendo en cuenta las condiciones del Canal Alto en el sitio de su descarga al vaso de Aguacaliente.

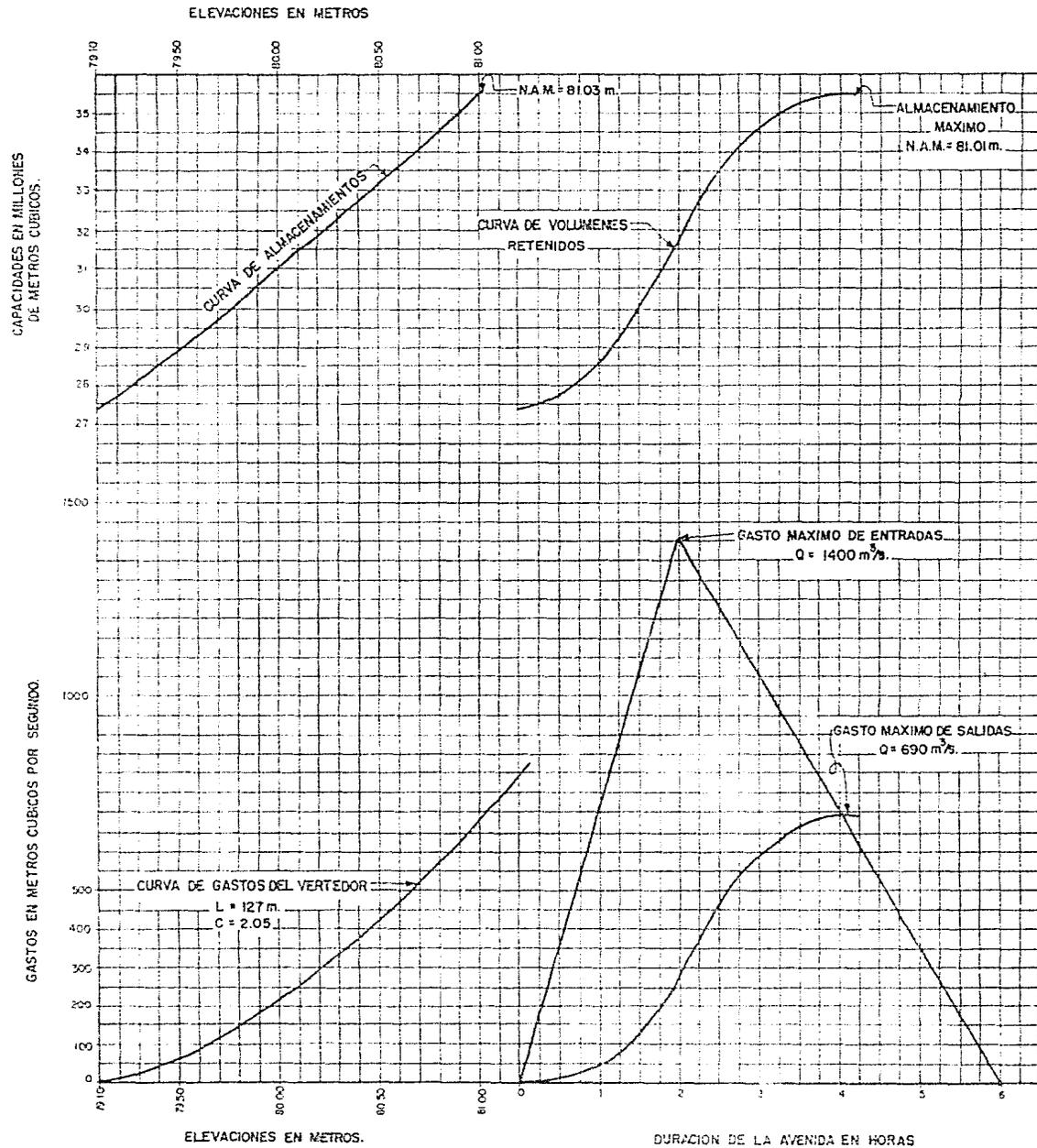
En dicho sitio (estación 10 + 209) la plantilla del canal está a una elevación de 70.74 m., y la superficie libre del agua en el mismo estará a una elevación máxima de 81.03 m. (70.74 + 4.29).

Esta elevación de las aguas máximas en el canal no debe ser excedida por el nivel máximo en el vaso, ya que en caso contrario se elevaría el nivel de aguas en el canal, invadiendo el bordo libre que se ha fijado para su protección.

Además debe procurarse que la carga sobre el vertedor sea la máxima posible dentro de los límites económicos.

Al hacer este estudio se ve claramente que el nivel máximo en el vaso sólo se podría bajar unos cuantos centímetros siendo muy relativa la economía que se pueda obtener en la cortina comparándola con el aumento bastante grande en la longitud del vertedor, lo que implicaría una erogación mayor.

Por tal motivo se fija como nivel de aguas máximas la elevación de 81.03 m.



ESTUDIO DEL PASO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE POR EL VASO DE AGUACALIENTE

DATOS:
 AVENIDA MAXIMA; Q = 1400 m³/s
 DURACION DE LA AVENIDA: 6 Horas
 NIVEL DE AGUAS MAXIMAS: 81.03 m.
 ELEV. CRESTA VERTEDOR: 79.10 m.

ESCALAS:
 GASTOS: 1 cm = 100 m³/s.
 CAPACIDADES: 1 cm = 1X 10⁶ m³.
 ELEVACIONES: 1 cm = 0.20 m.
 TIEMPOS: 1 cm = 15.00 seg.
 CONSTANTE DEL TIEMPO: K = $\frac{1000,000}{100 \times 1800} = 5.56$ cm.

ESTUDIO DEL PASO DE LA AVENIDA MAXIMA
PROBABLE POR EL VASO DE AGUACALIENTE Y ELECCION DE LA
OBRA DE EXCEDENCIAS

Este estudio tiene como objeto determinar la capacidad de la ---
Obra de excedencias.

Tratándose de una cortina del tipo flexible, lo más indicado es
la construcción de un vertedor de cresta libre, ya que su funcionamien
to es automático.

La elevación de la cresta del vertedor será de 79.10 m. ó sea, -
el nivel mínimo que se necesita en las aguas del vaso para extraer el
gasto de 110 m³/s. por la toma. Esto se ha hecho con el fin de conse
guir que la carga sobre dicha cresta sea la máxima posible y así se lo
gre una mayor economía.

Se procurará mantener el nivel en el vaso a la cota 79.10 m. pa
ra obtener un buen funcionamiento. Esto permite ver que las avenidas
del arroyo serán desalojadas íntegramente por el vertedor, a menos --
que se aprovechen, total o parcialmente, para dar servicio a la zona
de riego.

El análisis del paso de la avenida máxima por el vaso lo voy a -
hacer por el método gráfico de R. S. Goodrige, en vista de que el aná
lisis numérico es muy laborioso y poco usado. (Véase el anexo No. 2).

Para hacer este estudio se considera que el vaso está totalmente
lleno y sin derramar. Además hay que tener en consideración que el -
nivel de aguas máximas está a la elevación de 81.03 m.

Los datos de la avenida máxima probable estudiada, son los determinados en la página No. 42 y anotados en el anexo No. 2.

La curva de gastos de la obra de excedencias se ha hecho considerando que se trata de un vertedor de cresta libre con un coeficiente de descarga de 2.05.

Como lo que se trata de encontrar es la longitud de la cresta, se ha procedido por medio de tanteos.

El procedimiento consiste en fijarse una longitud determinada de la cresta en función de la cual se hace la curva de gastos correspondiente. Luego se aplica el método gráfico de Goodridge para obtener la curva de almacenamientos.

La longitud correcta de la cresta del vertedor será cuando el almacenamiento máximo encontrado en la curva de almacenamientos esté a la cota de 81.03 m.

Así fue como se obtuvo para una longitud de cresta de 127.00 m., un nivel en el vaso de 81.01 m. y un gasto máximo del vertedor de ---- 690 m³/s.

La obra de excedencias va a ser diseñada para un gasto máximo de 700 m³/s. y un nivel máximo en el vaso de 81.03 m.

TIPO Y LOCALIZACION DEL VERTEDOR,- Hay dos puertos en los cuales se puede alojar el vertedor y dadas las características topográficas de dichos puertos se puede ver que el tipo de vertedor indicado es el de cresta recta o el de cresta curva en planta, eliminándose la posibi

lidad del tipo de canal lateral ya que necesitaría una excavación muy costosa.

El vertedor se va a situar en el puerto formado entre el cerro - donde se empotra la cortina y el cerro de La Cabra, debido a que el otro puerto es en donde se han localizado la obra de toma y el desarenador.

Para elegir el tipo del vertedor se estudiaron tanto el de cresta recta como el de cresta en abanico. Sus crestas se diseñaron con un perfil del tipo Creager para garantizar que el manto no se despegue del paramento. Los dos vertedores se proyectaron para un gasto máximo de 700 m³/s. y coeficientes de descarga de 2.05 y 2.00 respectivamente.

El vertedor de cresta recta resultó ligeramente más económico que el de abanico debido principalmente a que el canal de descarga de éste último requería un gran volumen de excavación en roca.

Por tal motivo se eligió el de cresta recta, cuya localización -- puede verse en el plano No. 4.

LIBRE BORDO.- Está formado por la altura de la ola y el libre bordo propiamente dicho.

$$L.B. = H + h$$

En donde H es la altura del oleaje que ha sido determinada por medio de la fórmula de Wolf.

$$H_o = (0.005V - 0.003) \sqrt{F}$$

H_o = altura total de la ola en metros

V = velocidad del viento en kilómetros/hora

F = distancia máxima que en línea recta se puede recorrer sobre la superficie del embalse desde la cortina. (En kilómetros)

Siendo $F = 4.5$ Km. y aceptando que $V = 120$ Km/h. puesto que se trata de una región ciclónica.

$$\therefore H_o = 1.13 \text{ m.}$$

A causa del choque de la ola con la cortina, se considera que aumenta su altura, por lo que:

$$H = 1.3 H_o = 1.47 \text{ m.}$$

Por tratarse de una cortina de tierra, se agrega un libre bordo adicional a la altura de la ola para darle a la obra un coeficiente mayor de seguridad. Por tal motivo se considera que $h = 1.00$ m.

$$\therefore \text{B.L.} = 1.47 + 1.00 = 2.47 \text{ m.}$$

Como la elevación del N. A. M. es de 81.03, la corona de la cortina nos quedará a una elevación de 83.50 m. siendo la longitud de la cortina de 660 m.

Teniendo en cuenta que los diseños estructurales de este anteproyecto fueron adoptados de estructuras similares que ha construido la Secretaría de Recursos Hidráulicos, no consideré necesario incluirlos aquí. Tampoco he anexado los planos correspondientes, toda vez que --

las diferencias entre los anteproyectos y el proyecto definitivo, -- tanto en la localización como en el diseño estructural, son insignifi-- cantes de tal suerte que cualquier aclaración puede hacerse en los -- planos del proyecto definitivo.

REPRESA EN LA DESCARGA DEL CANAL AL VASO.- Es una estructura de control cuyo principal objeto es regular la entrada de las aguas al -- vaso, así como impedir el acceso de las aguas del vaso al canal, en -- caso de que así se requiera.

También servirá como auxiliar a los desfuegos total y de exceden-- cias situados en los Kms. 9 ; 830 y 8 ; 190 respectivamente, cuyo fun-- cionamiento ya se explicó en la otra alternativa.

Esta represa se ha localizado en el Km. 10 ; 209 del Canal Alto-- y está formada por dos compuertas radiales de 3.50 x 4.50 m., estando su plantilla a la elevación 70.74 m. A la salida tiene una caída -- con el objeto de aminorar la energía del agua en su descarga al vaso-- cuando esté vacío y evitar en lo posible la erosión, ya que la repre-- sa está próxima a la cortina según puede verse en el plano No. 8.

Estas estructuras no las considero incluídas en el presupuesto -- de este anteproyecto por ser como ya dije antes comunes tanto al ca-- nal como a las dos alternativas de cruce.

En la estación 17 ; 050 del Canal Alto se encuentra la entrada -- del túnel del Bacacique, por lo que se ha considerado necesario cons-- truir en el Km. 10 ; 970 un desfogue de excedencias con una capacidad de 28 m³/s., con el objeto de controlar el tirante dentro del túnel.

Además se tiene planeado construir un desfogue total con su respectiva represa en el Km. 17 ; 020, para desviar el canal cuando se considere necesario.

En el caso de la alternativa de la cortina tanto el desarenador como la obra de toma desempeñan la función de las estructuras en el Km. 17 ; 020 y dada su relativa cercanía (2270 metros) se han suprimido, habiéndose obtenido una notoria economía en el presupuesto de dicho anteproyecto.

PRESUPUESTO DEL ANTEPROYECTO II

CONCEPTO	Clase de trab.		COSTO	
	Cantidad	Unid.	Unitario	Totales
<u>1.- CORTINA</u>				
Limpia	56,000	m ³ .	\$ 3.50	\$ 196,000.00
Material impermeable	469,000	m ³ .	7.10	3,329,900.00
Enrocamiento	250,000	m ³ .	11.80	2,950,000.00
Excavación en roca para dentellón de concreto	1,060	m ³ .	30.00	31,800.00
Excavación para dentellón de material impermeable.	80,000	m ³ .	5.50	440,000.00
Concreto en dentellón en roca	1,060	m ³ .	117.00	124,020.00
Concreto en dentellón en material impermeable.	790	m ³ .	127.00	100,330.00
Perforaciones para inyecciones	3,300	m.l.	15.00	49,500.00
Tubería para inyecciones	220	Pza.	15.00	3,300.00
Inyecciones	990	m ³ .	120.00	118,800.00
Total				\$ 7,343,650.00
<u>2.- VERTEDOR</u>				
a).- Dique de atraque.				
Limpia	350	m ³ .	3.50	1,225.00
Material impermeable	890	m ³ .	7.10	6,319.00
Enrocamiento	330	m ³ .	11.80	3,894.00
				\$ 11,438.00
b).- Vertedor.				
Excavación en roca	84,000	m ³ .	7.00	588,000.00
Excavación en roca para dentellones	200	m ³ .	30.00	6,000.00
Concreto reforzado en plantilla y taludes.	1,320	m ³ .	137.00	18,084.00
Concreto reforzado en dentellones.	200	m ³ .	117.00	23,400.00
Refuerzo.	144	Ton.	2,100.00	302,400.00
				937,884.00
Total a) + b)				\$ 949,322.00

Concepto	Clase de Trab.		C O S T O	
	Cantidad	Unid.	Unitario	Totales
3.- OBRA DE TOMA				
a).- Estructura				
Excavación en roca	3,700	m ³ .	\$ 7.00	\$ 25,900.00
Excavación en roca para dentellones.	40	m ³ .	30.00	1,200.00
Relleno compactado	2,975	m ³ .	9.00	26,775.00
Concreto en trabes, losas, pilas, etc.	820	m ³ .	222.00	182,040.00
Concreto en revestimientos	105	m ³ .	172.00	18,060.00
Concreto en dentellones	40	m ³ .	117.00	4,680.00
Refuerzo	60	Ton.	2,100.00	138,600.00
Compuertas reforzadas y accesorios	2	Unid.	75,000.00	150,000.00
				\$ 547,255.00
b).- Canal de acceso				
Excavación en roca	68,200	m ³ .	7.00	477,400.00
				\$ 477,400.00
c) .- Dique				
Limpia	1,800	m ³ .	3.50	6,300.00
Material impermeable	9,900	m ³ .	7.10	70,290.00
Enrocamiento	2,800	m ³ .	11.80	33,040.00
				\$ 109,630.00
				Total a) + b) + c) .. \$1.134,285.00
RESUMEN:				
1.- Cortina				\$7.343,650.00
2.- Vertedor				949,322.00
3.- Obra de Toma				1.134,285.00
				TOTAL \$9.427,257.00

3.- Comparación de los Anteproyectos y elección del mas convenien

te.- Desde el punto de vista técnico la solución del sifón presenta - la ventaja de que su funcionamiento es automático, mientras que en el caso del vaso su funcionamiento es manual.

Desde el punto de vista de la seguridad es muy improbable que el arroyo llegue a socavar su lecho y a arrastrar los conductos del sifón; no así en el vaso donde se presenta la incertidumbre de la máxima avenida y del depósito de azolves, aunque se cree que con los datos usados - este peligro es sumamente remoto, puesto que se ha adoptado un coefi--- ciente de seguridad muy amplio, dada la importancia de un canal de - - 110 m³/s.

Económicamente la solución de la cortina presenta la ventaja de - que sale \$ 809,053.00 mas barata que el sifón y los 3.08 Km. de canal-revestido, con lo que se logra una economía bastante apreciable.

El plazo perentorio de que se dispone para la terminación de las- obras no es ningún obstáculo para el desarrollo de cualquiera de las - dos soluciones ya que técnicamente es posible cumplir con dicho plazo- con tal de que se disponga a tiempo del equipo suficiente para llevar - el ritmo necesario.

La dificultad que actualmente se presenta para adquirir oportuna- mente el cemento y el acero es un serio inconveniente para efectuar el cruce del arroyo con el sifón. Igualmente lo es, el problema de la es- casez de obreros especializados en la región, (principalmente carpinte- ros) por lo que habría que transportarlos desde lugares lejanos, aumen-

tándose grandemente el costo de la obra.

Como ya se dijo antes, hay la posibilidad de aprovechar los volúmenes aportados por el arroyo de Aguacaliente en el servicio del Canal Alto, mediante la solución del vaso.

Haciendo el balance de las ventajas y desventajas que se presentan para ambas soluciones, creo que la solución del cruce del Arroyo de Aguacaliente mediante la construcción de una cortina sobre el cauce de dicho arroyo, es la más conveniente, por lo que la elijo para desarrollarla en el proyecto definitivo.

CAPITULO III

PROYECTO DEFINITIVO DEL CRUCE DEL CANAL ALTO CON EL ARROYO DE AGUA-CALIENTE.

Después de haber hecho la elección del tipo más adecuado para hacer este cruce voy a proceder a desarrollar el proyecto definitivo.

El cruce consistirá en la construcción de una cortina sobre el cauce del arroyo de Aguacaliente para formar un vaso, para que el agua descargada por el Canal Alto a través de una estructura de control corra por el vaso en dirección de aguas arriba, hasta salir por la obra de toma que es tará provista de un desarenador. Las avenidas del arroyo que lleguen al vaso, que permanecerá lleno, se van a desalojar por una obra de excedencias.

De acuerdo con los estudios hechos, que constan en el anteproyecto respectivo, se han fijado los siguientes datos para la elaboración del proyecto:

Gasto máximo de descarga del canal al vaso	110	m ³ /s.
Elevación de la cresta vertedora	79.10	m.
Gasto máximo para la obra de excedencias	700	m ³ /s.
Nivel de aguas normal	79.10	m.
Nivel de aguas máximo	81.03	m.
Elevación de la corona de la cortina	83.50	m.
Gasto máximo para la obra de toma	110	m ³ /s.

1.- PROYECTO DE LA CORTINA.

No considero necesario justificar económicamente la elección del tipo de cortina, ya que debido a las condiciones topográficas, es decir, a lo alargado de la boquilla, y a que mediante este proyecto se tiende a reducir el empleo de cemento y acero así como el número de obreros especializados, queda eliminado cualquier tipo de cortina rígida, más aún si se tiene en cuenta la abundancia de material de excelente calidad para construir una cortina de tipo flexible.

La cortina será del tipo de tierra y enrocamiento y antes de proceder al cálculo de la estabilidad de sus taludes se le ha supuesto una sección teniendo en cuenta los diversos tipos de cortinas flexibles proyectados por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, así como las cantidades de material impermeable y de enrocamiento con que se puede contar cerca del sitio de la boquilla. La zona de tierra tendrá taludes de 1.25:1 tanto aguas arriba como aguas abajo y un ancho de corona de 6 m. y deberá recubrirse con enrocamiento con taludes exteriores de 2:1 y un ancho de corona de 10 m., sobre la que va a ir un camino pavimentado de 6 m. de ancho protegido con parapetos, para establecer los servicios necesarios sobre la cortina.

Para lograr un mayor aprovechamiento del producto de la excavación en el canal y en las estructuras del vaso, así como para evitar en lo posible la pérdida del material impermeable, se va a poner una transición de rezaga entre el enrocamiento y dicho material impermeable. La transición tendrá un ancho de 1.15 m. en su parte superior y se apoyará en ambos taludes de la zona de tierra, partiendo de la misma elevación que su corona. Sus taludes exteriores serán de 1.5:1.

La zona impermeable de la cortina se llevará hasta la roca sana relleno con el mismo material impermeable una trinchera con base de 10 m. y taludes de 1.5:1, como puede verse en el Plano No. 3 y formando así una especie de dentellón de material impermeable. La limpia de terreno que se indica en la sección de la cortina quedará a juicio del Ingeniero encargado de la obra.

Para ligar el material impermeable de la trinchera con la roca de la cimentación se construirá un dentellón de concreto.

El dentellón de concreto se colará en dos etapas: en la primera etapa se colará la parte que va alojada en la roca, teniendo la precaución de dejar coples para hacer perforaciones e inyectar lechada de cemento, y en la segunda etapa se colará el cuerpo superior del dentellón en una zanja excavada en el material impermeable ya consolidado.

El inyectado a presión es un proceso por medio del cual una mezcla delgada de cemento Portland se fuerza a través de perforaciones hechas -- con taladro en la roca, para llenar las cavidades e impedir el paso del agua.

Hay dificultad en probar que el inyectado ha tenido buen éxito y -- que todas las áreas estén inyectadas, pero de todas maneras se recomienda que se emplee en el asiento de la cortina como un factor adicional de seguridad.

ESTABILIDAD DE LA CORTINA

Las dimensiones de su perfil no se deducen de cálculos matemáticos; las teorías modernas de la estabilidad de taludes sólo nos dan una idea de la estabilidad de los taludes previamente fijados.

Para poder efectuar estos estudios es necesario conocer las pruebas de mecánica de suelos hechas a las muestras sacadas de los pozos perforados en los bancos de préstamos. En el Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos dichas muestras se sometieron a las siguientes pruebas:

- a).- Determinación de la densidad o gravedad específica.
- b).- Análisis granulométrico.
- c).- Límites de Atterberg o de consistencia, para medir el grado de plasticidad de los suelos.
- d).- Prueba de compactación o Proctor, para determinar el peso seco óptimo, el contenido óptimo de humedad, y la resistencia a la penetración.
- e).- Pruebas de compresión triaxial, para determinar la resistencia al esfuerzo cortante del material.
- f).- Determinación de la permeabilidad, es decir la mayor o menor facilidad con que el agua fluye a través de una masa del material.

No considero necesario incluir en este trabajo una tabla que contenga un resumen de las características de las muestras de los diferentes pozos, estudiadas en el Laboratorio. Por tal motivo únicamente me voy a concretar a anotar los datos necesarios para el estudio de la estabilidad de los taludes, según el método sueco que más adelante se detalla.

	Material impermeable.	Enrocamiento	Grava y arena
Peso seco y saturado	2 T/m ³	2 T/m ³ .	1.6 T/m ³
Angulo de fricción interna	18°	25°	45°
Cohesión	5 T/m ²	3 T/m ² .	0
	Pruebas - rápidas - no conso- lidadas.	Pruebas rápidas consoli- dadas.	

Otro dato muy interesante para este estudio es el valor de la subpresión y para determinarla hay que estudiar la red de flujo en el interior de la zona impermeable de la cortina.

La red de flujo es la que se obtiene al trazar las líneas de corriente y las líneas equipotenciales.

La circulación del agua a través del material impermeable de la presa se establecerá siguiendo filetes líquidos, llamados líneas de corriente.

Las líneas equipotenciales son las que unen todos los puntos de las líneas de corriente de igual energía potencial. La carga de presión en cada punto de las equipotenciales será equivalente al desnivel entre la posición del punto considerado y el de presión nula, por lo que si ponemos piezómetros sobre cada uno de los puntos de una equipotencial, el nivel de todos ellos será el mismo.

La red de flujo se va a trazar para dos condiciones extremas: presa llena y vaciado rápido total, y se puede determinar experimental, analítica, gráficamente o por procedimientos aproximados.

En nuestro caso y puesto que se trata de una sección bastante común, ya que es muy semejante entre otras a la de la Presa de Santa Teresa, se va a determinar por el procedimiento aproximado, teniendo en consideración que se supone que el flujo se efectúa en un plano normal al eje de la cortina y que en el interior de la misma no hay fuentes ni sumideros de agua, es decir que el gasto que entra es igual al que sale.

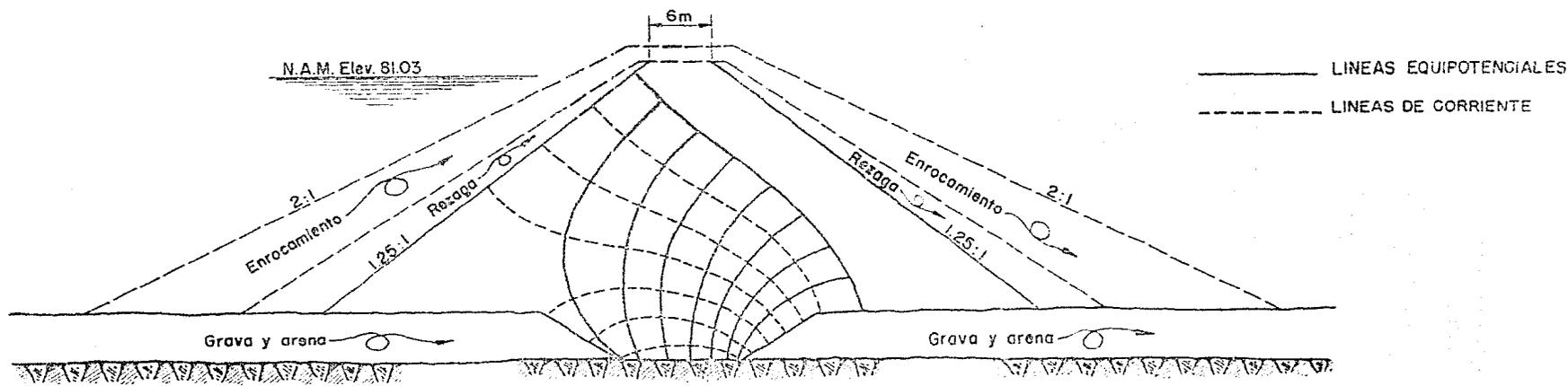
A través del enrocamiento el agua fluye con movimiento turbulento, por lo que a esta parte de la sección de la cortina no se le va a aplicar la red de flujo, que está basada en el movimiento laminar. Por lo tanto dicha red va a quedar comprendida únicamente dentro del material impermeable.

Para el caso de presa llena la mencionada red tiene como frontera de aguas arriba al talud exterior de la zona impermeable, el que es una equipotencial, puesto que si colocamos un tubo piezométrico en cualquier punto de él, su nivel se elevará hasta la superficie libre del agua.

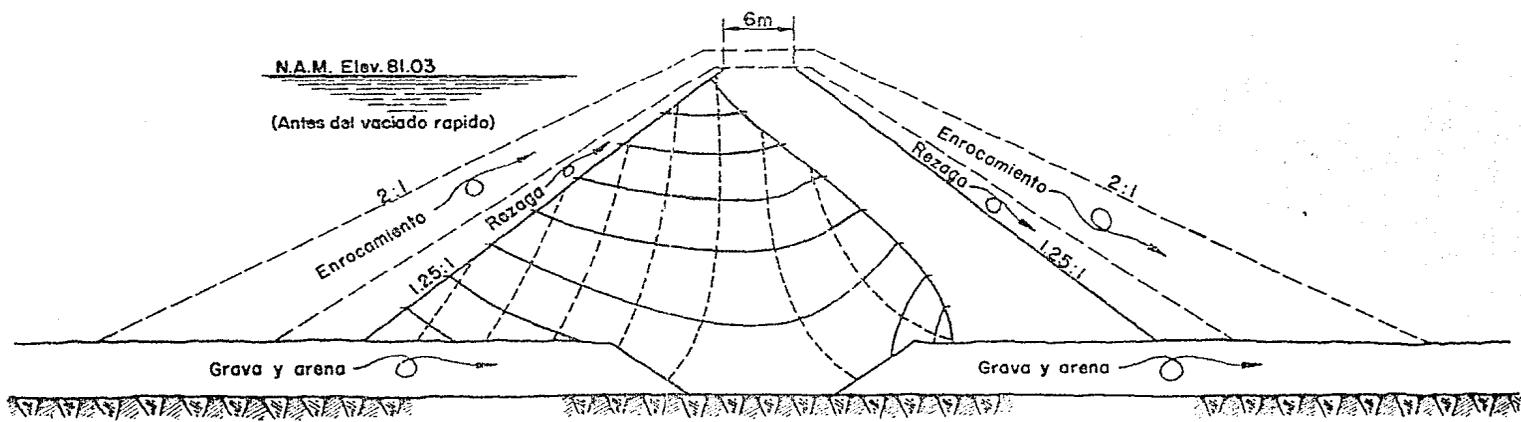
La frontera superior es una línea de corriente llamada línea de saturación; en ella el potencial solo se debe a la carga de altura, ya que la carga de presión es nula en toda su longitud. Su posición se determina gráficamente por medio de la parábola de Kozeney y es independiente del material de la cortina.

Esta línea de saturación es la que separa en el macizo de la cortina la parte seca de la embebida en agua.

La base del dentellón de material impermeable será una línea de flujo, considerando que en cada punto de ella la velocidad de las partículas es paralela a la propia base que descansa en roca impermeable.



RED DE FLUJO PARA PRESA LLENA



RED DE FLUJO PARA CUANDO HAY VACIADO RAPIDO TOTAL

REDES DE FLUJO
ANEXO N° 3

Si los coeficientes de permeabilidad horizontal y vertical son diferentes, se reduce la sección en su dimensión horizontal con el fin de -- convertir gráficamente un material anisótropo en otro isotrópico en el -- que sí son válidas la Ley de Darcy y la ecuación de Laplace, para escurrimiento laminar.

En esta sección reducida es en donde se procede a definir la línea de saturación y el trazado de la red de flujo, para luego trasladarla a -- la sección real.

Para el material impermeable de que se dispone la diferencia de coeficientes de permeabilidad es casi despreciable, por lo que el trazado de la red de flujo se va a hacer directamente sobre la sección real tal y -- como se muestra en el Anexo No. 3.

La red de flujo se resuelve por tanteos hasta lograr formar una red de cuadrados curvilíneos, teniendo en cuenta que las líneas equipotenciales y las de corriente siempre se cortan en ángulo recto y que la caída de potencial entre dos equipotenciales contiguas debe ser constante. El número de líneas de corriente y la ubicación de su arranque sobre la frontera de aguas arriba será arbitrario, con tal que se cumplan las condiciones arriba indicadas.

Suponiendo el caso de un vaciado rápido total consideramos que todo el material de la zona impermeable que se encuentra abajo de la línea de saturación se encuentra saturado y que toda esa agua tiende a escurrir hacia ambos taludes. Tanto en la línea de saturación como en el talud de aguas arriba no hay carga de presión, existiendo solo carga de altura. -- En este caso las equipotenciales no son normales a la línea de saturación,

pues ésta ha dejado de ser línea de corriente y las líneas de corriente tampoco son normales al talud de aguas arriba, pues éste ha dejado de ser línea equipotencial para convertirse en línea de equipresión.

La base del dentellón de material impermeable sigue siendo línea de corriente, motivando que las equipotenciales sí lleguen normales a ella.

Una vez definidas las fronteras de la sección se procede a determinar la red de flujo para el vaciado rápido total en la sección real según se explicó para el caso de presa llena.

Después de haber obtenido los datos anteriores se va a verificar la estabilidad de la sección previamente proyectada, aplicando el Método Sueco desarrollado por Petterson y elaborado por Fellenius.

Las roturas de las presas de tierra ocurren siempre por deslizamientos de una masa de tierra con respecto a otra y estos deslizamientos que pueden o no interesar a la cimentación, se realizan según superficies curvas por lo que se llaman deslizamientos curvos.

Siendo la estabilidad de los taludes un problema indeterminado, se hacen las siguientes suposiciones:

- 1.- La falla ocurre sobre una superficie cilíndrica y a lo largo de toda ella.
- 2.- El deslizamiento del material, que se encuentra sobre la superficie cilíndrica, se efectúa como si éste fuera una masa sólida -- que girara alrededor del eje del cilindro.

3.- Sobre la superficie supuesta se toma un corte de un espesor unitario (un metro) y se le divide en fajas verticales, suponiéndose que cada una de ellas obra sobre la superficie cilíndrica únicamente con su peso, sin afectar a las fajas adyacentes por fricción o presión sobre ellas.

4.- En la base de cada faja se produce el esfuerzo de fricción, el empuje de la subpresión, se desarrolla un esfuerzo de cohesión y se ejerce el peso del material.

El enrocamiento que está sobre el material impermeable también obra en la superficie de la falla. Solo consideramos que el efecto del enrocamiento se limita únicamente a su peso sin desarrollar un esfuerzo de cohesión en la parte en que dicho enrocamiento toca directamente a la superficie de falla.

Utilizando fajas verticales elementales que actúan sobre la superficie de falla, se va a hacer el análisis de esfuerzos. El peso W de la faja se descompone en una fuerza normal N y una tangencial T , a la superficie de falla.

La componente normal del peso origina una fuerza de fricción cuyo valor es $N \times \tan \varphi$, donde φ es el ángulo de fricción interna determinado por las pruebas de compresión triaxial, para la relación de vacíos que se supone se puede obtener con la compactación del terraplén.

Debido a la cohesión del material se origina una fuerza cuyo valor es igual al producto de la cohesión unitaria " C " por el área de la superficie de falla en que se ejerce la cohesión. El valor de " C " también se ha determinado en las pruebas de compresión triaxial para las mismas con-

diciones con que se obtiene, ϕ .

Las fuerxas que se oponen al deslizamiento del talud sobre la superficie cilíndrica, según la ecuación empírica de Coulomb, son las desarrolladas por la cohesión y la fricción, teniéndose que:

$$S = N \tan \phi + C \cdot \Delta L$$

y la fuerza total valdrá:

$$S = \sum N \tan \phi + C \cdot L$$

Siendo "L" la superficie total en que se ejerce la cohesión "C" y es igual a la longitud total del arco del círculo de falla, ya que hemos considerado un ancho unitario.

Como la subpresión obra normalmente a la superficie de falla, su valor, que disminuye el de la componente normal del peso, se determina por medio de la red de flujo.

Al considerar toda la superficie de deslizamiento y teniendo en cuenta que sobre una parte de ella el enrocamiento obra directamente, la fuerza total que se opone al deslizamiento será:

$$S = \sum (N - U) \tan \phi + \sum N' \tan \phi e. + C \cdot L + \sum T'$$

siendo:

N = componente normal del peso que obra sobre la parte de la superficie de falla que está dentro del corazón impermeable.

U = subpresión ejercida en la faja.

ϕ = ángulo de fricción interna del material impermeable.

N' = componente normal del peso que obra sobre la parte de la superficie de falla que queda dentro del enrocamiento.

φ_e = ángulo de fricción interna del enrocamiento.

C = cohesión unitaria que se desarrolla en la superficie de deslizamiento.

L = superficie total en la que se efectúa la cohesión.

T' = componente tangencial del peso de las fajas que se opone al deslizamiento.

Como existe una gran variedad de superficies cilíndricas sobre las cuales puede fallar el talud, el problema de la estabilidad del talud -- consiste en encontrar aquella en donde la posibilidad de falla sea máxima.

Con dicho objeto se relaciona la fuerza total que se opone al deslizamiento en la superficie de falla, con la tendencia del talud a deslizarse sobre la antes mencionada superficie. A esta relación se le llama factor de seguridad y queda representada como sigue:

$$F_B = \frac{\sum (N - U) \tan \varphi + \sum N' \tan \varphi_e + C \cdot L}{\sum T'}$$

En donde

$\sum T'$ = componente tangencial del peso que favorece al deslizamiento.

En caso de que el vaso esté lleno, el talud exterior, esto es, el de aguas abajo, se encontrará en las condiciones más desfavorables, por favorecer la presión del agua al deslizamiento, mientras que el talud --

interior está favorecido.

Cuando la cortina está empapada en agua por desembalse rápido, ambos taludes están en peores condiciones que cuando está seca. Es conveniente en este estado calcular el talud interior, ya que el exterior está en peores condiciones con embalse lleno. Para este caso ha considerado el desembalse rápido total, que aunque es una suposición bastante teórica nos dá un mayor margen de seguridad.

Experimentalmente se estima como aceptable la estabilidad de un talud, cuando el menor factor de seguridad obtenido sea igual o mayor a 1.5.

Se van a utilizar los valores de la cohesión y del ángulo de fricción interna del material obtenidos en las pruebas triaxiales rápidas no consolidadas y rápidas consolidadas para analizar los períodos de construcción y de servicio de la presa, respectivamente.

Como la construcción de la cortina se va a hacer en un período muy corto se recomienda que en casos como éste se dé mayor importancia a los resultados obtenidos con los valores de las pruebas rápidas consolidadas.

Deberán trazarse para cada caso cuando menos tres círculos probables de falla, modificando su posición a fin de obtener el factor de seguridad más bajo.

Si el factor mínimo obtenido es más bajo que el aceptado como límite, habrá que modificar la sección propuesta y que analizarla nuevamente.

Para el estudio presente se obtuvieron como valores mínimos del factor de seguridad del talud de aguas arriba y del de aguas abajo, 1.54 y -

1.64 respectivamente, por lo que se ha aceptado como buena la sección -- propuesta para la cortina.

En el anexo No. 4 se puede ver el estudio del círculo que a la postre resultó ser el más desfavorable para el talud de aguas arriba.

A continuación se describe la solución gráfica que se siguió para la integración de las fuerzas normales, tangenciales y de subpresión con el objeto de poder valuar el factor de seguridad.

El procedimiento consiste en dividir al probable círculo de falla en un número cualquiera de partes que no es necesario que sean iguales entre sí. En este estudio se ha dividido en diez partes. (Véase anexo No. 4).

La ordenada media de una faja vertical diferencial representa a escala el peso de dicha faja, ya que multiplicándola por el ancho dx , por el espesor unitario y por el peso volumétrico, obtendremos el peso de la faja mencionada.

Basándonos en esta propiedad, a partir de cada uno de los puntos -- marcados en el círculo de falla hemos trazado verticales en donde se ha puesto el valor de la ordenada correspondiente al material que se encuentra sobre el punto considerado, multiplicada por el peso volumétrico. -- Así es como se han obtenido los puntos 1', 2', etc., que nos definen el diagrama de pesos. Cabe hacer notar que en los puntos del círculo de falla en donde actúan conjuntamente la tierra y el enrocamiento, el valor representado es el peso de la suma de los dos materiales.

El valor de los esfuerzos normales y tangenciales en cada uno de -- los puntos en que se ha dividido el círculo, se obtiene descomponiendo --

el valor del peso representado gráficamente, en normales y tangenciales al círculo de falla.

La horizontal XX trazada sobre la parte superior de la sección de la cortina nos va a servir como referencia para determinar los diagramas de esfuerzos normales y tangenciales, así como el de la subpresión.

Por tal motivo hemos referido sobre esta horizontal los puntos 1, 2, 3 etc., con el objeto de llevar sobre ellos los respectivos valores de los esfuerzos normales y tangenciales, según puede verse en el anexo No. 4.

Los valores reales los obtendremos multiplicando el área bajo cada diagrama por el producto de las escalas de línea y de fuerza.

Siendo el caso que se está estudiando el de vaciado rápido total, para encontrar el valor de la subpresión se va a utilizar la red de flujo correspondiente.

Gráficamente se determina el valor de la carga de agua que existe en los diferentes puntos en que las equipotenciales cortan el círculo de falla, y que es igual al desnivel entre dichos puntos y aquellos en que las respectivas equipotenciales tienen una carga de presión nula.

Estos valores los llevamos sobre verticales a partir de cada punto y los vamos a descomponer en dos direcciones: una horizontal y otra normal al círculo de falla, siendo esta último valor el que nos interesa, ya que es el que llevaremos sobre la proyección en la horizontal XX, de los puntos en que el círculo de falla corta a las equipotenciales.

La razón por la que se ha descompuesto según una normal al valor de la carga es la siguiente:

Como la presión hidrostática obra normalmente a la superficie de falla, para obtener el área de los esfuerzos normales debidos a la subpresión tendríamos que poner en la horizontal XX una longitud igual al desarrollo de la línea de falla. Puesto que los esfuerzos debidos al peso del material se han determinado sobre la proyección de la línea de falla en la horizontal XX, para poder superponer los diagramas de normales y de subpresión, es necesario para éstos últimos que la línea de falla también se considere en proyección sobre el mismo eje XX y que se aumente a su vez el valor del esfuerzo unitario en proporción tal que conserve igual el valor del área representativa del esfuerzo de subpresión. Cosa que se hace gráficamente des descomponiendo el valor de la carga en radiales.

La superficie bajo el diagrama de subpresiones así obtenido se multiplicará por el cuadrado de la escala de líneas a fin de obtener el valor real de la subpresión.

Una vez que se valuaron N, T y U, se procedió a encontrar el factor de seguridad aplicando la fórmula ya vista, habiéndose encontrado un valor de 1.54.

Debido a que la región del Valle del Yaqui es asísmica no se ha incluido dentro del estudio de la estabilidad de taludes el efecto sísmico.

2.- OBRA DE DESVIACION

Durante el período constructivo de la cortina hay necesidad de eliminar los volúmenes aportados por el arroyo de Aguacaliente con el objeto de poder trabajar en seco y evitar de esta manera los perjuicios que podría ocasionar una avenida si llega a rebasar las obras iniciadas.

Por tal motivo se ve la necesidad de una obra de desviación que bien puede ser un túnel, un tajo, o el mismo cauce del arroyo.

La capacidad que debe darse a la desviación es un problema muy importante, ya que los destrozos que causaría una avenida del arroyo al rebasar la capacidad de la desviación serían muy cuantiosos, máxima que se trata de una cortina de tierra.

Como el programa de construcción será muy intenso lo usual en estos casos es asignarle a la desviación una capacidad tal que permita el paso de las avenidas ordinarias, ya que si se proyectara para la avenida máxima probable su costo resultaría muy elevado y no se justificaría con los probables daños que sufrirían las obras ya iniciadas.

A falta de datos observados sobre las avenidas ordinarias del arroyo, se les ha fijado un valor promedio de 200 m³/s. basado en los informes recabados al respecto.

Estudiando las condiciones topográficas en el sitio de la cortina se ha visto la ventaja de aprovechar el cauce principal del arroyo como obra de desvío, ya que tiene una capacidad mayor que los 200 m³/s. asignados a esta obra.

Siendo el régimen del arroyo del tipo torrencial, la construcción -

de la cortina podrá hacerse en dos etapas.

En la primera etapa, la cortina se va a construir a ambos lados del cauce de desvío hasta la elevación de su corona y durante el estiaje -- prolongado de febrero a junio inclusive, en que el arroyo permanece completamente seco, se va a colar el dentellón de concreto en la roca del cauce. Al llegar la época de avenidas, éstas se dejarán pasar sobre dicho dentellón ya que no hay ningún peligro de que sea arrastrado por la corriente.

Como en el estiaje corto de octubre y noviembre el arroyo tampoco trae agua, se cree que sea innecesaria la erección de una atagüía aguas-arriba para poder efectuar el cierre de la cortina durante esta segunda y última etapa de su construcción.

3.- OBRA DE EXCEDENCIAS

En las cortinas de tierra, y en general en las del tipo flexible, -- conviene alejar de ellas a la obra de excedencias, por lo que de preferencia ésta debe localizarse en algún puerto existente en el vaso, con el único requisito de que al retornar las aguas al cauce primitivo no lo hagan cerca de la cortina, evitando así erosiones peligrosas en su base.

Como en el vaso de Aguacaliente hay dos puertos adecuados para tal objeto, se ha decidido alojar a la obra de excedencias en el puerto formado entre el cerro donde se empotra la cortina y el cerro de la Cabra, - debido a que en el otro puerto debe situarse forzosamente la obra de toma para ligar económicamente el canal con el vaso.

Dadas las características topográficas del puerto se prevé la posibilidad de construir un vertedor de compuertas o uno de cresta fija.

El vertedor de compuertas tiene un costo de construcción relativamente bajo, presentando la facilidad de lograr un mayor control y aprovechamiento de las avenidas del arroyo; en cambio tiene la desventaja de que su costo de operación y conservación es muy fuerte, además de requerir una atención continuada y muy cuidadosa de parte de un personal bien preparado, ya que el vaso permanecerá siempre lleno y el peligro de una avenida será constante.

Los vertedores de cresta fija tienen la ventaja de que los gastos de operación son nulos y los de conservación muy pequeños y asimismo la de no necesitar atención alguna puesto que en el momento en que el nivel en el vaso es superior al de la cresta vertedora, empieza la descarga, ya que el agua derrama libremente. Presentan el inconveniente de requerir un fuerte gasto inicial de construcción y de no poderse controlar su descarga.

Analizando los dos tipos propuestos se ha deshechado el vertedor de compuertas por considerar que es factible un descuido en su control, lo que podría ocasionar un derramamiento sobre la cortina de tierra, con el consabido peligro de exponerla a su destrucción total. De aquí se puede ver la razón de haber preferido desperdiciar el escaso volumen aportado por el arroyo de Aguacaliente para no poner en peligro al Canal Alto, ya que una interrupción en el servicio sería de consecuencias funestas para la economía de la región.

Entre los vertedores de cresta fija podemos elegir entre los de cresta recta y los de cresta curva en planta. A este último tipo también se-

le llama de "abanico" y su diseño que es experimental se basa en la forma de la red de flujo de un orificio en un vaso, dándosele a la cresta una forma parecida a las equipotenciales de la red y limitando al canal de -- descarga por dos líneas de corriente simétricas.

Al hacer el estudio económico comparativo entre estas dos clases de vertedores se vió que sus costos son semejantes, por lo que la elección entre ambos tipos estará basada preferentemente en razones constructivas.

Por tal motivo se ha aceptado el vertedor de cresta recta dada la -- sencillez que presenta para su trazado y construcción, por lo que a continuación se procederá a hacer su diseño definitivo.

Teniendo en cuenta que la eficiencia de un Vertedor depende princi-- palmente del tipo de perfil adoptado para el cimacio se ha escogido un -- perfil del tipo Creager, que es el comunmente usado en la Secretaría de -- Recursos Hidráulicos.

Dicho perfil evita la formación de vacíos y por ende la cavitación-- que puede originar la destrucción del cimacio, debido a que su forma es -- tal, que cuando el gasto máximo pasa la lámina de agua no se despega de -- él.

Su forma se ha fijado mediante coordenadas obtenidas al transformar las de la carga unitaria, para una carga máxima de 1.93 m. Con el objeto de facilitar su construcción se acostumbra que el perfil así obtenido se limite por arcos de círculo con centros convenientemente elegidos, -- tal y como se puede ver en el Plano No. 4.

El Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos recomienda -- para este tipo de vertedor un coeficiente de gasto de 2.05.

Estando la cresta a la elevación 79.10 m. y siendo la carga disponible de 1.93 m., la longitud de dicha cresta será:

$$L = \frac{Q}{CH^{3/2}}$$

en donde:

$$Q = 700 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$C = 2.05$$

$$H = 1.93 \text{ m.}$$

$$L = 127.3 \text{ m.}$$

Puesto que las condiciones topográficas del puerto así lo requieren, se ha proyectado un canal de acceso cuya plantilla estará a la elevación 78.00 m.; su ancho será de 135 m. y sus taludes tendrán una inclinación de 1:1.

Para ligar este canal con la cresta del vertedor se van a poner dos transiciones circulares cuyas bases tienen un radio de 26 m. y sus taludes conservan una inclinación constante de 1:1, estando revestidas de concreto hasta la elevación correspondiente a la de la corona de la cortina.

El cierre del puerto se completó con un dique de tierra y rezaga en la margen derecha del vertedor. Su corona que tiene 10 m. de ancho se llevó hasta la elevación 83.50 m. No se ha considerado necesario estudiar la estabilidad de este dique ya que tiene una altura máxima de 2.5 m.

El canal de descarga requerido es relativamente corto, ya que basta aproximadamente una longitud de 90 m. para que descargue en un talweg que conduce las aguas al cauce del río Yaqui en un lugar aguas abajo de la desembocadura del arroyo de Aguacaliente.

Teniendo presente que la economía es básica en este proyecto se ha procurado reducir al mínimo posible la excavación por lo que se le ha dado al canal una pendiente de 0.003 (es un poco mayor que la crítica), -- con el fin de que su longitud sea la menor posible.

Estando el canal excavado en roca de buena calidad, solo se va a revestir en una longitud de 50 m. con el objeto de eliminar la posibilidad de alguna erosión cerca de la cresta vertedora, dada la alta velocidad -- del agua (6.5 m/s.), así como para proporcionar una superficie lisa y facilitar el escurrimiento cerca de dicha cresta.

La elevación del pie del cimacio, debe ser tal que el tirante en este punto no llegue a sobrepasar la elevación de la cresta del vertedor, -- aunque debe tenerse en cuenta que es preferible no llegar a este límite -- para lograr un mejor funcionamiento hidráulico.

Suponiendo que dicha elevación sea de 77.98 m. voy a verificarla encontrando el valor del tirante al pie de dicho cimacio.

$$E = d + \frac{q^2}{2gd^2}$$

$$E = 81.03 - 77.98 = 3.05 \text{ m.}$$

$$d + \frac{q^2}{2gd^2} = d + \frac{(700)^2}{2 \times 9.8 d^2} = d + \frac{1.6}{d}$$

$$\therefore 3.05 = d + \frac{1.6}{d}$$

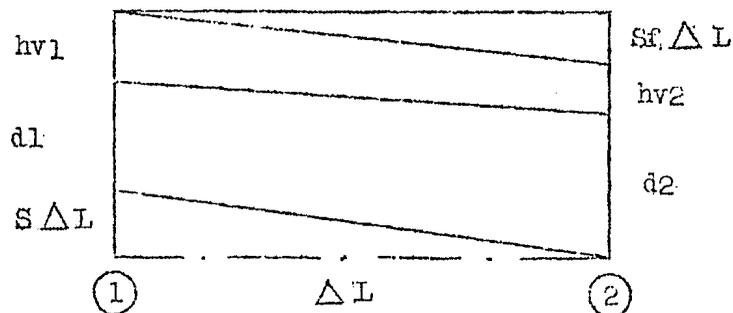
$$d = 0.86 \text{ m.}$$

$$0.86 + 77.98 = 78.84 < 79.10 \text{ (elev. cresta vertedor)}$$

Por lo que se acepta la elevación supuesta ya que se encuentra dentro de las condiciones fijadas de antemano.

La plantilla del canal tendrá un ancho de 125 m. y sus taludes -- tendrán una pendiente de 1:1.

Para fijar la altura del revestimiento se calcularon los tirantes en el canal aplicando el teorema de Bernoulli a diferentes secciones del mismo.



$$d_1 + h_{v1} + S \cdot \Delta L = d_2 + h_{v2} + S_f \cdot \Delta L.$$

$$\therefore \Delta L = \frac{(d_2 + h_{v2}) - (d_1 + h_{v1})}{S - S_f}$$

En donde

$$S = \left(\frac{V_m \cdot n}{r_m} \right)^2$$

$$\text{siendo } v_m = \frac{v_1 + v_2}{2} \quad \text{y} \quad r_m = \frac{r_1 + r_2}{2}$$

El procedimiento de cálculo consiste en fijarse diversos valores -- para el tirante e ir determinando la distancia a que se producen empleando la fórmula anterior.

Así fue como se obtuvo que el tirante en el límite del revestimiento vale 0.98 m. Al revestimiento en todo el tramo revestido se le ha -- asignado una altura uniforme de 2.50 m.

Para evitar el agrietamiento del revestimiento de la plantilla, éste se ha dividido en losas rectangulares de 5 x 10 m. con juntas de construcción en todos sus lados. El colado de dichas losas se hará alternadamente, con intervalos mínimos de cinco días entre colados adyacentes.

La capacidad de carga de las losas debe ser tal que les permita soportar sin agrietarse los asentamientos no uniformes. Asimismo, su peso debe vencer el efecto de la subpresión, el que se despreja cuando el sistema de drenaje es adecuado.

No hay ningún método de cálculo que nos permita determinar el espesor del revestimiento en esta clase de canales. Por tal motivo dicho espesor será fijado teniendo en consideración los valores más comunes que se recomiendan en la práctica y que varían entre 15 y 60 cm.

El armado de las losas será en los dos sentidos, prolongándose el refuerzo a través de las juntas de construcción para que en caso de un asentamiento no uniforme debajo de una losa, ésta quede sostenida por las adyacentes.

Tampoco existen métodos de cálculo para el acero de refuerzo en las separadas por juntas de construcción, siendo lo usual ponerles el refuerzo especificado para temperatura por el Comité Unido.

En el cimacio vertedor se puso un dentellón con el objeto de disminuir la entrada del agua y aumentar su estabilidad.

Se ha puesto otro dentellón al final del revestimiento para evitar la socavación debajo del mismo. Las profundidades adoptadas para este tipo de dentellones varían entre 1 y 10 m., habiéndose escogido para es-

te proyecto una profundidad mínima de 4 m.

También se han proyectado dentellones transversales que serán colados monolíticamente con las losas del revestimiento para reducir el escurrimiento del agua en la parte inferior de las losas y de evitar el desplazamiento posible de dichas losas, puesto que se encuentran en un terreno con pendiente.

Para evitar el posible efecto de la subpresión se ha proyectado un sistema de drenaje debajo del revestimiento según puede verse en el plano No. 4. El drenaje consistirá en zanjas de 30 x 30 cm. abiertas abajo del revestimiento y rellenas de grava; además llevarán lloraderos de 3" ϕ a cada 2.50 m.

El dren transversal se ha colocado aguas arriba del dentellón con el objeto de aumentar su eficiencia.

4.- OBRA DE TOMA

Es la estructura que tiene como objeto extraer el agua del embalse de una manera perfectamente controlada, por lo que se hace necesario el empleo de un mecanismo de control de fácil manejo y buena construcción, ya que una falla de dicho mecanismo puede dar lugar a la entrada de un exceso de agua en el canal con los peligros consiguientes.

La obra de toma se ha localizado en el puerto formado entre los cerros del Bacacique y de La Cabra. El motivo que nos ha llevado a escoger este puerto es el económico, ya que entre los sitios probables para alojar a la toma, es el puerto antes mencionado el que nos permite obtener el mayor acortamiento en la longitud del Canal Alto (3.68 Km.), lo -

que representa una considerable economía.

Al situar en este puerto a la obra de toma se cumple el requisito constructivo que recomienda que en cortinas del tipo flexible dicha obra se encuentre preferentemente muy alejada de la cortina o que cuando esto no sea posible se procure que al menos no esté cimentada en el cuerpo de la misma.

Para cerrar el puerto se va a construir un dique de tierra cuya corona tendrá 10 m. de ancho y estará a la misma elevación que la de la cortina. La sección de este dique, cuya estabilidad de taludes no se calcula por su escasa altura, es la que aparece en el plano No. 5.

Teniendo en consideración la configuración del puerto se ha proyectado un canal de acceso para la toma, mismo que servirá como canal de limpieza para el desarenador. Por tal motivo, la plantilla de este canal se ha fijado a una elevación de 72.50 m., con el objeto de impedir la entrada de sedimentos gruesos al canal de conducción.

Estando la obra de toma localizada sobre el canal alto, la elevación de su plantilla será la que corresponda a dicho canal en ese sitio. Así fue como se obtuvo para la plantilla de la toma una elevación de 74.415 m.

El proyecto de esta obra de toma se va a hacer considerando un gasto máximo de extracción de $110 \text{ m}^3/\text{s}$.

La estructura de la toma estará formada por conductos en "U" y será regulada por medio de compuertas radiales.

Las compuertas reguladoras serán del tipo de admisión inferior, esto es, que el agua entre por la abertura formada al elevarse la compuerta, entre el bordo inferior de ella y el umbral en donde se apoya.

Dichas aberturas estarán cerradas en su parte superior por medio de una pantalla que llegará hasta la losa de maniobras, la que se encuentra a un nivel tal que le permita poner a salvo de la acción del agua a los mecanismos de operación. Este nivel será el mismo que el de la corona de la cortina.

Se han escogido compuertas radiales o Taintor porque son sencillas de operación, debido a que evitan las grandes fricciones originadas en las compuertas de tipo deslizante. Es por esta razón que resultan menos caras y más eficaces, requiriendo una menor vigilancia. Además presentan la ventaja de su fácil instalación y desmonte.

Estas compuertas serán levantadas por medio de malacates que estarán accionados por motores eléctricos.

Como ya se dijo en el anteproyecto respectivo, el número y dimensiones de las compuertas que se deban usar será aquel que dentro de los límites económicos nos dé la menor elevación normal de las aguas en el vaso, con el objeto de tener la mayor carga posible sobre el vertedor.

Para esta toma lo más conveniente resultó poner dos compuertas radiales de 4.50 x 4.15 m. por obtenerse con ellas un nivel bastante bajo en el vaso.

Los cálculos hidráulicos hechos en el anteproyecto (Hoja No. 28) - se aceptan como definitivos.

Dichos cálculos han sido elaborados considerando que para el gasto máximo la toma trabaja como una estructura de control en un canal abierto.

Es por esto que a partir de las condiciones normales del Canal Alto a la salida de la toma se ha ido aplicando el teorema de Bernoulli a diferentes secciones hasta llegar al vaso y determinar la elevación del agua en el mismo.

El tirante de 4.15 m. encontrado en el interior de la estructura de toma es el que nos sirve para fijar las dimensiones de las aberturas de las compuertas y que serán de 4.50 x 4.15 m., como antes dije.

Por medio de una transición abierta de 10 m. de longitud se van a ligar los dos conductos de la toma y la sección normal del Canal Alto con el objeto de normalizar el escurrimiento en dicho canal. Con esta longitud se cumple el requisito hidráulico para este tipo de transiciones y que se encuentra enunciado en la Hoja No. 18.

Junto a la losa de maniobras se va a poner un puente carretero con el objeto de permitir el tránsito por el dique que cierra el puerto.

PROYECTO ESTRUCTURAL DE LA OBRA DE TOMA

A.- Superestructura del puente carretero.

Va a constar de dos losas libremente apoyadas sobre los conductos en U.

Dimensiones:

Claro	4.80 m.
Longitud total	5.10 m.
Ancho de calzada	6.70 m.
Ancho de las guarniciones	0.30 m.
Ancho total	7.30 m.
Bombeo 2%	0.07 m.

Cargas:

Camión H.20 - S.16 - 44 (A.A.S.H.O.)

Carga de construcción para camión con rezaga. $W = 34.9$ Ton.
(S.R.H. Plano G-C-3018).

Fatigas de trabajo:

$$f_s = 1255 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_c = 0.33 f'_c = 70 \text{ Kg/cm}^2.$$

Para la carga de construcción las fatigas serán vez y media - las anotadas arriba.

La losa se va a diseñar según las normas del A.A.S.H.O.

Carga muerta

Se va a estudiar una faja de circulación de 1 m. de ancho.

Le vamos a suponer a la losa un espesor de 42 cm.

$$W = 0.42 \times 1.0 \times 2400 = 1008 \text{ Kg/m}^2.$$

$$M_M = \frac{W L^2}{8} = \frac{1008 \times 4.80^2}{8} = 2900 \text{ Kg.m.}$$

Carga viva del camión H.20 - S.16 - 44

a) Carga de ruedas

El momento flexionante máximo se produce debajo de la rueda mas pesada cuando está en el centro del claro.

$$P = \text{peso de la rueda mas pesada} = 15,000 \text{ \#} = 7,280 \text{ Kg.}$$

Ancho efectivo de distribución para cargas de rueda (A.A.S.H.O. -

3.3.2-c).

$$E = \frac{10 N + W}{4N}$$

siendo:

N = número máximo de líneas de tráfico en el puente = 2.

W = ancho de la calzada en pies = 22'

$$E = \frac{10 \times 2 + 22}{4 \times 2} = 5.25' = 1.60 \text{ m.}$$

$$E \times n = 1.60 \times 4 = 6.40 \text{ m.} < 6.70 \text{ m. (ancho de calzada)}$$

n = número de ruedas a lo ancho.

∴ La carga se reparte en el ancho efectivo encontrado.

$$\text{Carga por metro de losa} : P' = \frac{7280}{1.60} = 4,550 \text{ Kg.}$$

$$M_V = \frac{P' L}{4} = \frac{4550 \times 4.80}{4} = 5,460 \text{ Kg. m.}$$

Impacto:

$$I = \frac{50}{L + 125}$$

$$L = \text{claro en pies} = 15.75'$$

$$I = \frac{.50}{15.75 + 125} = 35.5\% > 30\%$$

∴ Se considera $I = 30\%$

Momento flexionante por carga viva e impacto:

$$M_v + I = 1.3 M_v = \underline{7,110 \text{ Kg.m.}}$$

b) Carga de línea

Para el camión H.20-S.16-44

$$Q = 640 \text{ \#/ft.}$$

$$P' = 18,000 \text{ \# (Para momento flexionante)}$$

Distribución de la carga de línea (A.A.S.H.O. 3.3.2 - c)

$$W' = \frac{NQ}{0.5W + 5N} = \frac{640 \times 2}{0.5 \times 22 + 5 \times 2} = 61 \text{ \#/ft}^2 = 296 \text{ Kg/m}^2.$$

$$P_o' = \frac{NP'}{0.5W + 5N} = \frac{18,000 \times 2}{0.5 \times 22 + 5 \times 2} = 1,715 \text{ \#/ft. ancho} = \\ = 2,560 \text{ Kg/m. ancho.}$$

Momento flexionante debido a las cargas de línea.

$$M_e = \frac{w' L^2}{8} + \frac{P_o' L}{4} = \frac{296 \times 4.80^2}{8} + \frac{2560 \times 4.80}{4} = 853 + 3080$$

$$M_e = 3,933 \text{ Kg.m.}$$

Agregando el efecto del impacto.

$$M_e + I = 1.3 \times 3933 = \underline{5,100 \text{ Kg.m.}}$$

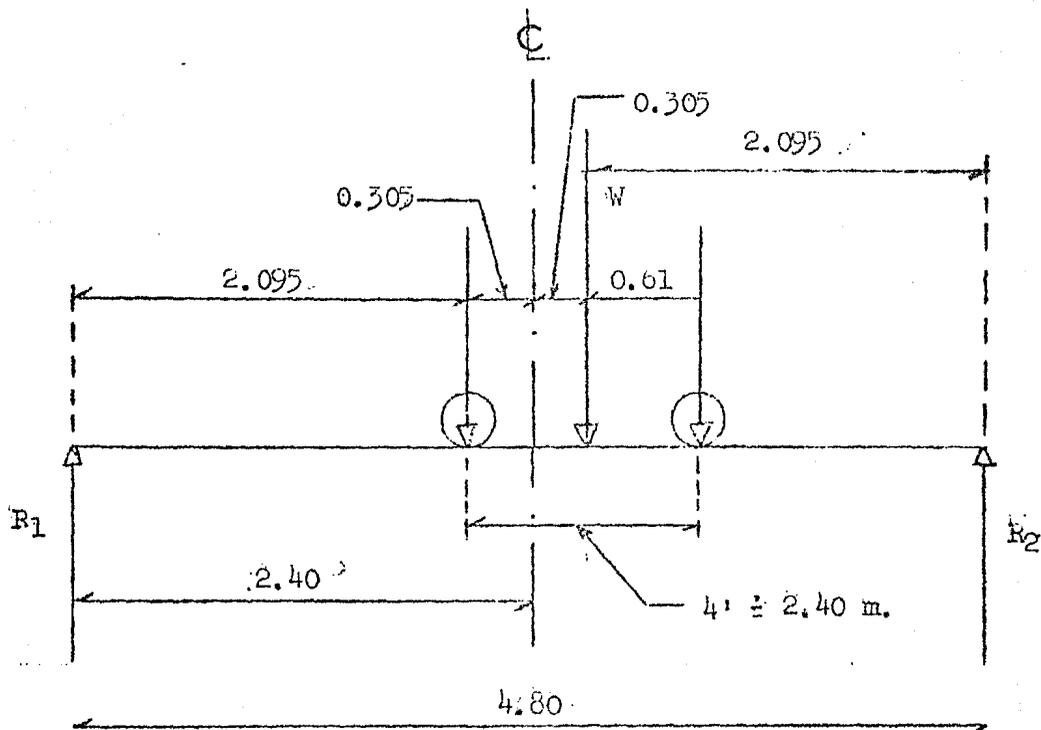
c) También deben considerarse dos cargas concentradas de 8,000 # cada una a 4' de separación. (A.A.S.H.O.3.2.8).

$$p = 8,000 \text{ \#} = 3,630 \text{ Kg.}$$

$$\text{Carga por metro de losa : } P' = \frac{3630}{1.60} = 2,270 \text{ Kg.}$$

$$\text{Valor de la resultante : } W = 2 \times 2270 = 4,540 \text{ Kg.}$$

El momento flexionante máximo se va a producir debajo de una de las ruedas cuando tengan la siguiente posición:



$$R_1 = \frac{4,540 \times 2.095}{4.80} = 1,980 \text{ Kg.}$$

$$M_c = R_1 \times 2.095 = 1980 \times 2.095 = 4,150 \text{ Kg.m.}$$

Agregando el efecto del impacto.

$$M_c + I = 1.3 \times 4150 = 5,400 \text{ Kg. m.}$$

Diseño estructural de la losa para la carga H.20 - S.16-44

Constantes de cálculo:

$$n = 10$$

$$k = 0.356$$

$$j = 0.881$$

$$K = 11.00 \text{ Kg/cm}^2.$$

Se ha elegido el momento debido a la carga viva e impacto del caso a) por ser el mayor.

$$\therefore M_T = M_M + M_C + I = 2900 + 7110 = 10\ 010 \text{ Kg.m.}$$

$$d = \frac{M}{K b} = \sqrt{\frac{1001000}{11.00 \times 100}} = 30.3 \text{ cm.}$$

$$r = 3.0 \text{ cm.} = \text{recubrimiento}$$

$$s = 1.7 \text{ cm.} = \text{espesor de la superficie de desgaste (Poco tránsito).}$$

$$h = 30.3 + 1.7 + 3.0 = 35 \text{ cm.}$$

Debido al bombeo el peralte en el centro será:

$$\therefore h_c = 35 + 7 = 42 \text{ cm. que es igual al supuesto.}$$

$$A_s = \frac{M_T}{f_s j d} = \frac{1001000}{1265 \times 0.881 \times 30.3} = 29.6 \text{ cm}^2.; \text{ Se pondrán varillas de 1" a 17 cm. en una sola capa.}$$

Refuerzo de distribución (A.A.S.H.O.-3.3.2).

$$\text{Porcentaje} = \frac{100}{\sqrt{S}} = \frac{100}{\sqrt{15.75}} = 25.2\% < 50\% ; S = \text{Claro en ft.}$$

$$A_{sd} = 0.252 A_s = 0.252 \times 29.5 = 7.5 \text{ cm}^2.$$

Refuerzo de Temperatura:

$$A_{st} = 0.003 \times b \times h = 0.003 \times 100 \times 35 = 10.5 \text{ cm}^2.$$

Como $A_{st} > A_{sd}$ vamos a reforzar por temperatura y se pondrán varillas de 1" ϕ a 45 cm.

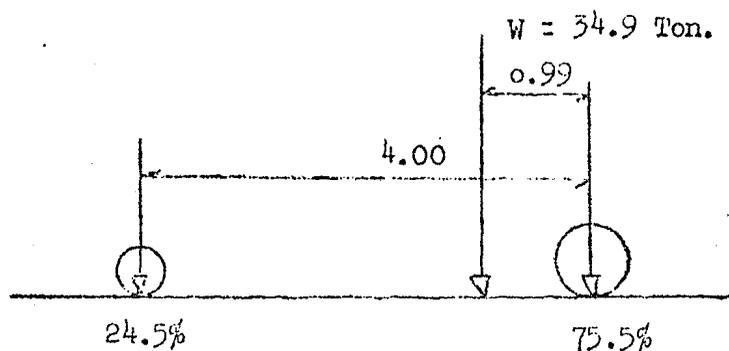
Adherencia y esfuerzo cortante

Como la losa se ha diseñado siguiendo las normas del A.A.S.H.O. no hay necesidad de revisar ni por adherencia ni por esfuerzo cortante. (3.2.d)

Carga viva de construcción

Se va a hacer el estudio de la carga debida a un camión con rezaga según el criterio seguido en la S.R.H. para luego comparar el resultado así obtenido con el del camión H20 - S16 - 44 y elegir el diseño mas seguro.

Peso del camión : $W = 34.9$ Ton.



El momento flexionante máximo se produce debajo de la rueda mas pesada cuando está en el centro del claro.

$$P = \text{peso de la rueda mas pesada} = 0.5 \times 0.755 \times 34.9 = 13.15 \text{ Ton.}$$

$$E = 1.60 \text{ m. (igual que para el camión H.20-S.16-44)}$$

$$\text{Carga por metro de losa: } P' = \frac{13150}{1.60} = 8220 \text{ Kg.}$$

$$M_C = \frac{P' L}{4} = \frac{8220 \times 4.80}{4} = 9880 \text{ Kg.m.}$$

Momento flexionante por carga viva e impacto.

$$M_C + I = 1.3 M_C = 12,850 \text{ Kg. m.}$$

Momento total.

$$M_T' = M_M + M_C + I = 2900 + 12,850 = \underline{15,750 \text{ Kg.m.}}$$

Diseño estructural de la losa para la carga de construcción

Las fatigas de trabajo se incrementarán vez y media, dado lo eventual de estas cargas.

Constantes de cálculo.

$$n = 10$$

$$k = 0.356$$

$$j = 0.881$$

$$K = \frac{1}{2} fckj = 0.5 \times 1.5 \times 70 \times 0.356 \times 0.881 = 16.50 \text{ Kg/cm}^2.$$

Valor del peralte real:

$$d = \sqrt{\frac{1575000}{16.50 \times 100}} = 30.8 \text{ cm.}$$

Como la diferencia entre los peraltes obtenidos es de 0.4 cm., se --
acepta como bueno el diseño hecho para la carga H.20-S16-44.

B.- Diseño de la pila intermedia.

Se va a hacer analizando a la flexocompresión sobre su eje mayor a --
un tramo de un metro de ancho bajo el puente carretero.

Altura de la pila

Elevación de la corona del dique 83.500 m.

Elevación de la plantilla de la toma 74.415 m.

Desnivel 9.085 m.

Espesor del puente 0.350 m.

Altura de la pila 8.735 m. \approx 8.74 m.

Determinación de cargas:

1.- Peso superestructura. - Será el peso de un tramo de puente.

$$P_G = 36,300 \text{ Kg.}$$

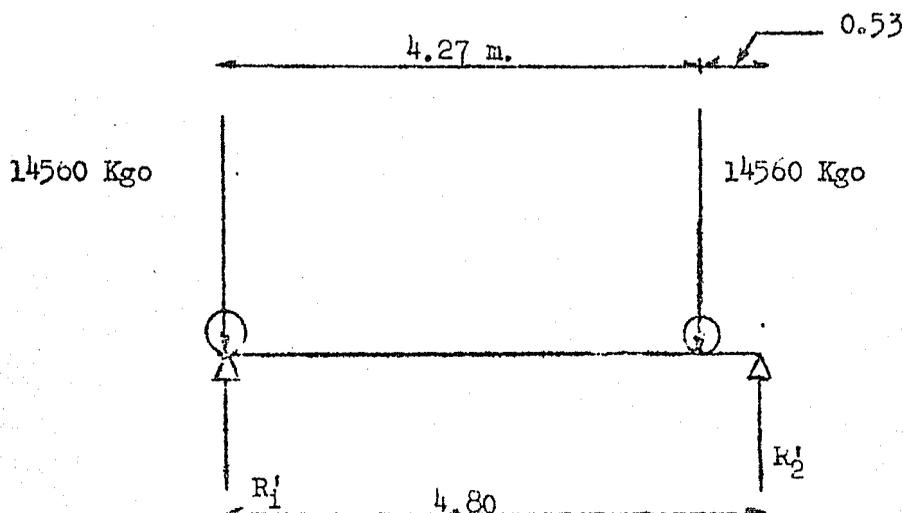
2.- Peso propio de la pila. - Dándole un espesor de 0.60 m. tendremos:

$$P_p = 2400 \times 0.60 \times 374 = 12,600 \text{ Kg.}$$

3.- Carga viva. Se va a considerar la tipo H20-S16-44 en dos bandas - de circulación.

Al calcular la losa del puente se vió que para éste claro la carga - de ruedas predomina sobre la carga equivalente, por lo que consideraremos - la primera.

La condición más desfavorable consiste en tener solamente un tramo -- cargado, pues con ésto se logra la excentricidad de la carga. Para que se produzca la máxima reacción sobre el apoyo es necesario que uno de los --- ejes pesados esté sobre él y que el otro eje pesado se encuentre dentro - del claro.



$$R_1 = 2 \left(14560 + \frac{14560}{4.80} \times 0.53 \right) = 32,320 \text{ Kg.}$$

Estará aplicada en el centro del apoyo del puente.

No se considera el impacto en la estabilidad de la pila (A.A.S.H.O. 3.2.12.B).

4.- Fricción por carga muerta.

Se considerará en los apoyos un coeficiente de fricción del 25%.

Como la pila es un apoyo intermedio y puesto que los claros son iguales, la fuerza de fricción debida a los dos tramos de puente es igual y de sentido contrario.

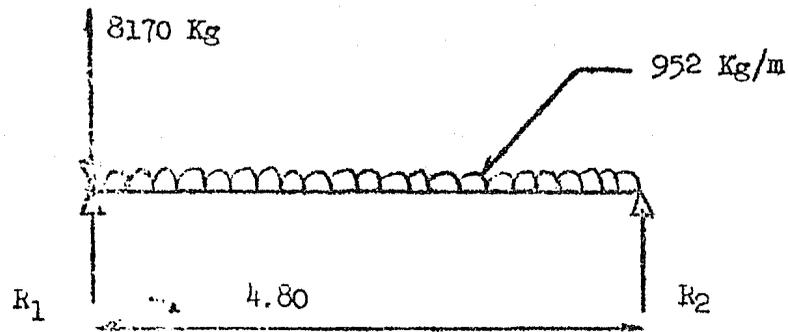
Por seguridad se acepta una diferencia de un 5% entre los coeficientes de fricción de los dos apoyos.

$$F = 0.05 \frac{Ps}{2} = 0.05 \times 18150 = 910 \text{ Kg.}$$

5.- Frenaje.

Su intensidad es igual al 5% de la carga viva equivalente con la concentración para momento y sin impacto, en las dos bandas de circulación. Se considera que actúa a 1.22 m. sobre la rasante. (A.A.S.H.O.3. 2.13.)

El frenaje se presenta sólo cuando hay carga viva en movimiento y la vibración que se produce en la superestructura destruye por completo la fricción. Por tal motivo el apoyo fijo es el que va a tomar íntegro el frenaje y como en las pilas no puede haber más que uno de estos apoyos, he considerado para el valor del frenaje un solo tramo cargado.



$$Fr = 2 \times 0.05 (8170 + 952 \times 4.80) = 1273 \text{ Kg.}$$

Al trasladarla a la corona de la pila desprecio el par de transporte por ser pequeño e influir poco en las cargas verticales.

6/- Empuje del viento.-

Como solo analizaremos a la pila sobre su eje mayor, únicamente se va a calcular el empuje del viento en sentido transversal a dicho eje.

a) Viento tangencial sobre la superestructura. Vale el 50% del viento normal debido a que se considera que el viento actúa formando un ángulo de 45° con el eje del pasante.

Para valorar el viento normal se considera una intensidad de 150 Kg/m^2 . sobre vez y media la superficie expuesta. La resultante está aplicada sobre el centro de gravedad de dicha superficie.

$$\text{Superficie expuesta} = (0.30 + 0.35) 5.10 = 3.31 \text{ m}^2.$$

$$VNs = 150 \times 1.5 \times 3.31 = 742 \text{ Kg.}$$

$$\therefore VTs = 0.5 VNs = 0.5 \times 742 = 370 \text{ Kg.}$$

Aplicada a 0.32 m. de la corona; por lo que también desprecio a su par de transporte al trasladarla a la corona.

b) Viento tangencial sobre la carga viva.- También vale el 50% del

viento normal respectivo. Se considera al viento una intensidad de - -
300 Kg/m. sobre el tramo de puente cargado.

$$V_{Nc} = 300 \times \frac{5.10}{2} = 765 \text{ Kg.}$$

$$\therefore V_{Tc} = 0.5 V_{Nc} = 0.5 \times 765 = 380 \text{ Kg.}$$

Actúa a 1.83 m. sobre la rasante y a 1.83 ; 0.42 = 2.25 m. sobre la corona de la pila.

Al trasladar la fuerza al apoyo desprecia el par de transporte por influir muy poco en las cargas verticales.

c) Viento tangencial sobre la pila. Se considera que el viento actúa en una dirección que forma un ángulo α con el eje del puente y -- con una intensidad de 150 Kg/m².

$$\tan \alpha = \frac{\text{ancho puente}}{\text{claro puente}} = \frac{7.30}{4.50} = 1.62$$

$$V_{Tp} = 150 \times \cos \alpha \times A$$

$$\therefore V_{Tp} = 150 \times 0.864 \times 7.30 \times 8.74 = 8320 \text{ Kg.}$$

Esfuerzos en la base de la pila.

Las concentraciones de las fuerzas en el apoyo se reparten uniformemente en toda la longitud del ancho del puente (7.30 m.) hacia abajo. - Se van a usar cargas verticales por metro y momentos respecto al eje de la base de la pila.

Siendo la combinación de cargas permanentes y eventuales la que dé - los mayores valores de los elementos mecánicos, será la única que se estudie.

Concepto	Cargas (Kilos)	Brazos (metros)	Momentos (Kg.m.)
<u>I.- Cargas verticales</u>			
1.- Peso superestructura.	30300 ÷ 7.30 = 4980	0	
2.- Peso propio pila	= 12000	0	
3.- Carga viva	32320 ÷ 7.30 = 4430	0.15	665
Σ ov	22010	—	
<u>II.- Cargas horizontales</u>			
5.- Frenaje	1273 ÷ 7.30 = 174	8.74	1510
6.- Viento tangencial			
a) s/superestructura.	370 ÷ 7.30 = 50	8.74	444
b) s/carga viva	380 ÷ 7.30 = 52	8.74	450
c) s/pila	8320 ÷ 7.30 = 1140	4.37	4970
Σ M	—	—	8045

Diseño estructural

Vamos a considerar que las caras de la pila están reforzadas únicamente por temperatura.

$$A_{gt} = 0.003 \text{ b h} = 0.003 \times 100 \times 30 = 9 \text{ cm}^2/\text{cara}$$

Como pondremos varillas de 5/4" a 30 cm. en ambas caras y direcciones tenemos que $A_{gt} = 9.5 \text{ cm}^2$.

A continuación se va a proceder a revisar la sección a flexo-compresión.

Datos:

$$\begin{aligned}
 b &= 100 \text{ cm.} & g &= \frac{50}{60} = 0.833 & n &= 15 \\
 t &= 60 \text{ cm.} & A_s &= A_s' = 9.5 \text{ cm}^2. & M &= 8045 \text{ Kg.m.} \\
 h &= 8.74 \text{ m.} & f_c' &= 140 \text{ Kg/cm}^2. & P' &= 22010 \text{ Kg.} \\
 d &= 5 \text{ cm. (rec.)} & p &= \frac{190}{6000} = 0.00318
 \end{aligned}$$

Relación de esbeltez:

$$\frac{h}{t} = \frac{8.74}{0.60} = 14.6 > 10$$

∴ es columna larga.

Valor de la excentricidad

$$e' = \frac{M}{P'} = \frac{8047}{22010} = 0.364 \text{ m.} > \frac{t}{2}$$

Por lo que la carga cae fuera de la sección.

Se van a aplicar las fórmulas de revisión de columnas con carga ex-
céntrica en un eje de simetría y fuera del núcleo central. La armadura es
simétrica en dos caras.

$$k^3 - 3 \left(\frac{1}{2} - \frac{e'}{t} \right) k^2 + (6 np \frac{e'}{t}) k - 3 np \left(\frac{e'}{t} + \frac{g^2}{2} \right) = 0$$

Sustituyendo

$$\begin{array}{r} k^3 + 0.336 k^2 + 0.175 k - 0.136 = 0 \\ \hline \begin{array}{r} + 0.337 \quad + 0.228 \quad + 0.136 \\ + 0.673 \quad + 0.403 \quad 0 \end{array} \end{array}$$

$$\therefore k = 0.337$$

$$f_c = \frac{P}{bt} \left(\frac{2k}{k^2 + np(2k - 1)} \right)$$

Como en columna larga

$$P = \frac{P'}{\left(1.30 - 0.03 \frac{h}{t} \right)} = \frac{22010}{0.862} = 25,500 \text{ Kg.}$$

$$\therefore f_c = \frac{25500}{100 \times 60} \left(\frac{2 \times 0.337}{0.337^2 + 15 \times 0.00318 (2 \times 0.337 - 1)} \right) = \underline{29.1 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$f_s = nfc \left(\frac{1 + g}{2k} - 1 \right)$$

$$\therefore f_s = 15 \times 29.1 \left(\frac{1 + 0.833}{2 \times 0.337} - 1 \right) = \underline{750 \text{ Kg/cm}^2}$$

Siendo las fatigas encontradas para el concreto y para el acero mas bajas que las permisibles, se dejará el refuerzo supuesto.

C.- Diseño de los muros verticales extremos.

Estos muros además de retener las tierras van a servir como estribos de los puentes carretero y de maniobras.

Por tal motivo se van a analizar dos secciones: una bajo el puente carretero y otra fuera de él.

a).- Sección bajo el puente carretero.- Se va a estudiar un tramo de un metro de ancho a la flexo-compresión sobre su eje mayor. Su altura es igual a la de la pila.

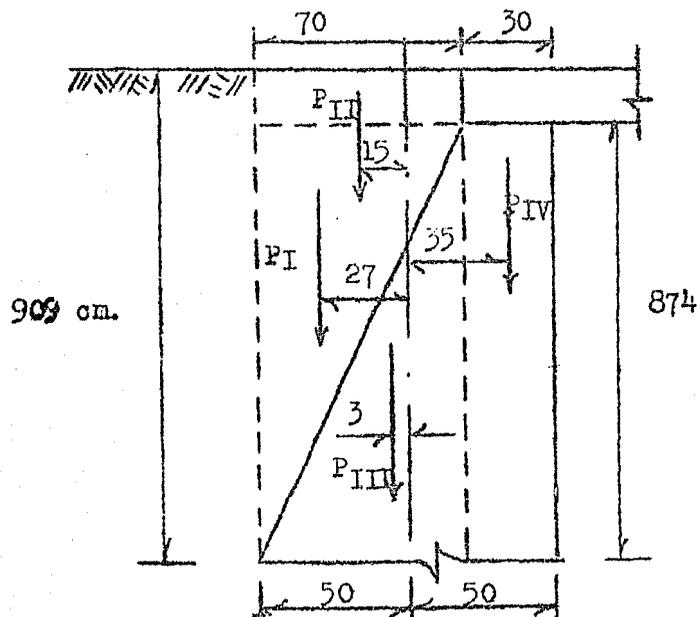
$$h = 8.74 \text{ m.}$$

Determinación de cargas.

1.- Peso de la superestructura.- Se tomará el peso de medio tramo de puente, el que estará aplicado en el centro del apoyo.

$$P_B = 0.5 \times 36300 = 18150 \text{ Kg.}$$

2.- Peso propio del muro hasta la sección de desplante.



$$P_I = 0.50 \times 0.70 \times 8.74 \times 1800 = 5,500 \text{ Kg.}$$

$$P_{II} = 0.70 \times 0.30 \times 1800 = 380 \text{ Kg.}$$

$$P_{III} = 0.50 \times 0.70 \times 8.74 \times 2400 = 7,340 \text{ Kg.}$$

$$P_{IV} = 0.30 \times 8.74 \times 2400 = 6,300 \text{ Kg.}$$

3.- Carga viva. Su acción valdrá igual que para el caso de la pila - estando aplicada en el centro del apoyo; tampoco se considerará el impacto para el estudio de la estabilidad del muro.

$$R_1 = 32,320 \text{ Kg.}$$

4.- Fricción por carga muerta.- Se le ha asignado al apoyo un coe-ficiente de fricción de 0.25.

$$F = 0.25 \times P_B = 0.25 \times 18,150 = 4,540 \text{ Kg.}$$

La que estará aplicada en la corona del muro.

5.- Frenaje.- Tiene un valor igual que para la pila y también se despreciará el valor del par de transporte a la corona del muro.

$$F_r = 1273 \text{ Kg.}$$

6.- Empuje del viento.- Como solo se analizará al muro sobre su eje mayor, únicamente se va a calcular el empuje del viento en sentido transversal a dicho eje.

a) Viento tangencial sobre la superestructura.

Su valor es la mitad del determinado en el análisis de la pila.

$$V_{TB} = 0.5 \times 370 = 185 \text{ Kg.}$$

b) Viento tangencial sobre la carga viva.- Su acción es igual - a la obtenida para la pila.

$$V_{Tc} = 380 \text{ Kg.}$$

c) Viento tangencial sobre el muro:- También su acción es igual que para la pila.

$$V_{Tm} = 8320 \text{ Kg.}$$

7.- Empuje de tierras.

$$E = 0.5 W h (h + h') \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi}$$

En donde

$$W = 1800 \text{ Kg/m}^2. \text{ (tierra saturada)}$$

$$\varphi = 33^\circ 40'$$

Sustituyendo

$$E = 257.5 h (h + h')$$

$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{h + 3h'}{h + 2h'}$$

Para la sección del desplante

$$h = 83.50 - 74.415 = 9.085 \approx 9.09 \text{ m.}$$

Siguiendo las especificaciones de la D.N.C., no se va a considerar sobrecarga debida a la carga viva puesto que la altura del muro es mayor de 7 metros.

$$E = 257.5 \times 9.09^2 = 21,300 \text{ Kg.}$$

$$y = \frac{9.09}{3} = 3.03 \text{ m.}$$

8.- Empuje del agua

$$E_a = 0.5 w h^2$$

$$Y_a = \frac{h}{3}$$

Para la sección del desplante

$$h = 81.03 - 74.415 = 6.615 \approx 6.61 \text{ m.}$$

$$Ea = 0.5 \times 1000 \times 6.61^2 = 22,850 \text{ Kg.}$$

$$Ya = \frac{6.61}{3} = 2.20 \text{ m.}$$

Esfuerzos en el desplante del muro

Las concentraciones de las fuerzas en el apoyo se reparten uniformemente en toda la longitud del ancho del puente (7.30 m.) y hacia abajo. Los momentos se van a tomar respecto al eje de la sección del desplante del muro.

La combinación de cargas permanentes que considero cuando la estructura está vacía es la que produce en este caso la condición más desfavorable.

CONCEPTO	Cargas (Kilos)	Brazos (metros)	Momentos (Kg.m.)
<u>I.-Cargas verticales.</u>			
1.- Peso superestructura.	$18150 \div 7.30 = 2490$	0.35	870
2.- Peso Propio: PI	= 5500	0.27	- 1,480
PII	= 380	0.15	- 57
PIII	= 7340	0.03	- 220
PIV	= 6300	0.35	2,210
ΣCV	22010		
<u>II.-Cargas horizontales.</u>			
4.- Fricción	$4540 \div 7.30 = 623$	8.74	5,440
7.- Empuje tierras	= 21300	3.03	64,600
ΣM	—	—	71,363

Diseño estructural

La sección se va a revisar a la flexo-compresión según el ejemplo -
No. 14 del A.C.I.

Datos:

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

$$d = 82.5 \text{ cm.}$$

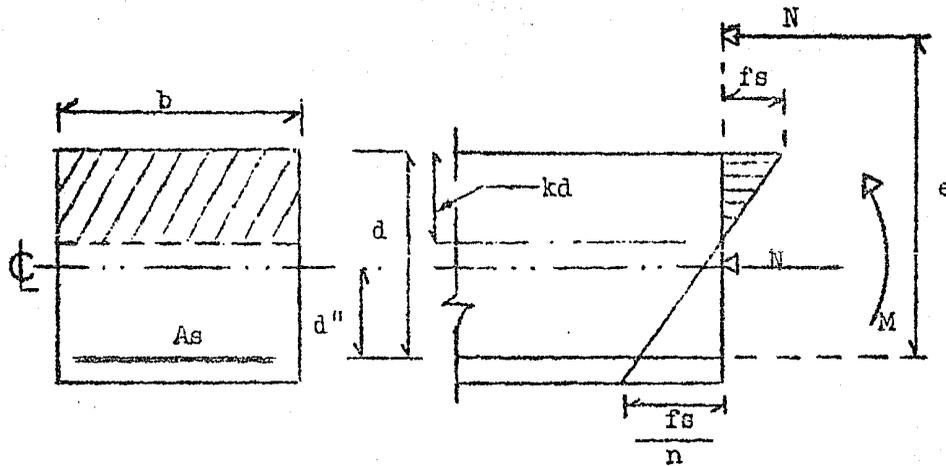
$$d'' = 32.5 \text{ cm.}$$

$$A_s = 75.3 \text{ cm}^2. \text{ (supuesto)}$$

$$n = 15$$

$$M = 71,363 \text{ Kg.m.}$$

$$N = 22,010 \text{ Kg.}$$



$$e = \frac{M}{N} \quad ; \quad d'' = \frac{7136300}{22010} \quad ; \quad 32.5 = 324 \quad ; \quad 32.5 = 356.5 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{d} = \frac{356.5}{82.5} = 4.32$$

De la tabla 10 para $\frac{e}{d} = 4.32$ y $j = 0.86$ (supuesto), se encontró

$$i = 1.25$$

$$m = q = \frac{n A_s i}{b d} = \frac{15 \times 75.3 \times 1.25}{100 \times 82.5} = 0.171$$

De la Tabla 11 para $m = 0,171$ y $q = 0,171$, se obtiene $k = 0,434$.

De la Tabla 13 para $z = 0,33$ y $k = 0,438$, se obtiene $j = 0,86$, por

lo que se acepta su valor supuesto.

$$f_s = \frac{N}{jAs} \cdot \frac{e}{d} = \frac{22010 \times 4,32}{0,86 \times 75,3 \times 1,25} = \underline{1170 \text{ Kg/cm}^2}.$$

$$f_c = \frac{f_s}{n} \times \frac{k}{1-k} = \frac{1170}{15} \times \frac{0,434}{0,565} = \underline{59,8 \text{ Kg/cm}^2}.$$

Fatigas permisibles

$$f_{pc} = f_a \frac{1 + \frac{6e'}{t}}{1 + 0 \frac{6e'}{t}}$$

En donde

$$f_a = \frac{0,18 f_c' + 0,8 f_s p}{1 + (n-1) p}$$

$$c = \frac{f_a}{0,45 f_c'}$$

$$e' = 324 \text{ cm.}$$

$$t = 100 \text{ cm.}$$

$$p = \frac{75,3}{100 \times 100} = 0,00753$$

Sustituyendo

$$f_a = \frac{0,18 \times 140 + 0,8 \times 1265 \times 0,00753}{1 + (15-1) \times 0,00753} = \frac{25,25 + 7,61}{1,1075} = 29,6 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$c = \frac{29,6}{0,45 \times 140} = 0,47$$

$$\frac{6e'}{t} = \frac{6 \times 324}{100} = 19,45$$

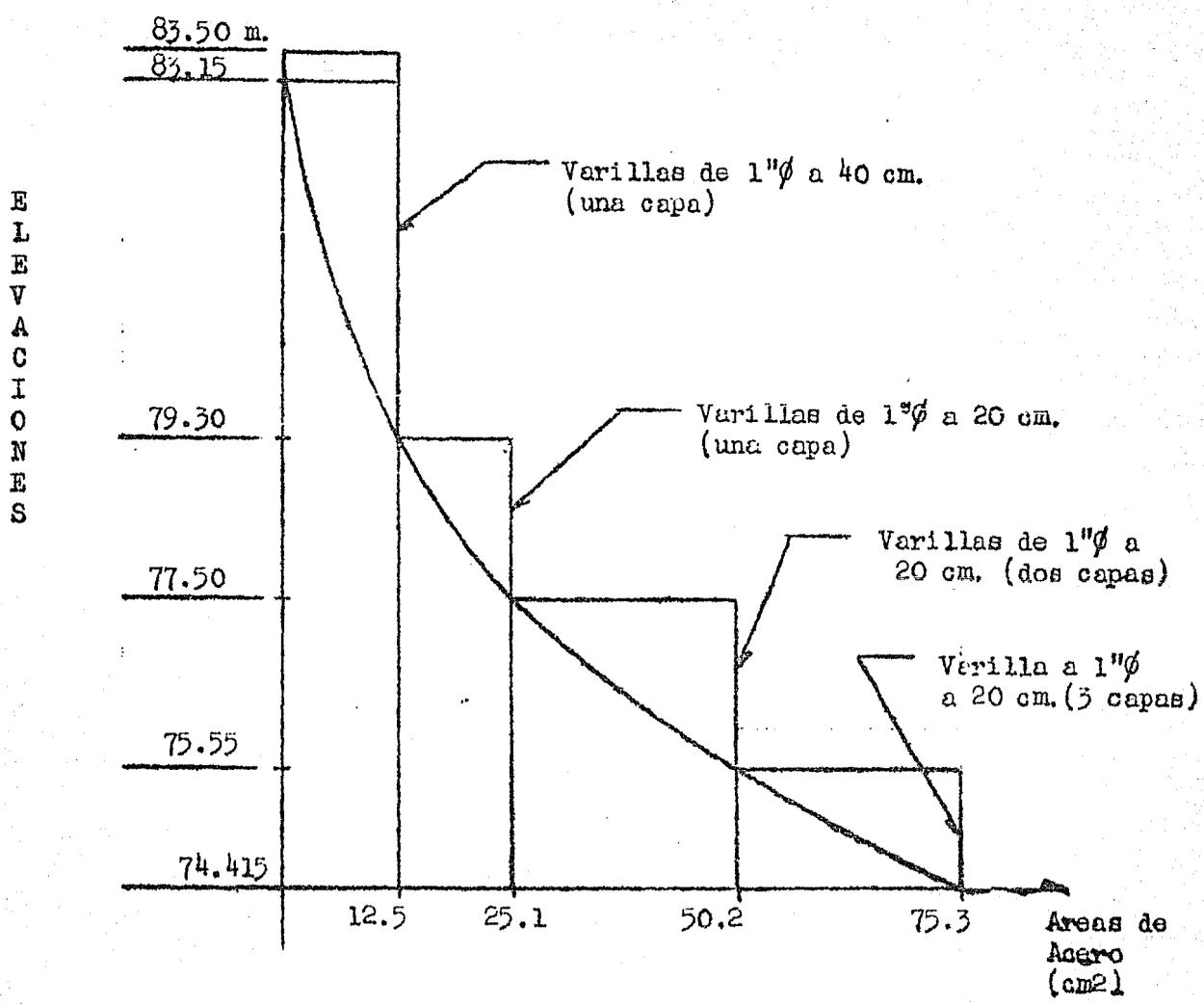
$$f_{pc} = 29,6 \frac{1 + 19,45}{1 + 0,47 \times 19,45} = 29,6 \frac{20,45}{10,13} = 60,1 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\therefore f_c = 59,8 < f_{pc}$$

Por lo que se acepta la fatiga a que trabajará el concreto.

Se van a poner varillas de 1"φ a 20 cm. en 3 capas, según puede verse en el plano No.60.

Para determinar las alturas a las que se puede cortar el refuerzo de una manera económica y constructiva se ha formado la siguiente gráfica de Alturas - Areas de acero, estudiando secciones a diferentes niveles.



b) Sección del muro fuera del puente carretero.- Únicamente se va a estudiar la flexión producida por el empuje de tierras cuando la estructura está vacía, ya que esta condición más desfavorable

Para la sección del desplante el momento del empuje es igual al de la faja bajo del puente.

$$M = 64,600 \text{ Kg. m.}$$

$$As = \frac{M}{f_s j d} = \frac{6460000}{1265 \times 0.86 \times 82.5} = 72 \text{ cm}^2.$$

Como el área de acero requerida para esta sección es muy semejante a la de la sección bajo el puente carretero, el armado determinado para esta última será el que se ponga en todo el muro.

D.- Diseño de la losa de cimentación

Para su diseño sólo se van a considerar las cargas permanentes debido a que el valor de las cargas eventuales es despreciable al compararlo con las primeras.

Se van a analizar las reacciones del terreno sobre la losa para las condiciones extremas de carga que son:

- a) Estructura vacía.
- b) Estructura parcialmente llena de agua hasta el nivel de aguas máximas en el vaso, cuando las compuertas están cerradas.

La longitud de la losa es de 17.50 m. y su ancho es de 11.60 m. y se le ha supuesto un espesor de 1.00 m.

Cargas aplicadas a la losa de cimentación y valor de sus brazos de palanca respecto al punto A.

1.- Peso del Puente carretero.

$$P = 72,000 \text{ Kg.}$$

$$X_A = 0.5 + \frac{7.30}{2} = 4.15 \text{ m.}$$

2.- Peso del puente de maniobras.

$$P = 21,200 \text{ Kg.}$$

$$X_A = 0.5 + 7.30 + \frac{3.80}{2} = 9.70 \text{ m.}$$

3.- Peso de 4 malacates y 2 motores.

$$P = 3,000 \text{ Kg.}$$

$$X_A = 0.5 + 7.30 + 2.80 = 10.60 \text{ m.}$$

4.- Peso de las 2 compuertas

$$P = 10,000 \text{ Kg.}$$

$$X_A = 10.24 \text{ m.}$$

5.- Peso de la pila central.

Se considera una altura media de 8.89 m.

$$P = 0.60 \times 8.89 \times 17.50 \times 2400 = 224,000 \text{ Kg.}$$

$$X_A = \frac{17.50}{2} = 8.75 \text{ m.}$$

6.- Peso de la pantalla.

$$P = 2 \times 0.30 \times 4.50 \times 4.70 \times 2400 = 30,500 \text{ Kg.}$$

$$X_A = 0.50 + 7.30 + \frac{0.30}{2} = 7.95 \text{ m.}$$

7.- Peso de los muros verticales extremos.

Se considera una altura media de 8.89 m.

$$P = 2 \times \left(\frac{0.30 + 1.00}{2} \right) \times 8.89 \times 17.50 \times 2400 = 485,000 \text{ Kg.}$$

$$X_A = \frac{17.50}{2} = 8.75 \text{ m.}$$

8.- Peso propio de la losa de cimentación.

$$P = 11.60 \times 1.00 \times 17.50 \times 2400 = 486,000 \text{ Kg.}$$

$$X_A = \frac{17.50}{2} = 8.75 \text{ m.}$$

9.- Peso del agua sobre la losa de cimentación.

$$h = 81.03 - 74.415 = 6.61 \text{ m.}$$

$$P = 9.00 \times 6.61 \times 10.24 \times 1000 = 610\,000 \text{ Kg.}$$

$$X_A = \frac{10.24}{2} = 5.17 \text{ m.}$$

10.- Empuje horizontal del agua sobre la pantalla.

$$P = 0.5 w h^2 b$$

$$P = 500 \times 2.46 \times 2.46 \times 9.00 = 27,200 \text{ Kg.}$$

$$X_A = 4.15 + \frac{2.46}{3} = 4.97 \text{ m.}$$

11.- Empuje vertical del agua sobre la pantalla.

$$P = 9.00 \times 0.85 \times 2.46 \times 1000 = 18,800 \text{ Kg.}$$

$$X_A = 0.50 + 7.30 + \frac{0.85}{2} = 9.23 \text{ m.}$$

12.- Empuje del agua sobre la pila.

$$P = 0.5 w h^2 b$$

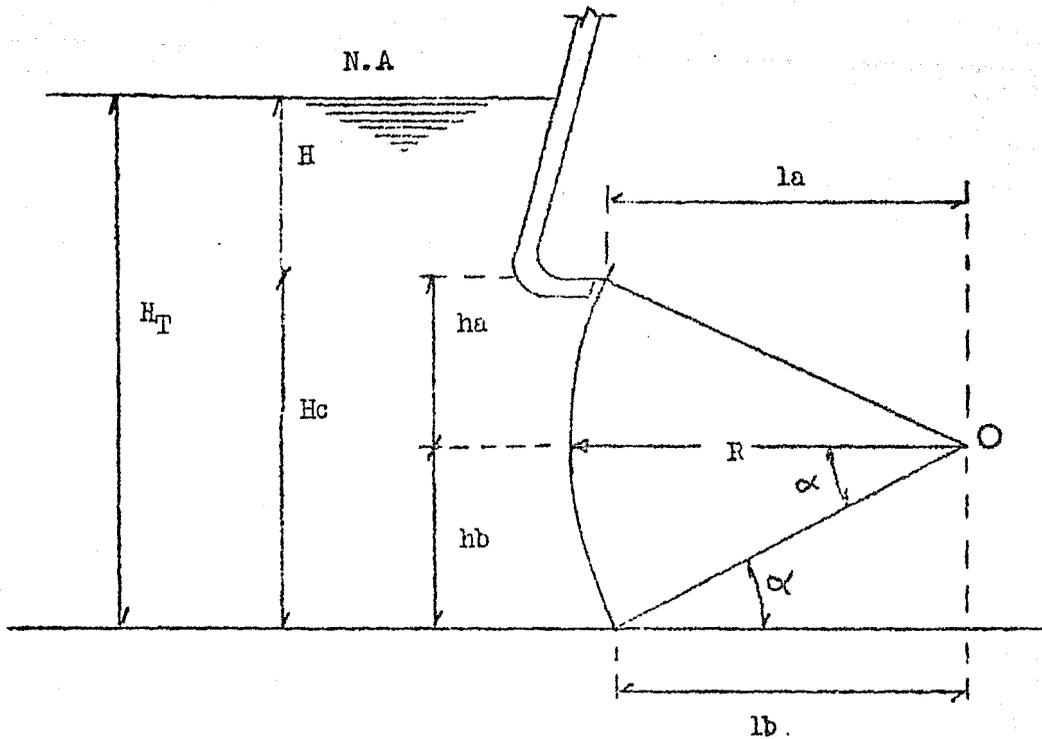
$$P = 500 \times 6.61 \times 6.61 \times 0.60 = 13\,100 \text{ Kg.}$$

$$X_A = \frac{6.61}{2} = 3.30 \text{ m.}$$

13.- Empuje del agua sobre las compuertas.

Sean las fórmulas del empuje del agua sobre una compuerta radial --

con sobrecarga.



B = ancho de compuerta.

Empuje horizontal.

$$P_h = 1000 B \left(\frac{H + H_T}{2} \right) H_c$$

Empuje vertical

$$P_v = 1000 B \left[(H + h_a)(l_a - l_b) - \frac{h_a l_a + h_b l_b}{2} + \frac{R \times \text{arco}}{2} \right]$$

Como para nuestro caso

$$h_b = H_c = 4.15 \text{ m.} \quad \text{y} \quad h_a = 0$$

$$H_T = 0.61 \text{ m.}$$

$$H = 0.61 - 4.15 = 2.46 \text{ m.}$$

$$l_a = R = 6.225 \text{ m.}$$

$$\text{sen } \alpha = \frac{4.15}{6.225} = 0.668$$

$$\therefore \alpha = 41^{\circ}54' = 41.9^{\circ} = 0.73 \text{ radianes.}$$

$$l_b = \frac{4.15}{\tan \alpha} = \frac{4.15}{0.897} = 4.63 \text{ m.}$$

$$\text{arco} = 0.73 \times 6.225 = 4.54 \text{ m.}$$

Sustituyendo

$$P_h = 1000 \times 4.50 \left(\frac{2.46 + 6.61}{2} \right) 4.15 = 84,900 \text{ Kg.}$$

Como son dos compuertas, el empuje horizontal será:

$$P_h' = 2 \times 84,900 = 169,800 \text{ Kg.}$$

$$P_v = 1000 \times 4.50 \left[(2.46 + 6.225)(6.225 - 4.63) - \frac{0 + 4.15 \times 4.63}{2} + \frac{6.225 \times 4.54}{2} \right]$$

$$P_v = 4500 \left[3.92 - 9.59 + 14.20 \right] = 38,400 \text{ Kg.}$$

El empuje vertical será:

$$P_v' = 2 \times 38400 = 76,800 \text{ Kg.}$$

Estos empujes estarán aplicados en los pasadores de las compuertas y los brazos de palanca son:

Para el horizontal

$$X_A = 4.15 \text{ m.}$$

Para el vertical

$$X_A = 0.50 + 7.30 + 0.85 + 6.225 = 14.875 \text{ m.}$$

14.- Subpresión.

Aunque la estructura va a estar cimentada sobre roca impermeable, es factible que el concreto no se una bien al terreno y que entonces por dicha unión se introduzca el agua, o que la roca de la cimentación esté agrietada, permitiendo por lo tanto la acción de la subpresión.

Si consideramos en este caso de terreno impermeable el valor de la subpresión como si se tratara de un terreno permeable, quedaría el cálculo en condiciones muy irreales. Como lo probable es que exista en la junta entre la roca y el concreto una unión total o parcial, pero no una grieta en todo el ancho y longitud, se ha afectado a la subpresión con un coeficiente reductor.

Para esta obra de toma a dicho coeficiente se le ha asignado un valor $c = 0,75$.

Siguiendo la teoría de Bligh para terrenos permeables se ha fijado un coeficiente mínimo para el paso de filtración igual a 4 y que corresponde para un terreno en donde hay mezclados cantos, grava y arena. Esto tiene como objeto lograr que la velocidad de las aguas filtrantes sea -- inofensiva y que también disminuya el caudal de ellas.

$$c = \frac{L}{H}$$

En donde

c = coeficiente del paso de filtración ≥ 4

H = carga por perder = 6.61 m.

L = Longitud del recorrido de las filtraciones. Este recorrido no es el mas corto, sino el formado por el perímetro en -- contacto entre la estructura y el terreno, según observó -- Bligh en sus experimentos.

$$L = L_H + L_V$$

Siendo

$$L_H = \text{Desarrollo horizontal del recorrido de las filtraciones} = 7 + 17.5 = 24.50 \text{ m.}$$

$$L_V = \text{Desarrollo vertical del recorrido de las filtraciones} = 2.00 + 3.72 + 1.80 + 1.00 + 1.00 + 2.00 = 11.52 \text{ m.}$$

$$L = 24.50 + 11.52 = 36.02 \text{ m.}$$

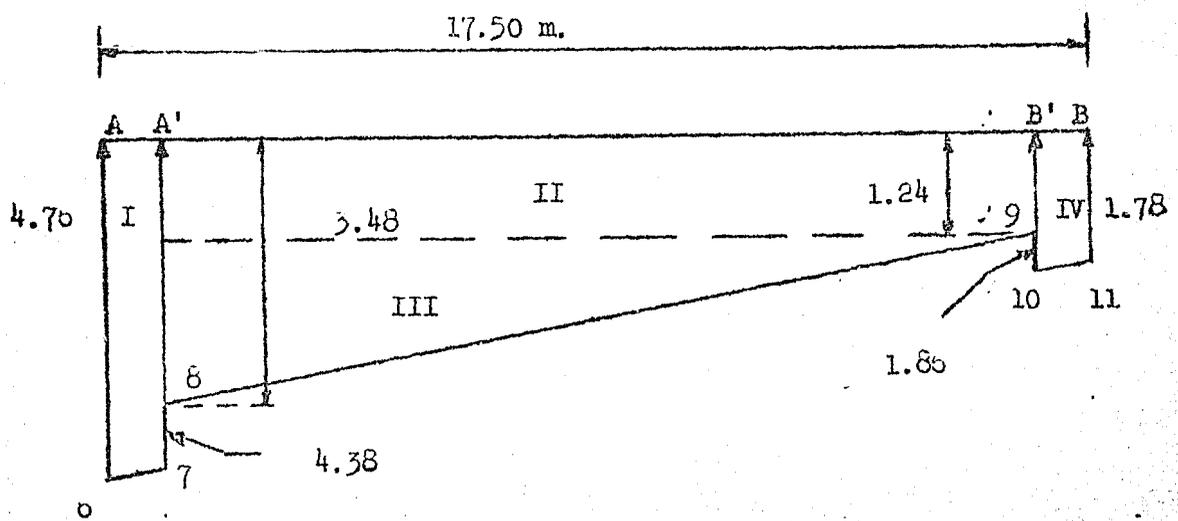
Sustituyendo

$$c = \frac{36.02}{6.61} = 5.47 > 4$$

PUNTOS	L	L x P	h	h - L x P	Carga sub- presión (h-LxP)
1	0	0	8.53	8.53	6.40
2	2.00	0.37	10.53	10.16	7.62
3	2.40	0.44	10.53	10.09	7.57
4	6.12	1.12	6.81	5.69	4.27
5	12.72	2.33	6.81	4.48	3.36
6	14.52	2.66	8.61	5.95	4.46
7	15.12	2.77	8.61	5.84	4.38
8	16.12	2.96	7.61	4.65	3.48
9	32.42	5.95	7.61	1.66	1.24
10	33.42	6.13	8.61	2.48	1.86
11	34.02	6.24	8.61	2.37	1.78
B	36.02	6.61	6.61	0	0

(en metros)

El diagrama de subpresiones en la losa de la estructura será el siguiente:



Para determinar el punto de aplicación de la resultante de subpresiones se van a tomar momentos respecto al punto A.

PARTES	Empuje	Brazo	Momento "A"
I	$0.6 \times 4.42 = 2.65$	0.30	0.80
II	$1.24 \times 16.3 = 20.20$	8.75	176.50
III	$0.50 \times 0.90 \times 16.3 = 7.34$	6.03	44.35
IV	$0.60 \times 1.82 = 1.09$	17.20	18.74
Σ	$= 31.28$	---	240.39

$$\bar{X}_A = \frac{240.39}{31.28} = 7.69 \text{ m.}$$

Subpresión total = $1000 \times 31.28 \times 11.60 = 363.000 \text{ Kg.}$

Reacciones del terreno sobre la losa de cimentación

1a. Alternativa.- Estructura vacía.

CONCEPTO	Peso	Brazo	Momento respecto A
1.- Puente carretero	72,600	4.15	300,000
2.- Puente maniobras	21,200	9.70	205,000
3.- Malacates y motores	3,000	10.60	31,800
4.- Compuertas	10,000	10.24	102,400
5.- Pila central	224,000	8.75	1,950,000
6.- Pantalla	30,500	7.95	242,000
7.- Muros verticales	485,000	8.75	4,245,000
8.- Losa cimentación	486,000	8.75	4,250,000
Sumas	1,332,300	---	11,337,200

$$\bar{x} = \frac{11\,337\,200}{1\,332\,300} = 8.51 \text{ m.}$$

Valor de la excentricidad

$$e = \frac{17.50}{2} - 8.51 = 0.24 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{o} = \frac{17.50}{6} = 2.92 > 0.24$$

∴ La resultante cae dentro del tercio medio.

Fatigas del terreno.

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

$$f = \frac{1332300}{17.50 \times 11.60} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.24}{17.50}\right) = 6540 \left(1 \pm 0.082\right)$$

$$f_{\max.} = 6540 \times 1.082 = 7080 \text{ Kg/m}^2.$$

$$f_{\min.} = 6540 \times 0.918 = 6000 \text{ Kg/m}^2.$$

2a. Alternativa.- Estructura parcialmente llena de agua hasta el nivel de aguas máximas en el vaso cuando las compuertas están cerradas.

C O N C E P T O	Fuerzas verticales	Fuerzas horizon- tales.	Brazo	Momento con Respecto A
De la tabla anterior	1.332,300	—	—	11.337,200
9.- Peso del agua	610,000	—	5.12	3.120,000
10.- Empuje sobre pantalla	—	27,200	4.97	135,500
11.- Empuje sobre pantalla	18,800	—	9.23	174,000
12.- Empuje sobre pila	—	13,100	2.20	28,800
13.- Empuje sobre compuertas	—	159,600	4.15	703,000
13.- Empuje sobre compuertas	76,800	—	14.88	1.140,000
14.- Subpresión	353,000	—	7.59	2.790,000
SUMAS:	1.483,700	210 100		11.220,500

$$\bar{x} = \frac{11\ 220\ 500}{1\ 483\ 700} = 7,56\ m.$$

Valor de la excentricidad

$$e = \frac{17,50}{2} - 7,56 = 1,19\ m. < \frac{L}{6}$$

∴ La resultante cae dentro del tercio medio.

Fatigas del terreno

$$f = \frac{1\ 483\ 700}{17,50 \times 11,60} \left(1 \pm \frac{6 \times 1,19}{17,50}\right) = 7310 (1 \pm 0,408)$$

$$f_{max} = 7310 \times 1,408 = 10,290\ Kg/m^2.$$

$$f_{min} = 7310 \times 0,592 = 4,330\ Kg/m^2.$$

Resumen de fatigas del terreno.

	Punto A	Punto B
1.- Estructura vacía	7,080	6,000
2.- Estructura con agua	10,290	4,330

Cargas netas sobre la losa de cimentación.

No se van a tomar en cuenta las zonas de los dentellones, por lo que los puntos extremos de la losa serán A' y B'

1.- Estructura vacía

Valor de las fatigas del terreno en los puntos A', B' y C.

$$f_{A'} = 6000 \pm \frac{7080 - 6000}{17,50} \times 16,90 = 6000 \pm 61,7 \times 16,9 = 7040\ Kg/l$$

$$f_{B'} = 6000 \pm 61,7 \times 0,60 = 6037\ Kg/m^2.$$

$$f_C = 6000 \pm 61,7 \times 7,26 = 6448\ Kg/m^2.$$

C neta = Fatiga del terreno - peso losa cimentación

Peso losa de cimentación = $1.00 \times 2400 = 2400 \text{ Kg/m}^2$.

$$C_{A'} = 7040 - 2400 = 4640 \text{ Kg/m}^2.$$

$$C_{B'} = 6037 - 2400 = 3637 \text{ Kg/m}^2.$$

$$C_C = 6448 - 2400 = 4048 \text{ Kg/m}^2.$$

2.- Estructura con agua.

Valor de las fatigas del terreno en los puntos A', B' y C.

$$f_{A'} = 4330 + \frac{10290 - 4330}{17.50} \times 16.90 = 4330 + 341 \times 1690 = 10,090 \text{ Kg/m}^2.$$

$$f_{B'} = 4330 + 341 \times 0.60 = 4535 \text{ Kg/m}^2.$$

$$f_C = 4330 + 341 \times 7.26 = 6805 \text{ Kg/m}^2.$$

Valor de la subpresión en los puntos A', B' y C.

$$S_{A'} = 1000 \times 3.48 = 3480 \text{ Kg/m}^2.$$

$$S_{B'} = 1000 \times 1.24 = 1240 \text{ Kg/m}^2.$$

$$S_C = 1000 \left(1.24 + \frac{3.48 - 1.24}{16.30} \times 6.66 \right) = 1000(1.24 + 0.91) = 2150 \text{ Kg/m}^2.$$

C.neta = fatiga terreno + subpresión - peso agua - peso losa.

$$\text{Peso agua} = 0.61 \times 1000 = 610 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\text{Peso losa} = 1.00 \times 2400 = 2400 \text{ Kg/m}^2.$$

$$C_{A'} = 10\,090 + 3480 - 610 - 2400 = 4500 \text{ Kg/m}^2.$$

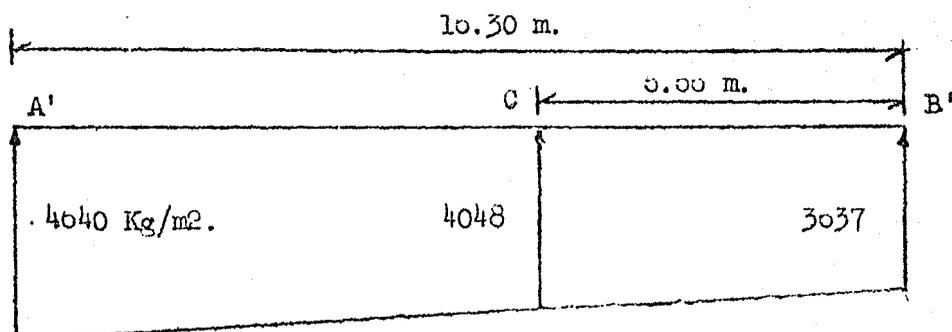
$$C_{C1} = 6805 + 2150 - 610 - 2400 = 55 \text{ Kg/m}^2.$$

$$C_{C2} = 6805 + 2150 - 2400 = 6555 \text{ Kg/m}^2.$$

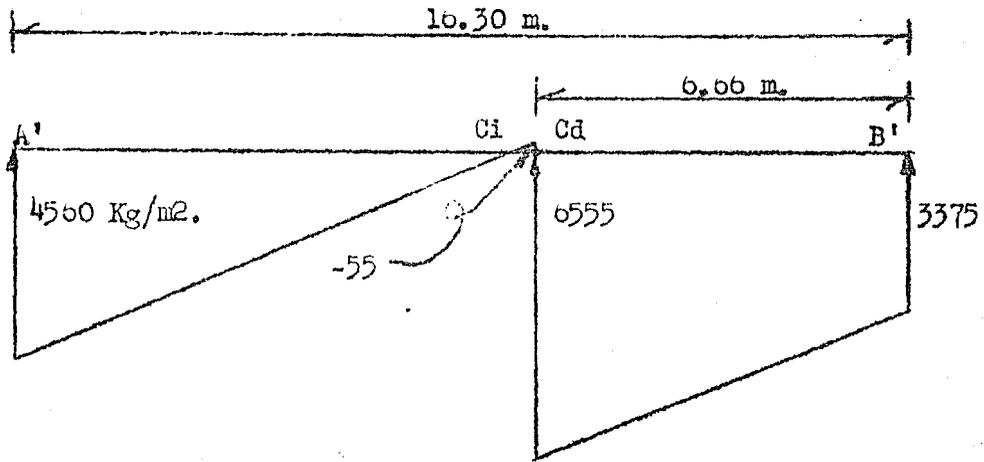
$$C_{B'} = 4535 + 1240 - 2400 = 3375 \text{ Kg/m}^2.$$

Diagramas de cargas netas.

1.- Estructura vacía.

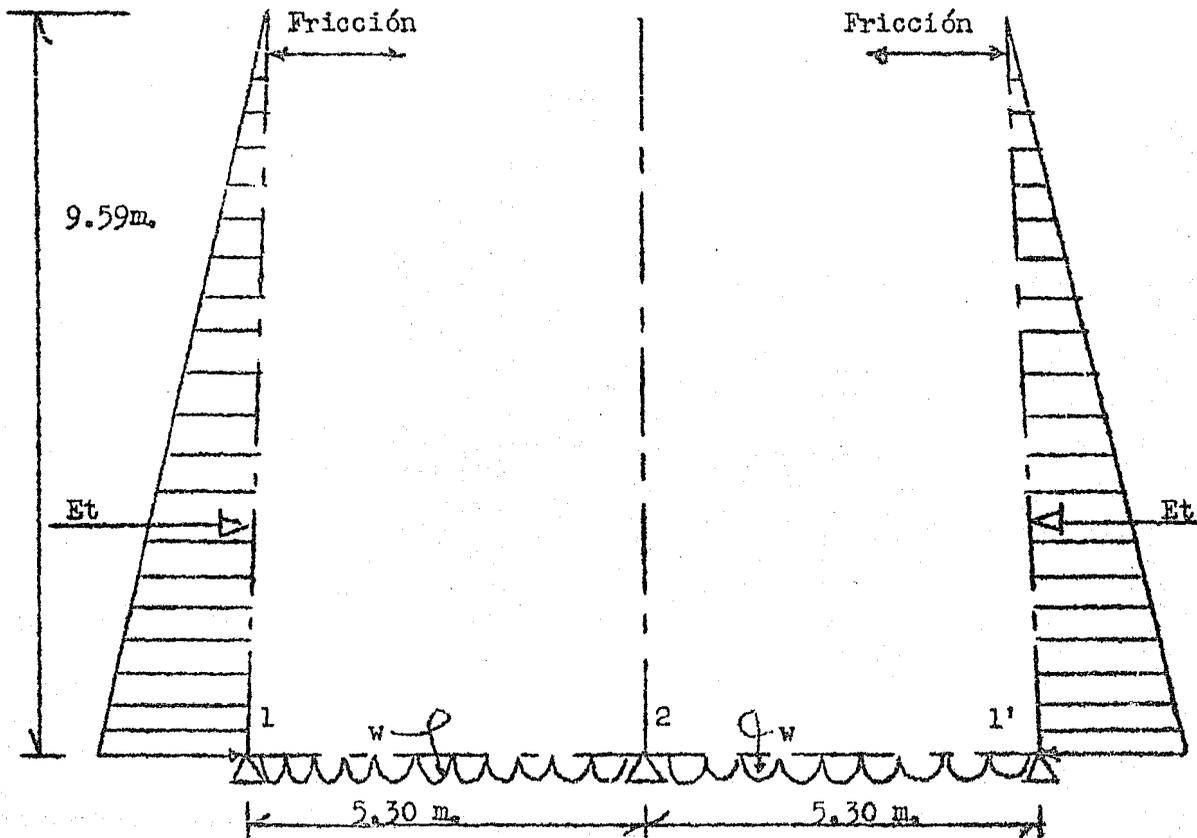


2.- Estructura con agua.

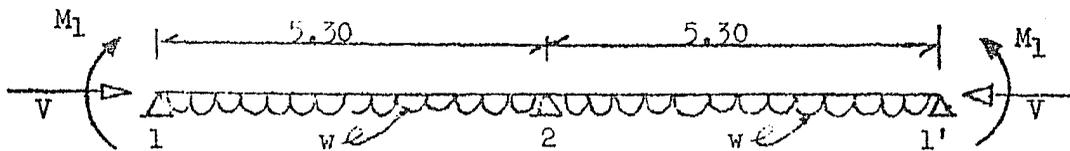


Cargas sobre la sección transversal de la estructura.

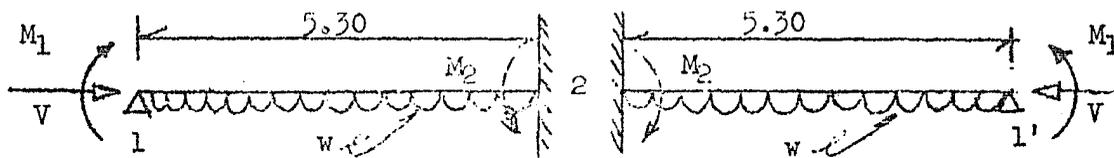
En el siguiente diagrama se muestran los diferentes tipos de cargas que se han considerado para el estudio de la cimentación. Estas cargas deberán combinarse según lo requieran las diferentes secciones a estudiar.



Al sustituir los cantilivers por sus efectos mecánicos sobre sus respectivos nudos, nos queda el siguiente diagrama de cargas sobre la losa de cimentación:



Debido a la simetría, tanto de la estructura como de sus cargas, se puede considerar que la losa está empotrada debajo de la pila central (nudo 2).



$$\therefore M_2 = \frac{wl^2}{8} - \frac{M_1}{2}$$

No considero necesario incluir todos los análisis que se hicieron para las diferentes secciones de la cimentación, por lo que a continuación sólo voy a poner los estudios que se hicieron para la sección A' - cuando la estructura está vacía y para la sección B' cuando la estructura está llena de agua y cerradas las compuertas, debido a que estas secciones resultaron ser las mas desfavorables.

Sección en A' para estructura vacía.

$$W = 4040 \text{ Kg/m}^2.$$

Para esta sección la condición mas desfavorable se presenta cuando - la fricción debida al deslizamiento del puente sobre la corona del muro tiene el mismo sentido que el empuje de tierras sobre dicho muro.

Empuje de tierras.

$$E_t = 257.5 h^2$$

$$E_t = 257.5 \times 9.59^2 = 23800 \text{ Kg.}$$

$$Y_t = \frac{9.59}{3} = 3.20 \text{ m.}$$

$$M_t = 23800 \times 3.20 = 70,000 \text{ Kg.m.}$$

Fricción por carga muerta del puente.

$$F = 073 \text{ Kg.}$$

$$y = 9.24 \text{ m.}$$

$$M_f = 073 \times 9.24 = 0230 \text{ Kg.m.}$$

$$M_1 = 70,000 + 0,230 = 82,230 \text{ Kg.m.}$$

$$V = 23800 + 073 = 24473 \text{ Kg.}$$

$$M_2 = \frac{4040 \times 5.30^2}{8} - \frac{82230}{2} = 16300 - 41120 = - 24820 \text{ Kg.m.}$$

Tomando momentos respecto al nudo 2.

$$- 24820 = + 82230 - V_1 \times 5.30 + \frac{4040 \times 5.30^2}{2}$$

$$V_1 = \frac{24820 + 82230 + 05300}{5.30} = \frac{172350}{5.30} = 32000 \text{ Kg.}$$

$$V_2 = 32000 - 4040 \times 5.30 = 32000 - 24000 = 8,000 \text{ Kg.}$$

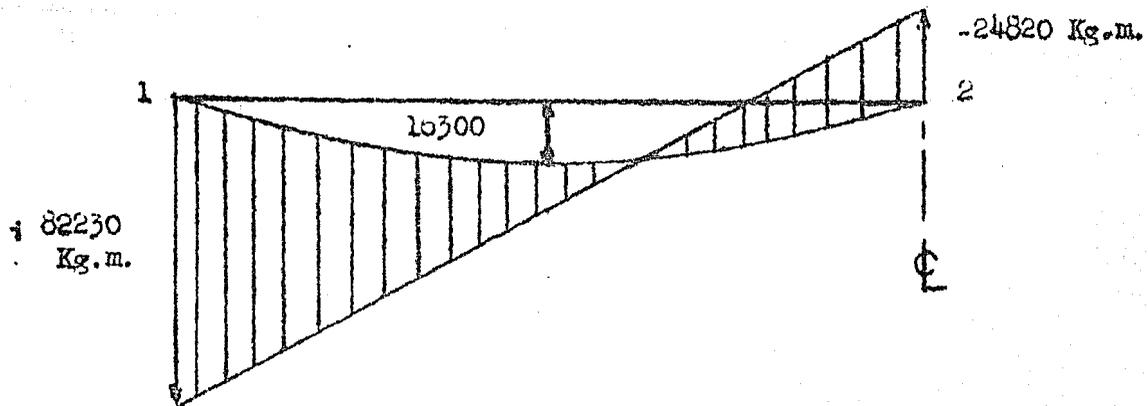


Diagrama de momentos flexionantes.

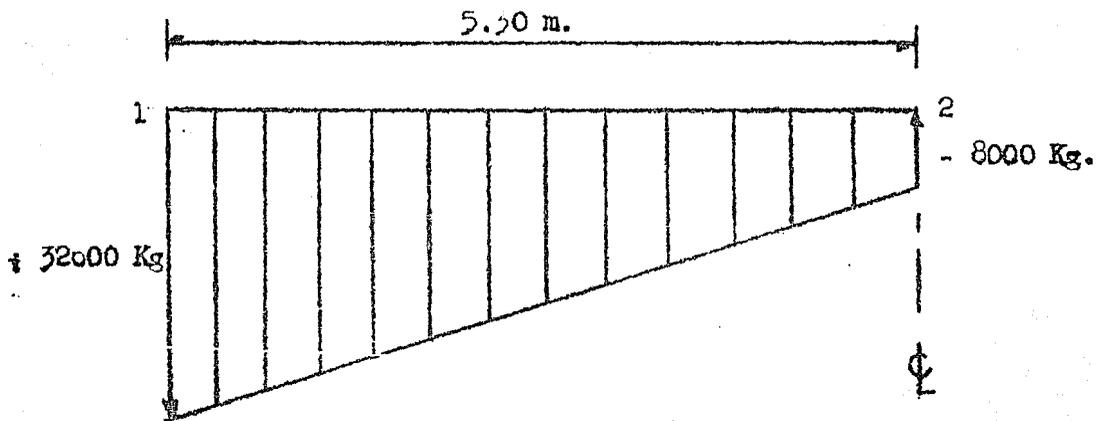


Diagrama de fuerzas cortantes.

Valores en los paños de los momentos flexionantes y de las fuerzas cortantes.

$$M_{1p} = 82230 - 32000 \times 0.50 + \frac{4040 \times 0.50^2}{2}$$

$$= 82230 - 16300 + 580 = 66510 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{2p} = 82230 - 32000 \times 5.00 + \frac{4040 \times 5.00^2}{2}$$

$$= 82230 - 163000 + 58000 = 22770 \text{ Kg.m.}$$

$$V_{1p} = 32000 - 4040 \times 0.50 = 30280 \text{ Kg.}$$

$$V_{2p} = 32000 - 4040 \times 5.00 = 9400 \text{ Kg.}$$

Sección en B' para estructura con agua y las compuertas cerradas.

$W = 3375 \text{ Kg/m}^2.$

Para esta sección los muros verticales solo resisten el empuje de tierras.

$E_t = 257.5 h^2 = 257.5 \times 9.59^2 = 23,800 \text{ Kg.}$

$Y_t = \frac{9.59}{3} = 3.20 \text{ m.}$

$M_1 = 23,800 \times 3.20 = 76,000 \text{ Kg.m.}$

$M_2 = \frac{3375 \times 5.30^2}{8} - \frac{76000}{2} = 11850 - 38000 = -26150 \text{ Kg.m.}$

Tomando momentos respecto al nudo 2.

$-26150 = 76000 - V_1 \times 5.30 + \frac{3375 \times 5.30^2}{2}$

$V_1 = \frac{76000 + 26150 + 47500}{5.30} = \frac{149450}{5.30} = 28,200 \text{ Kg.}$

$V_2 = 28200 - 3375 \times 5.30 = 10350 \text{ Kg.}$

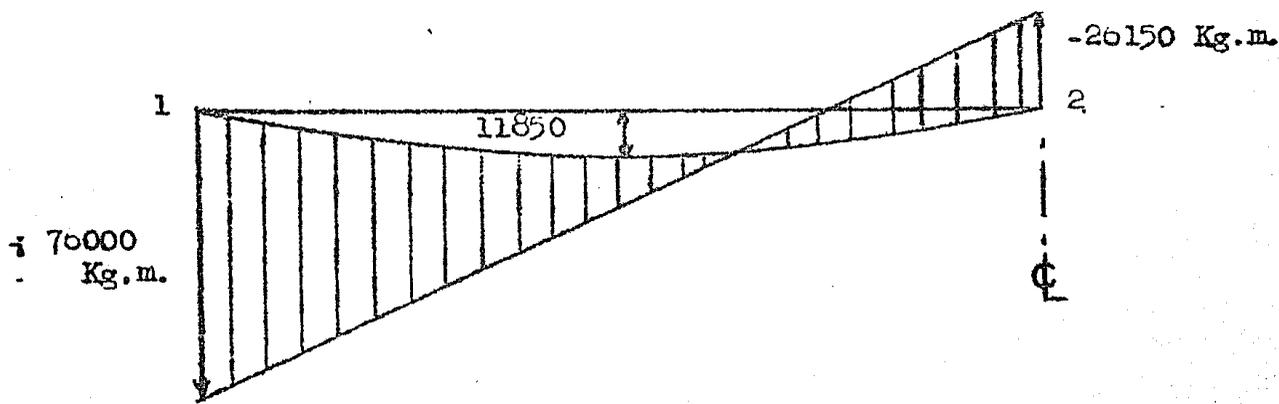


Diagrama de momentos flexionantes.

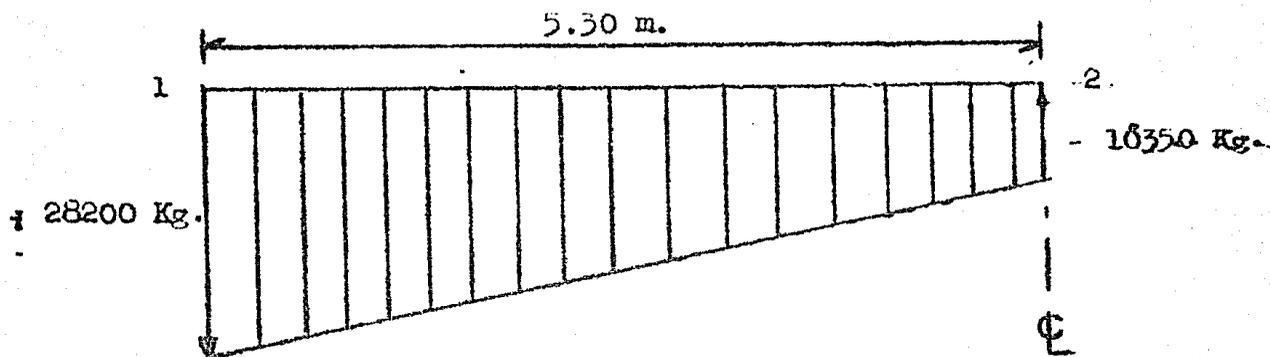


Diagrama de fuerzas cortantes.

Valores en los paños de los momentos flexionantes y de las fuerzas cortantes.

$$M_{1p} = 76000 - 28200 \times 0.50 + \frac{3375 \times 0.50^2}{2}$$

$$= 76000 - 14100 + 421 = 62321 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{2p} = 76000 - 28200 \times 5.00 + \frac{3375 \times 5.00^2}{2}$$

$$= 76000 - 141000 + 42100 = 22900 \text{ Kg.m.}$$

$$V_{1p} = 28200 - 3375 \times 0.50 = 25515 \text{ Kg.}$$

$$V_{2p} = 28200 - 3375 \times 5.00 = 11350 \text{ Kg.}$$

Diseño estructural.- Del análisis de todas las secciones estudiadas se vé la ventaja de considerar un sólo tipo de armado en toda la longitud de la losa de cimentación.

Datos y constantes de cálculo.

$$f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$fs = 1265 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$n = 15$$

$$k = 0.429$$

$$j = 0.857$$

$$v_m = 0.03 f'c = 4.2 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$U_m = 0.075 f'c = 10.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$M_{1p} = + 60510 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{2p} = - 22900 \text{ Kg.m.}$$

$$V_{1p} = 30280 \text{ Kg.}$$

$$V_{2p} = 11350 \text{ Kg.}$$

$$h = 100 \text{ cm. (supuesto)}$$

Revisión del peralte

$$d_m = 0.294 \sqrt{M}$$
$$= 0.294 \sqrt{60510} = 76 \text{ cm.}$$

$$d_v = \frac{V}{b j v_m} = \frac{30,280}{100 \times 0.857 \times 4.2} = 84 \text{ cm.}$$

Por lo que se acepta el peralte total de 100 cm.

Determinación del refuerzo.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{6051000}{1205 \times 0.857 \times 82.5} = 74.5 \text{ cm}^2.$$

Se pondrán varillas de 1" ϕ a 20 cm.
en 3 capas, prolongando el refuerzo
de los muros verticales.

$$A_{s-} = \frac{2290000}{1205 \times 0.857 \times 92.5} = 22.7 \text{ cm}^2.$$

Se pondrán varillas de 1" ϕ a 22 cm.
en una capa.

Por temperatura.

$$A_{st} = 0.003 b h' = 0.003 \times 100 \times 30 = 9 \text{ cm}^2.$$

Se pondrán varillas del 1" ϕ a 40 cm.
en dos direcciones.

Revisión de la adherencia.

$$U_{1P} = \frac{V_{1p}}{\sum \sigma d j} = \frac{30280}{120 \times 82.5 \times 0.857} = 3.6 < 10.5$$

$$U_{2P} = \frac{11350}{36.2 \times 92.5 \times 0.857} = 3.95 < 10.5$$

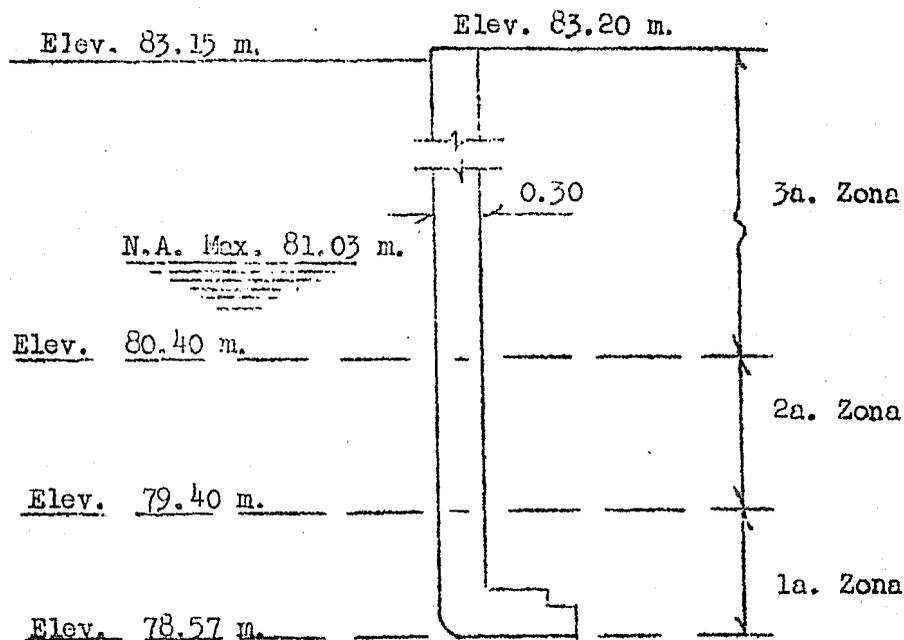
El croquis del armado de esta losa puede verse en el plano No. 6

E.- Diseño de la pantalla

La pantalla va a estar formada por dos losas que irán empotradas en los muros verticales extremos y en la pila intermedia. Los claros de dichas losas serán iguales al ancho de los conductos de la obra de toma --- (4.50 m.)

Sobre la pantalla van a actuar el empuje hidrostático y el empuje -- del viento. Con el hidrostático se va a diseñar la pantalla debido a que es el que produce las condiciones de carga mas desfavorables.

Se van a considerar tres distintas zonas de refuerzo y cada una de ellas se va a calcular con el empuje hidrostático que obra sobre su parte inferior.



Constantes de cálculo.

$$f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_c = 0.45 f'_c = 63 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_s = 1205 \text{ Kg/cm}^2.$$

Para sección balanceada.

$$k = 0.427$$

$$j = 0.857$$

$$d_m = 0.294 \sqrt{M}$$

$$d_v = 0.277 \frac{V}{b} ; (\text{Para } v = 0.03 f'_c)$$

$$\sum O = 0.111 \frac{V}{d} ; (\text{Para } u = 0.075 f'_c)$$

1a. Zona.

Presión del agua.

$$h = 81.03 - 78.57 = 2.46 \text{ m.}$$

$$w = 2.46 \times 1000 = 2460 \text{ Kg./m}^2.$$

$$M_i = \frac{wL^2}{12} = \frac{2460 \times 4.50^2}{12} = 4100 \text{ Kg.m.}$$

$$M = \frac{wL^2}{24} = \frac{2460 \times 4.50^2}{24} = 2080 \text{ Kg.m.}$$

$$v = \frac{wL}{2} = \frac{2460 \times 4.50}{2} = 5550 \text{ Kg.}$$

A la pantalla se le ha supuesto un espesor uniforme de 30 cm. y un recubrimiento de 7.5 cm.

Revisión del peralte.

$$d_m = 0.294 \sqrt{4100} = 18.9 \text{ cm.} < 22.5 \text{ cm.}$$

$$d_v = 0.277 \frac{5550}{100} = 15.4 \text{ cm.} < 22.5 \text{ cm.}$$

.. Se acepta el peralte propuesto.

$$A_{s1} = \frac{M}{f_s j d} = \frac{41000}{1205 \times 0.857 \times 22.5} = 17.1 \text{ cm}^2.$$

Se pondrán varillas de 5/8"φ a 11 cm.

con $A_s = 17.5 \text{ cm}^2$. y $\sum O = 45.4 \text{ cm}$.

$$A_{s-} = \frac{17.1}{2} = 8.0 \text{ cm}^2.$$

Se pondrán varillas de 5/8"φ a 22 cm.

con $A_s = 8.8 \text{ cm}^2$.

Revisión de la adherencia.

$$\sum o = 0.111 \frac{5550}{22.5} = 27.4 \text{ cm.} < 45.4 \text{ cm.} \quad \text{correcta}$$

Refuerzo por temperatura.

Para una cara: $A_{st} = 0.003 bh' = 0.003 \times 100 \times 15 = 4.5 \text{ cm}^2.$

Se usarán varillas de $5/8" \phi$ a 40 cm.

con $A_s = 4.8 \text{ cm}^2.$

Longitud de anclaje del acero positivo para todas las zonas.

$$L = \frac{D \times f_s}{4 u} = \frac{1.59 \times 1265}{4 \times 10.5} = 47.8 \text{ cm.}$$

2a. Zona.

Presión del agua.

$$h = 81.05 - 79.40 = 1.65 \text{ m.}$$

$$w = 1.65 \times 1000 = 1650 \text{ Kg/m}^2.$$

$$M_i = \frac{1650 \times 4.50^2}{12} = 2740 \text{ Kg. m.}$$

$$M = \frac{2740}{2} = 1370 \text{ Kg.m.}$$

$$V = \frac{1650 \times 4.50}{2} = 3695 \text{ Kg.}$$

$$A_{s_i} = \frac{274.000}{1265 \times 0.857 \times 22.5} = 11.2 \text{ cm}^2.$$

Se pondrán varillas de $5/8" \phi$ a 17 cm.

con $A_s = 11.3 \text{ cm}^2.$ y $\sum o = 29.3 \text{ cm.}$

$$A_{s-} = \frac{11.2}{2} = 5.6 \text{ cm}^2.$$

Se pondrán varillas de $5/8" \phi$ a 34 cm.

Revisión de la adherencia.

$$\sum o = 0.111 \frac{3695}{22.5} = 18.1 \text{ cm.} < 29.3 \text{ cm.} \quad \text{Correcto}$$

3a. Zona.

Presión del agua:

$$h = 81.03 - 80.40 = 0.63 \text{ m.}$$

$$w = 0.63 \times 1000 = 630 \text{ Kg/m}^2.$$

$$M_1 = \frac{630 \times 4.50^2}{12} = 1060 \text{ Kg.m.}$$

$$M_2 = \frac{1060}{2} = 530 \text{ Kg.m.}$$

$$V = \frac{630 \times 4.50}{2} = 1415 \text{ Kg.}$$

$$A_{s1} = \frac{106000}{1255 \times 0.857 \times 22.5} = 4.3 \text{ cm}^2. < 4.8 \text{ cm}^2. = A_{st}$$

∴ Esta zona se reforzará únicamente por temperatura poniendo varillas de 5/8"φ a 40 cm. en dos direcciones y en cada cara.

5.- DESARENADOR Y ESTRUCTURA EN LA DESCARGA DEL CANAL AL VASO.

a).- Desarenador.- Esta estructura servirá de complemento a la obra de toma teniendo como funciones principales impedir la entrada del material grueso al canal de conducción y mantener bien definido el canal de acceso frente a la toma.

De las funciones arriba mencionadas se ve la necesidad de que el desarenador esté cercano a la toma y sobre el canal de acceso a la misma. Este canal también va a servir como canal desarenador, por lo que su piso se va a colocar a un nivel inferior al del umbral de las compuertas de la toma, recomendándose para su mejor eficiencia que dicho desnivel sea mayor de 1.20 m.

Por tal motivo la plantilla del canal desarenador se pondrá a la cota 72.50 m. o sea 1.92 m. más abajo que el umbral de las compuertas.

La capacidad de este canal debe ser tal que su velocidad permita la sedimentación del material grueso cuando esté abierta la toma y cerrado el desarenador, así como que también su velocidad permita arrastrar los sedimentos depositados en él cuando se abra el desarenador y se cierre la toma.

Debido a lo anterior se comprende que el área de las compuertas de limpia deberá ser suficiente para que el gasto que pase a través de ellas produzca en el canal desarenador una velocidad que arrastre el azolve no solo frente a ellas, sino que también de ser posible en toda la longitud del canal.

Los taludes del canal serán de 1.5:1 y su plantilla tendrá un ancho de 10 metros, mientras que al desarenador se le han puesto dos compuertas de 4.00 x 4.00 m., ya que de esta manera se obtienen velocidades adecuadas según se vió en los cálculos hidráulicos hechos en el anteproyecto -- respectivo (Hoja No. 32).

Se van a usar compuertas radiales debido a que se ha comprobado su buena eficiencia en las obras que de este tipo ha construído la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Para ligar el dique que cierra el puerto en donde esta estructura se ha localizado, se pondrá un puente carretero que estará apoyado sobre los muros laterales de los conductos en U. Estos últimos estarán cerrados y regulados por las compuertas radiales y por una pantalla hasta la cota -- 83.50 m., que es la elevación a la que se encuentra la corona del dique.

El desarenador va a descargar, por medio de un corto canal a un talweg que llevará las aguas al cauce del río Yaqui. Este canal tendrá una pendiente de 1%, con el objeto de que su régimen sea turbulento.

La liga entre los conductos del desarenador y su canal de descarga se hará mediante una transición de 10 m. de longitud, tal y como se puede ver en el Plano No.5.

Cabe hacer notar que para obtener un mejor aprovechamiento del desarenador, debe procurarse que se haga funcionar durante las avenidas del arroyo.

Además de funcionar como desarenador, también va a servir como desagüe del vaso, ayudando al vertedor cuando se considere necesario. Es por este motivo que esta obra aumenta el coeficiente de seguridad de la obra de exce

dencias, ya que nos permite desalojar un gasto extra de mas de 200 m³/s.

Si al encontrarse un servicio el Canal Alto se presentara una avenida del Arroyo de Aguacaliente, será el caudal de este último el que parcial o totalmente pasará por la boca-toma, debido a la posición que tienen dicha toma y el vertedor con respecto a la descarga del Canal al vaso y a la entrada del arroyo al mismo, según puede verse en el Plano No.1.

Por tal motivo en los primeros años del funcionamiento del vaso el trabajo del desarenador será muy relativo, ya que los sedimentos gruesos se depositarán preferentemente en el vaso. A medida que la capacidad de azolves vaya disminuyendo, el depósito de sedimentos en el vaso también disminuirá y habrá la tendencia a depositarlos en el canal desarenador.

Siendo la estructura desarenadora muy semejante a la de la toma, solo me concretaré a poner el plano estructural a que se llegó, ya que sería redundante incluir dentro de esta Tesis sus cálculos estructurales.

b).- Estructura en la descarga del Canal Alto al Vaso de Aguacaliente.- Va a consistir en una represa que, auxiliada por el desagüe total del Km. 9+830, servirá para controlar el escurrimiento del agua del canal en su descarga al vaso.

También va a servir para proteger al canal en caso de emergencia impidiendo la entrada de las aguas del vaso, ya que el nivel normal del agua en este último está a la elevación 79.10 m., la cual es superior a la de la plantilla de la estructura.

Como la cortina principia en el bordo derecho del canal, en la estación 10+123.62, se ha juzgado conveniente alejar a la estructura de descarga con el objeto de evitar erosiones cerca de la cortina.

Es por este motivo que el canal se ha prolongado hacia el vaso, y te niendo presentes tanto los puntos de vista técnicos como los económicos-- se ha localizado la represa en el Km. 10 + 209, dándosele una elevación - de plantilla de 76.74 m., que es la correspondiente al canal en ese sitio. Sus aguas las va a arrojar en un talweg que aunque llega cerca de la cor-tina, no representa ningún peligro para ésta. (Veánse planos Nos. 1 y 8).

La represa estará formada por dos conductos en U regulados por otras tantas compuertas radiales de 3.50 x 4.50 m. Sobre estos conductos se apoyarán un puente de maniobras y un puente carretero que permita unir ambos bordos del canal.

Para ligar al Canal Alto con esta estructura se va a usar una tran-sición con talud variable de 1.25:1 a vertical y con una longitud de 10 m.

Dadas las condiciones topográficas a la salida de la represa, así - como la fuerte velocidad con que sale el agua de ella, se ha creído conveniente evitar la erosión en el canal de descarga ya que podría llegar a - perjudicar a la estructura.

Debido a ésto, y con el objeto de aminorar la energía del agua se - le ha dado a dicho canal una pendiente nula y su plantilla se ha bajado - 1 m., por lo que se ha ligado con la represa mediante una caída vertical- que tiene un colchón amortiguador de 1 m. de profundidad y una longitud - de 15 m. para que se consuma la energía en la producción del salto.

Como no es posible conocer e. tirante normal en este canal debido a que en algunos puntos el agua derrama por sus taludes al terreno natural, la caída no se ha podido proyectar, por lo que solamente se ha adaptado de otras

mejantes que han sido diseñadas en la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

El peligro de estas erosiones se presentará durante el período de llenado del vaso, si es que éste no se alcanzó a llenar con el caudal aportado por el Arroyo de Aguascaliente, y en aquellas ocasiones en que por cualquier motivo el nivel en el vaso sea menor que la plantilla de la estructurra.

Al determinar el ancho de la sección de control de la caída se ha procurado disminuir lo más posible la zona de altas velocidades producidas -- por el abatimiento de la superficie del agua.

Por tal motivo se ha estrechado la sección con el objeto de no tener que sobreelevar la plantilla de la represa, procurando hacer nula la fricción. Esto se verifica cuando la energía específica en el Canal Alto sea igual a la energía específica de la sección de control.

$$\dots d + h_v = d_c + h_{vc}$$

Como la sección de control es rectangular

$$h_{vc} = \frac{v_c^2}{2g} = 0.5 d_c \dots \dots \dots (1)$$

$$d_c = \frac{2}{3} (d + h_v)$$

En donde

$$d = 4.29 \text{ m. y } h_v = 0.261 \text{ m. (Veáse Hoja No. 10).}$$

$$\dots d_c = 3.04 \text{ m.}$$

El ancho de la sección crítica deberá ser:

$$b_c = \frac{Q}{d_c v_c}$$

De (1)

$$v_c = \sqrt{g d_c} = 5.46 \text{ m/s.}$$

$$\therefore b_c = \frac{110}{3.04 \times 5.46} = 6.66 \text{ m.}$$

A la represa deberá dársele un ancho igual al encontrado para la sección de control de la caída. Si se usara una compuerta de 6.60 m. de ancho para cerrar la represa su manejo resultaría muy difícil, por lo que se ha acordado poner dos compuertas de 3.33 m. de ancho y separadas por medio de una pila central.

Al revisar los proyectos tipo para compuertas de la S.R.H. se vé que no hay compuertas de esta medida y que las que más se aproximan son las de 3.50 m. de ancho. De aquí que se hayan escogido 2 compuertas radiales de 3.50 x 4.50 m.

Siendo el procedimiento para el cálculo estructural de esta represa muy semejante al de la Obra de Toma, considero que es innecesario incluir sus cálculos en este trabajo, por lo que me concreto a -- mostrar los resultados a que se llegó, en los Planos Nos. 8 y 9.

6.- PRESUPUESTO Y PROGRAMA DE TRABAJO.

a) Presupuesto.- Como los factores que intervienen en la -- construcción de una obra de esta naturaleza son muy variados, no es -- posible que el presupuesto salga con la precisión deseada, sin embargo sirve para dar una idea aproximada de la magnitud de la obra y del financiamiento necesario para la misma.

El costo real del inyectado en una cortina es el que generalmente presenta la mayor variación con respecto al costo presupuestado, dada la gran incertidumbre que hay en los estudios geológicos.

Los precios unitarios que aparecen en el siguiente presupuesto in-
cluyen tanto los costos directos como los indirectos que intervienen en
cada uno de los conceptos considerados.

PRESUPUESTO GENERAL PARA LA CONSTRUCCION DE LA CORTINA, DIQUES,
VEREDOR, OBRA DE TOMA, DESARENADOR Y REPRESA QUE CONSTITUYEN -
EL VASO DE AGUA CALIENTE

Con- cep- to.	T R A B A J O	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
1	Excavación de limpa para desplante de la cortina y diques.	45,200	m3.	\$ 3.50	\$ 158,200.00
2	Excavación en material de acervo para la trinchera impermeable de la cortina.	82,500	m3.	5.50	453,750.00
3	Excavación en roca para el dentellón de concreto	1,960	m3.	30.00	58,800.00
4	Excavación en bancos de préstamo para material im- permeable de la cortina, diques y relleno compacta- do en las estructuras.	723,600	m3.	2.70	1,953,720.00
5	Excavación en bancos de préstamo para el enroca- miento de la cortina.	275,000	m3.	7.00	1,925,000.00
6	Excavación en bancos de préstamo para la grava o rezaga de la cortina	125,000	m3.	2.70	337,500.00
7	Concreto en el dentellón de la cortina colado en zanja de roca.	1,100	m3.	117.00	128,700.00
8	Concreto en el dentellón de la cortina colado en zanja de material imper- meable.	860	m3.	127.00	109,220.00

Con cep to.	T R A B A J O	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
9	Perforaciones para inyecciones.	3,300	m. l.	15.00	49,500.00
10	Tubería y conexiones para inyecciones.	220	Pza.	15.00	3,300.00
11	Inyecciones de lechada de cemento	990	m ³ .	120.00	118,800.00
12	Acarreo material impermeable, enrocamiento y reza ga.	7,321,000	m ³ /km.	0.65	4,758,650.00
13	Colocación del material impermeable en la cortina y diques.	719,000	m ³ .	1.80	1,294,200.00
14	Colocación de la reza en la cortina y diques.	177,300	m ³ .	3.50	620,550.00
15	Colocación de enrocamiento en la cortina.	313,300	m ³ .	3.50	1,096,550.00
16	Mampostería en los parapetos de la cortina.	915	m ³ .	55.00	50,325.00
17	Concreto reforzado en los parapetos.	75	m ³ .	172.00	12,900.00
18	Acero de refuerzo en los parapetos.	4,240	Kg.	2.10	8,904.00
19	Excavación en roca para el vertedor.	61,300	m ³ .	7.00	429,100.00
20	Excavación en roca para los dentellones del vertedor.	1,200	m ³ .	30.00	36,000.00
21	Concreto reforzado en el macizo, plantilla y taludes del vertedor.	2,300	m ³ .	137.00	315,100.00
22	Concreto reforzado en los dentellones del vertedor.	1,050	m ³ .	117.00	122,850.00
23	Concreto simple en los taludes del vertedor.	130	m ³ .	137.00	17,810.00

Con cep to.	T R A B A J O	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
24	Acero de refuerzo en cim cio, plantilla, taludes y dentrallones del vertedor.	128,500	Kg.	2.10	269,850.00
25	Drenes de grava en zanja, en el vertedor.	24	m3.	3.50	84.00
26	Tubos de 3"φ para llora deros en el vertedor.	50	Pza.	5.00	250.00
27	Excavación en roca para el canal de acceso a la toma y para el canal de descarga del desarenador.	80,000	m3.	7.00	560,000.00
28	Excavación en roca para las estructuras.	17,100	m3.	7.40	126,540.00
29	Excavación en roca para los dentellones de las es tructuras.	105	m3.	30.00	3,150.00
30	Concreto reforzado de f _c = 140 Kg/cm ² . en trabes, - losas, pilas, etc.	1,698	m3.	222.00	376,956.00
31	Concreto reforzado de f _c = 140 Kg/cm ² . en las tran siciones (reventamientos)	1,038	m3.	172.00	178,536.00
32	Concreto reforzado de f _c = 140 Kg/cm ² . en los denta llones de las estructuras	105	m3.	117.00	12,285.00
33	Concreto reforzado de f _c = 210 Kg/cm ² . en los puentes carreteros.	74	m3.	250.00	18,500.00
34	Acero de refuerzo en las estructuras.	145,500	Kg.	2.10	305,550.00
35	Colocación del relleno compactado en las estruc turas.	4,600	m3.	4.50	20,700.00
36	Tubo de 2-1/2"φ para pasa manos.	77	m. l.	45.00	3,465.00
37	Compuertas reforzadas de 3.50 x 4.50 y sus mecanis mos.	2	Pza.	35500.00	71,000.00

Con cep to,	T R A B A J O	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
38	Compuertas reforzadas de 4.00 x 4.00 y sus mecanis mos.	2	Pza.	43000.00	86,000.00
39	Compuertas reforzadas de 4.50 x 4.50 y sus mecanis mos.	2	Pza.	41600.00	83,200.00
			T O T A L	\$16,175,495.00	

b).- Programa de Trabajo.- Es muy necesario para el buen desarrollo de los trabajos ingenieriles y debe trazarse lo mejor que sea posible para que se pueda cumplir, a pesar de la incertidumbre que se presenta en la duración de algunos trabajos.

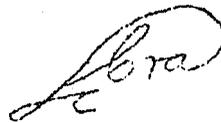
Para elaborarlo principalmente deben tenerse en cuenta todas las -- condiciones existentes en el sitio de trabajo, el equipo disponible y el procedimiento de construcción que se va a seguir.

Después de haber estudiado el problema creo que no es posible que - esta obra esté terminada en octubre tal y como lo indica la Convocatoria para el Canal Alto, ya que aún habiendo considerado para la construcción de la cortina un ritmo bastante acelerado, el cierre de la misma en la - segunda etapa de su construcción no puede efectuarse antes del estiaje - corto de octubre y noviembre.

El programa de trabajo que he trazado puede verse en el anexo No. 5.

Tratando de no poner en peligro a la cortina durante su construcción, se ha procurado que la obra de toma y el desarenador estén terminados antes de noviembre, para que si por algún motivo el cierre de la cortina se atrasa y se llegan a presentar las equipatas, a las avenidas se les dé salida por el desarenador.

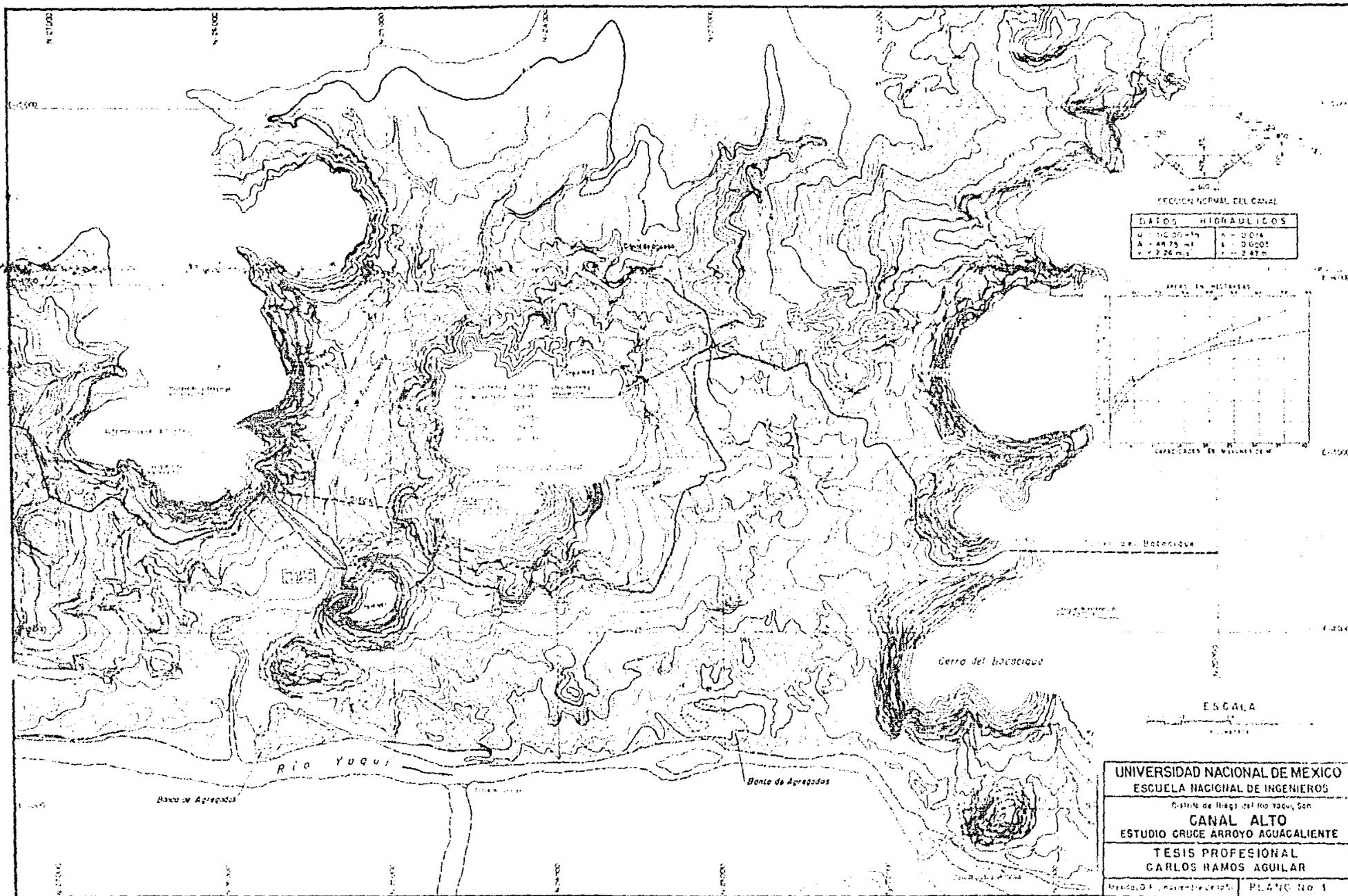
México, D.F., noviembre de 1951.



Carlos Ramos Aguilar

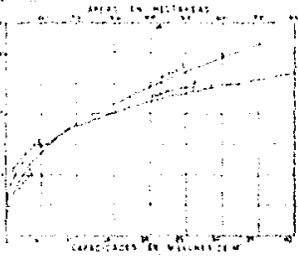
PROGRAMA DE TRABAJO

T R A B A J O	CANTIDADES		1951		1952												N O T A S
	TOTAL	PROMEDIO MENSUAL	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
CORTINA																	
1. Excavación para limpia	43 400 m ³	11 500 m ³															
2. Excavación para trinchera impermeable.	82 500 "	20300 "															
3. Excavación para dentellón concreto.	1960 "	260 "															
4. Colado dentellón concreto.	1960 "	265 "															
5. Inyectado del dentellón	990 "	250 "															
6. Colocación material impermeable	708000 "	61 000 "															
7. Colocación rezaga y enrocamiento a volteo.	486700 "	42 000 "															
8. Parapeto de la corona (mampostería)	990 "	330 "															
VERTEDOR																	
1. Excavación canal acceso y descarga	61 300 m ³	6100 m ³															
2. Excavación dentellones	1200 "	170 "															
3. Concreto reforzado.	3184 "	280 "															
DIQUE NUM 1																	
1. Excavación para limpia	300 m ³	300 m ³															
2. Colocación material impermeable y rezaga	1600 "	1600 "															
OBRA DE TOMA Y DESARENADOR																	
1. Excavación canal de acceso	69 500 m ³	7 800 m ³															
2. Excavación para las estructuras	6400 "	5000 "															
3. Excavación canal descarga desarenador	10500 "	7800 "															
4. Concreto reforzado en estructuras	1490 "	215 "															
5. Concreto reforzado en transiciones	879 "	280 "															
6. Instalación de compuertas y mecanismos	4 pzas	2 pzas															
DIQUE NUM. 2																	
1. Excavación para limpia	1500 m ³	1500 m ³															
2. Colocación material impermeable y rezaga	13300 "	5400 "															
REPRESA EN LA DESCARGA																	
1. Excavación para la estructura y caída	10600 m ³	5000 m ³															
2. Concreto reforzado en estructura	293 "	215 "															
3. Concreto reforzado en transiciones y caída	204 "	204 "															
4. Instalación de compuertas y mecanismos	2 pzas	2 pzas															

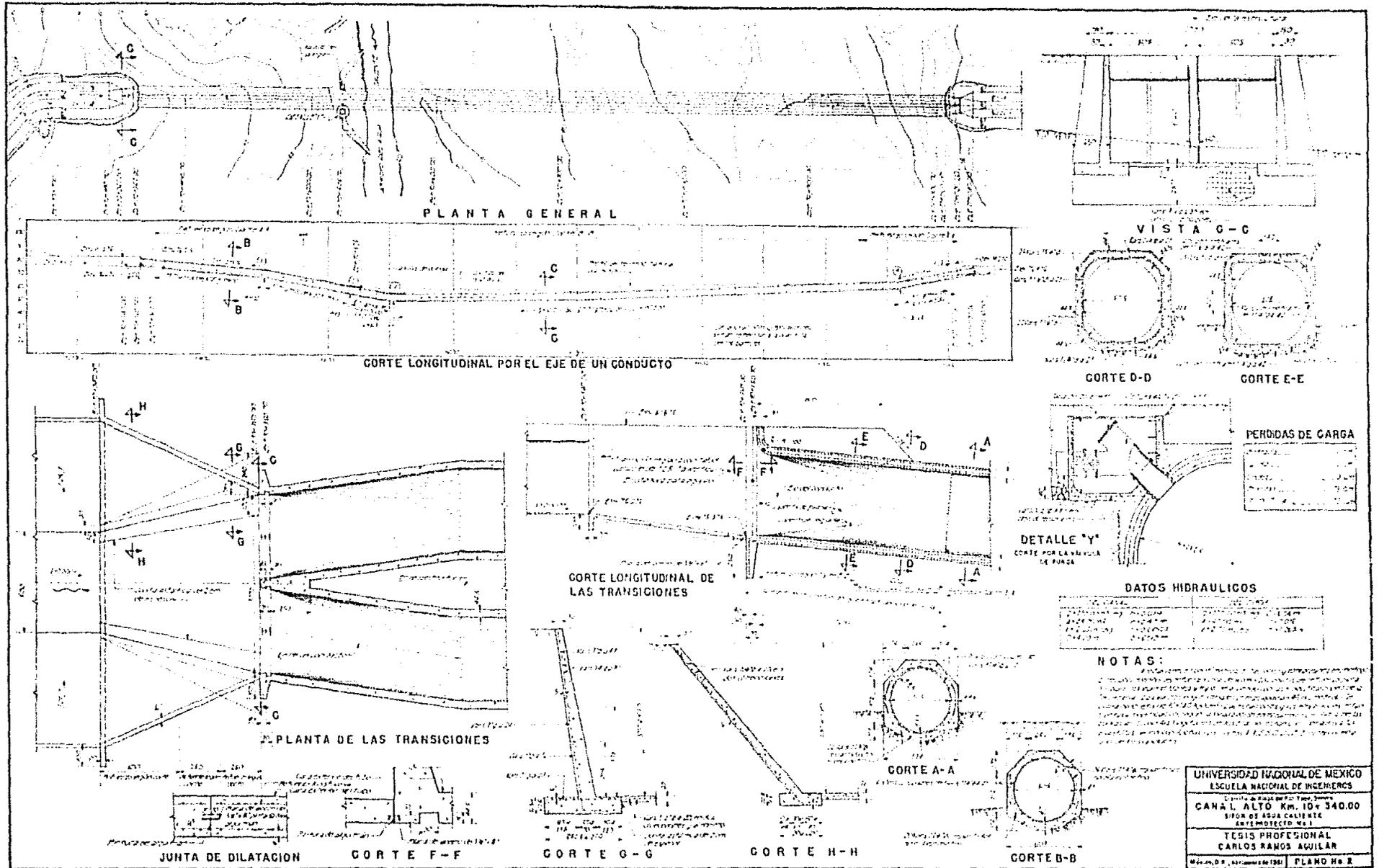


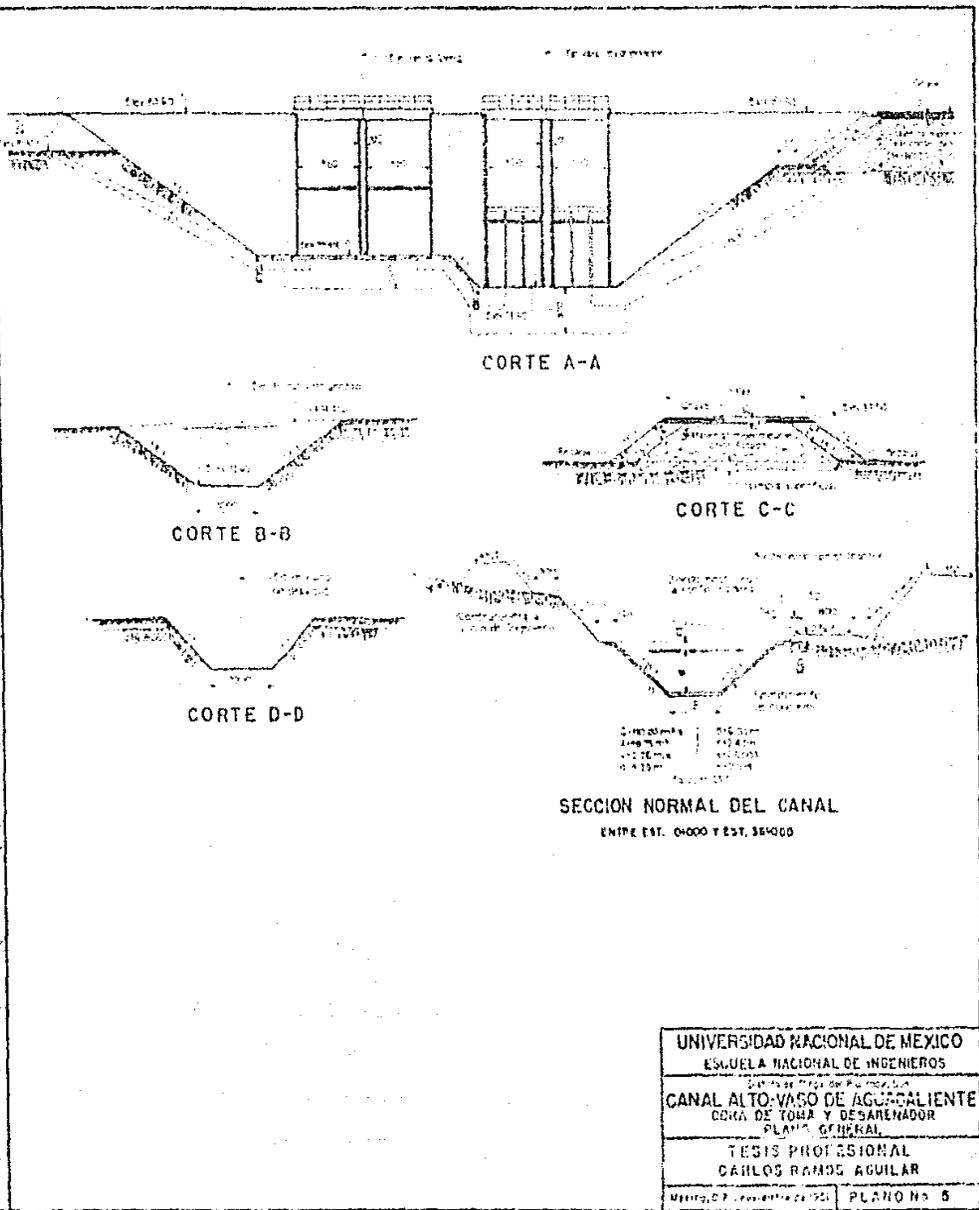
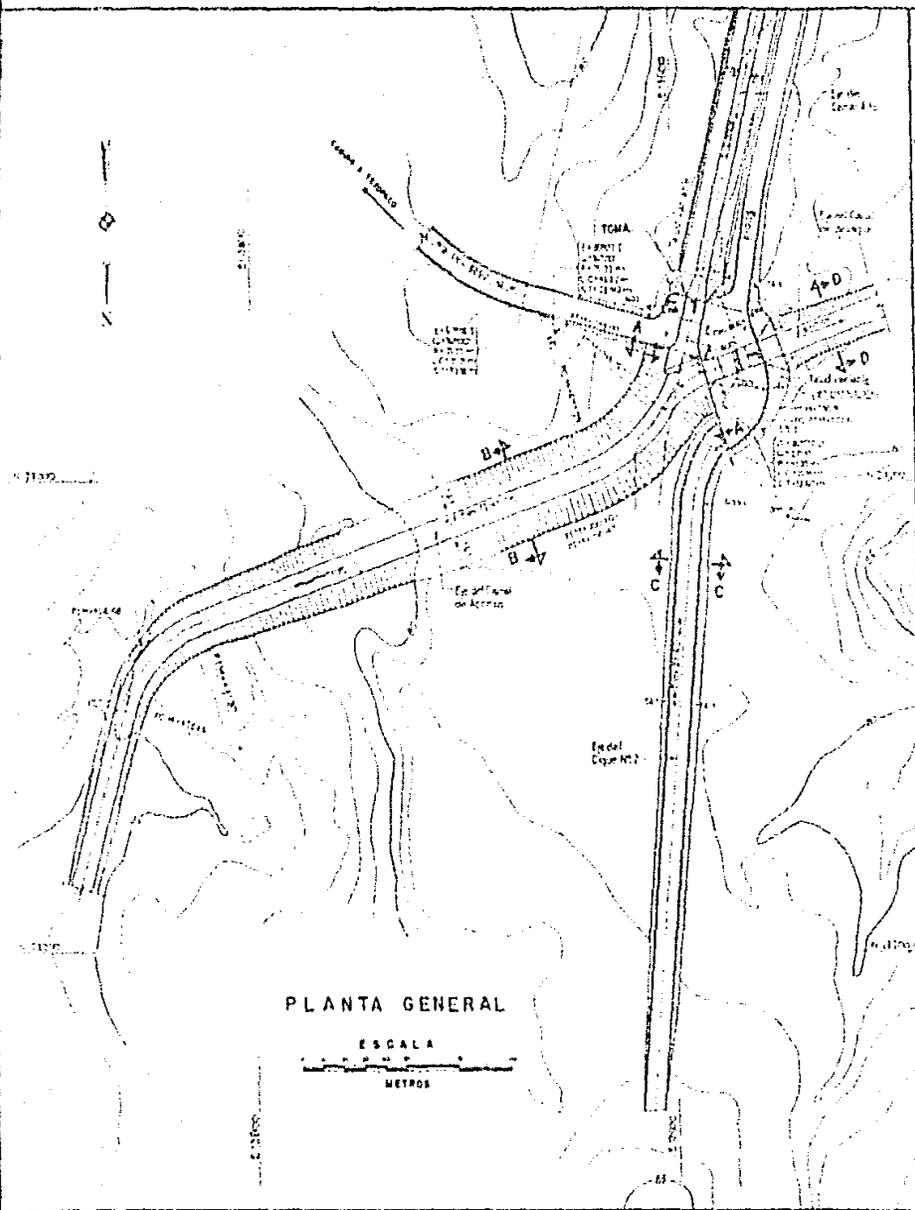
REGION NORMAL DEL CANAL

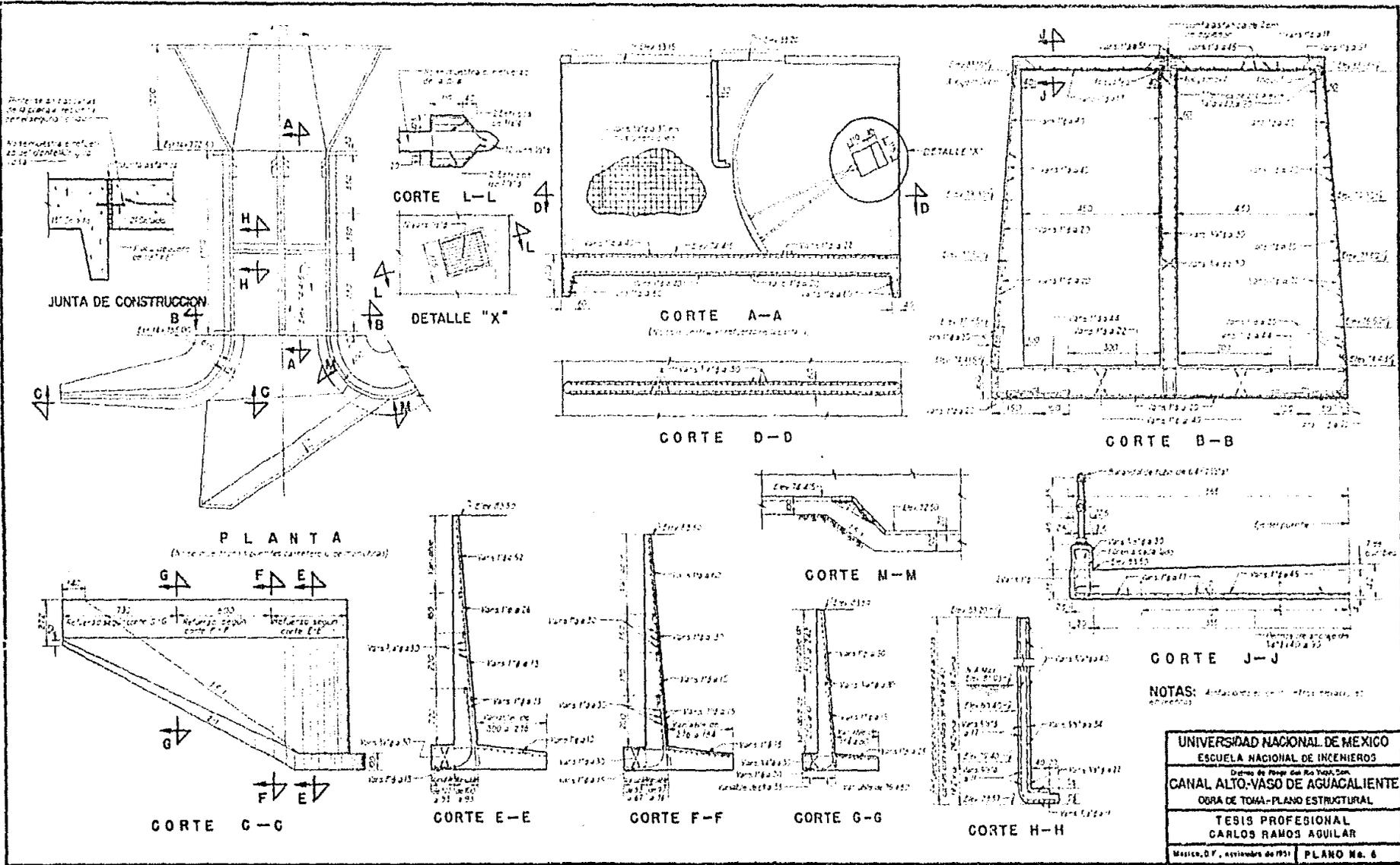
DATOS HIDRAULICOS	
W = 10.00 m	R = 0.04
A = 48.75 m	S = 0.0001
V = 2.24 m/s	Q = 2.47 m³/s



UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
 ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
 Distrito de Ingeg del Rio Yaqui, Son
CANAL ALTO
 ESTUDIO CRUCE ARROYO AGUACALIENTE
 TESIS PROFESIONAL
 CARLOS RAMOS AGUILAR
 Mexico, D.F., noviembre de 1957. PLANO No. 1







UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO	
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS	
Calle de Morelos No. 3000, San	
CANAL ALTO-VASO DE AGUACALIENTE	
OBRA DE TOMA-PLANO ESTRUCTURAL	
TESIS PROFESIONAL	
CARLOS RAMOS AGUILAR	
México, D.F., septiembre de 1951	PLANO No. 6

