

Sej. 147

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**



FACULTAD DE INGENIERIA

**PROYECTO DE LA PRESA DERIVADORA
SAN MIGUEL**

T E S I S

Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a

JOSE MANUEL ORRANTIA NORZAGARAY



México, D. F.

1986



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

PROYECTO DE LA PRESA DERIVADORA SAN MIGUEL

CAPITULO I.- DESCRIPCION DE LA ZONA DE RIEGO DEL RIO OCORONJ, SJN.

	<u>PAG.</u>
I.1. INTRODUCCION.....	1
I.2. LOCALIZACION DEL AREA.....	2
A) Localización geográfica.....	2
B) Localización política.....	3
C) Comunicación.....	3
I.3. ASPECTOS SOCIOECONOMICOS.....	4
A) Demografía y niveles de vida actual.....	4
B) Aspecto político.....	4
C) Servicios públicos e integración social.....	5
D) Tenencia de la Tierra.....	5
E) Agricultura.....	6
F) Ganadería.....	7
G) Industria y Comercio.....	8
I.4. ASPECTOS FISIOGRAFICOS.....	8
A) Geología superficial.....	8
B) Geomorfología.....	9
C) Topografía.....	9
D) Hidrología.....	9
E) Vegetación.....	10
F) Clima.....	11
G) Suelos.....	13
I.5. USOS DEL AGUA Y SUELOS.....	15

CAPITULO II.- ASPECTOS GENERALES DE UNA PRESA DERIVADORA

II.1. ESTUDIOS PREVIOS.....	18
A) Estudios preliminares.....	19
B) Estudios definitivos.....	19
II.2. PARTES QUE INTEGRAN UNA PRESA DERIVADORA.....	42
A) Cortina.....	42
B) Bocatoma u obra de toma.....	62
C) Estructura de limpia.....	67
D) Obras complementarias.....	74

CAPITULO III.- PROYECTO DEFINITIVO DE LA PRESA DERIVADORA SAN MIGUEL

	<u>PAG.</u>
III.1. GENERALIDADES DEL PROYECTO.....	75
A) Condiciones hidráulicas requeridas.....	76
B) Materiales, características geométricas y niveles de las estructuras.....	76
III.2. CALCULOS HIDRAULICOS.....	79
A) Verificación de los datos hidráulicos en los canales principales M.D. y M.J.....	79
B) Cálculos hidráulicos de la obra de toma.....	81
C) Cálculos hidráulicos de la estructura de Limpia.....	86
D) Cálculos hidráulicos de la cortina.....	88
III.3. CALCULOS ESTRUCTURALES.....	91
A) Conductos de la obra de toma.....	91
B) Transición de salida.....	105
C) Muro de cabeza a la salida de los conductos..	111
D) Muro de cabeza y ménsula a la entrada de los conductos.....	113
E) Canal de llamada.....	116
F) Estructura de limpia.....	136
G) Desarenador.....	155
H) Muros de contención.....	172
I) Losa del puente para vehículos.....	179
J) Pantalla en compuertas radiales.....	183

CAPITULO IV.- CONCLUSIONES..... 185

PLANO N° 1.- PLANO GENERAL

PLANO N° 2.- OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA

PLANO N° 3.- ESTRUCTURA DE LIMPIJA PLANO GENERAL

PLANO N° 4.- ESTRUCTURA DE LIMPIJA PLANO ESTRUCTURAL

PLANO N° 5.- DETALLE DE INSTALACION DE COMPUERTAS DESLIZANTES Y MECANISMOS

PLANO N° 6.- OBRA DE DESVIO

PROYECTO DE LA PRESA DERIVADORA SAN MIGUEL

7. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE RIEGO DEL RÍO OCORONI, SIN.

7.1 INTRODUCCIÓN.

El Gobierno de Sinaloa y las Dependencias Federales, como la Representación General de la S.A.R.H. y la Secretaría' de la Reforma Agraria, están promoviendo el incremento de nuevas áreas agrícolas a los modernos sistemas de irrigación; como parte de esta iniciativa se ha proyectado una' nueva zona de riego denominada Z.R. del río Ocoroni, Sin., este proyecto tiene como objetivo incorporar a la actividad agrícola, aproximadamente 10 000 Has. netas, distribuidas en ambas márgenes del río Ocoroni, Sin., con obras que permitan riego por gravedad en suelos de buena calidad. Para lograr el objetivo anterior se hace necesario - la construcción de una presa de almacenamiento y una presa derivadora sobre el cauce del multicitado río Ocoroni, así como una red de canales, drenes y caminos, incluyendo obras complementarias como desmontes y nivelación de tierras, caminos de acceso y mejoramiento de las actuales -- vías de comunicación y transporte al área por beneficiar.

Previo a la selección de la zona del proyecto, se hizo un estudio en 29 500 Has. el cual tenía como finalidad lograr

metas globales como son: el obtener un conocimiento sobre los recursos naturales y de producción en la región, asociado a la utilización que actualmente se hace de ellos; - examinar los factores que limitan la expansión Económico-Social de la región; plantear los cursos de acción alternativos, seleccionando los más favorables, exponiendo las -- respuestas previsibles una vez construidas las obras en -- proyecto. Los resultados del estudio indican la factibilidad Técnico-Económica, para llevar a cabo las actividades' propuestas.

En el desarrollo de este capítulo podrá observarse la disponibilidad de agua superficial y en menor cuantía subterránea; localización del área en una región altamente productiva, aceptable calidad de suelos, oportunidad de reacomodo de diversos grupos ejidales, factores más que sufi- cientes que favorecieron la decisión de poner en marcha el proyecto cuyos logros permitirán incrementar los niveles - de productividad en la región.

1.2. LOCALIZACION DEL AREA.

- A) Localización Geográfica.- Con base en el área de estudio, puede enmarcarse el proyecto entre los paralelos 25° 48' y 26° 11' de latitud norte y entre los meridianos 108° 36' de longitud oeste de Greenwich, a una altura media de 90 m.s.n.m., se aloja en la porción media de la planicie ---

Costera noroccidental, en la parte inferior de la cuenca del río Sinaloa.

B) Localización Política.- A este respecto, su ubicación queda comprendida en la parte occidental del Municipio - de Sinaloa de Leyva, del Estado de Sinaloa, incluye parte' o el total de los ejidos: Santiago de Ocoroni, San José' de Alvarado o el Gatal, El Caimán, así como las comunidades de El Caimán y San Miguel de los Orrantia (véase - - fig. 9.1).

C) Comunicación.- El acceso al área en proyecto, se hace - mediante las carreteras estatales que entroncan a la Carretera Federal No. 15 (México-Nogales), una de estas' comunica a la Ciudad de Sinaloa de Leyva, la otra rumbo' a Estación Naranja del Ferrocarril del Pacífico; para -- continuar posteriormente por camino de terracería hasta' el poblado de Ocoroni, Sin.

La comunicación por vía férrea es eficiente, ya que las' Estaciones del Ferrocarril del Pacífico denominadas El - Naranja y León Fonseca están a corta distancia del área' en sí. La comunicación aérea se hace mediante pequeños' aeródromos municipales situados en Guasave y Sinaloa de' Leyva, Sin.

7.3. ASPECTOS SOCIO-ECONÓMICOS.

- A) Demografía y niveles de la vida actual. - En cuanto a --
 demografía, el origen de la población proviene principal-
 mente del cruzamiento natural de la raza nativa y la ra-
 za blanca lo cual trajo como consecuencia el mestizaje -
 local radicado en los poblados y rancherías del proyecto
 de riego, calculado aproximadamente en 6 000 habitantes'
 estimándose un 45 % de hombres y 55 % de mujeres. De es-
 ta cifra, 2 700 representan la población económicamente'
 activa. En el censo de 1980 se tenía una densidad de --
 8.76 habitantes por Km.2, comparándolo con el censo de -
 1970 se observa un mínimo incremento considerando con --
 ésto, que el área es una zona de rechazo de población, -
 por su bajo nivel de vida y bienestar social, el fenóme- --
 no anterior obedece entre otras razones al desempleo, --
 salarios bajos y una situación habitacional que carece -
 de los servicios mínimos de higiene.
- B) Aspecto político. - Las autoridades que existen en la zo-
 na están organizadas de acuerdo a la Constitución Políti-
 ca del Estado de Sinaloa, y se pueden apreciar a jueces,
 síndicos y comisariados ejidales; éstos son electos por
 votación popular entre los ejidatarios, comuneros y colo-
 nos en general.

C) Servicios públicos e integración social.- En lo referente a servicios educativos, los poblados rurales cuentan con instrucción primaria hasta el sexto grado y la población escolar es de 1 200 niños. En cuanto a servicios -- sanitario-asistenciales, los poblados enclavados en el -- área de proyecto, ninguno cuenta con locales para proporcionar este tipo de auxilio asistencial. No obstante la' S.S.A., realiza campañas contra el paludismo.

Se adolece de otro tipo de servicios como son: energía' eléctrica, teléfono, agua potable, drenaje, correos, -- etc., con excepción del poblado de Ocoroni que cuenta con teléfono y agua potable.

En el renglón de integración social, el radio es el único medio cuya cobertura pudiera influir en esto, sin embargo los mensajes difundidos son característicos de zonas urbanas. En cuanto a su ubicación la zona del proyecto se ve influida por Guasave y los Mochis, Sin., factor muy favorable.

D) Tenencia de la Tierra.- La mayor parte del área domina da por el proyecto es de carácter ejidal, cuyos ejidos a la fecha tienen algunos problemas por invadirse unos a -- otros o por no tener definidos sus límites. De los re-- sultados de los estudios para beneficiar 10 000 Has. - -

con obras de riego, se contemplan tres ejidos con las características indicadas en el cuadro siguiente:

TENENCIA DE LA TIERRA EN EL AREA DE PROYECTO

Ejid ^o s y Comunidad	Superficie total	No. de Eji- datarios Datos 1980	Superf. bruta dentro del pro- yecto. (Has.)	Superf. neta dentro del pro- yecto. (Has.)
E. Santiago Ocoroni	20 412	700	8 225	7 000
E. SAN JOSE de Alvarado o Gatal	3 530	180	1 937	1 800
E. El Caimán	2 500	120	1 417	1 200
T O T A L :	26 442	1 000	11 579	10 000

E) Agricultura.— Debido a las características climatológicas y condiciones tecnológicas imperantes, los rendimientos de los cultivos que se practican son bajos y reditúan poca utilidad y seguridad económica al productor.

En la tabla siguiente se destaca lo anterior :

Cultivo	Superficie Has.	Rend. Ton-Has.	Prod. Ton.
Cacahuete	400	1.0	400
Songo	1 000	1.6	1 600
Maíz	400	0.9	360
Ajonjolí	200	0.5	100
T O T A L :	2 000		

F) Ganadería.- La actividad ganadera tiene preferencia después de la agricultura. Dentro del ganado existente se cuenta el vacuno, caprino y porcino, teniendo mayor importancia el primero; también existen aves de corral. La ganadería se practica en baja escala en forma extensiva y para el renglón de cría, aunque cabe señalar la existencia de siete ganaderos con más de 100 cabezas de ganado vacuno cada uno. Dentro del área de proyecto, fundamentalmente en el ejido Ocoroni, existen alrededor de 1 000 cabezas de ganado y fuera de los límites primeramente señalados otras 6 000 pertenecientes a ganaderos particulares.

El ganado vacuno se utiliza para cría, carne y en contadas ocasiones para satisfacer las necesidades de leche de la familia. La venta del ganado se realiza con comerciantes de fuera del área.

En lo referente al ganado menor y aves de corral, la comercialización se realiza tanto interna como externamente, siendo común el sacrificio de cabras y cerdos para el consumo de carne de la población.

- G) Industria y Comercio. - No existe ninguna industria de consideración que permita la transformación de algún producto y reditue ingresos entre la población. El comercio lo originan principalmente las actividades agrícolas y ganaderas.

1.4. ASPECTOS FISIOGRAFICOS.

- A) Geología superficial. - Las rocas predominantes lo constituyen metamórficas del complejo Sonobani; descansando' sobre éstas, rocas ígneas del complejo volcánico del Terciario Inferior, compuestas por derrames riolíticos y brechas tobáceas formándolo más de 50 m. de altura aproximadamente, también se encuentran en el lugar, pequeños apófisis del intrusivo granítico.

Las unidades litológicas pertenecientes a las formaciones descritas anteriormente fueron cubiertas por un grueso paquete de areniscas y conglomerados y estos a su vez por gravas y cantos hasta de 20 cm. de la misma naturaleza de las rocas preexistentes, empacados en una matriz -

arcillosa de color café, alcanzando en algunos casos hasta 40 metros de espesor.

La delgada capa de suelo orgánico que la semicubre es arcillosa y seguramente al ser trabajado con implementos agrícolas, dificulta los rastreos y la siembra debido a las -- gravas y cantos.

- B) Geomorfología.-- Las geofomas de mayor dominancia en el área son las planicies y terrazas altas, las vegas aluviales y los lomeríos. En las vegas y planicie se localizan' suelos profundos de textura media y formación aluvial, en los lomeríos, los suelos son delgados y con alto contenido de piedras.
- C) Topografía.-- En su mayor parte, el área tiene forma llana, con relieve plano o ligeramente ondulado, su pendiente es normalmente plana con inclinación menor del 2 %, en poca proporción existen ondulosos o cerriles con pendiente hasta de 15 %.
- D) Hidrología.-- En cuanto a corrientes y depósitos superficiales, la corriente más importante es el arroyo Ocoroni' que nace dentro del mismo Estado de Sinaloa y tiene un -- escurrimiento anual de 135 501 millones de M3.
Aproximadamente a 20 Km. aguas arriba del poblado Ocoroni

se localiza el sitio de la presa de almacenamiento con capacidad de 150 millones de m³., que alimentará el área de riego en cuestión.

Por lo que respecta a aguas subterráneas, los sondeos -- efectuados en el área, reportan un nivel estático de las aguas subterráneas variando entre 3 y 25 metros, es decir de acuerdo a la geoforma, aumenta y disminuye su profundidad, siendo más somera en las vegas de los ríos.

E) Vegetación.-- La vegetación primaria estuvo formada por especies de selva baja caducifolia, aunque actualmente se encuentra perturbada por especies secundarias debido a los desmontes, al pastoreo o entresaca de madera para usos domésticos, postes, leña, tutores en los cultivos de hortalizas, etc.

En la vegetación actual tiene predominancia, las leguminosas y cactáceas, de éstas citamos las siguientes :

Nombre Común:

Huinolo

Brea

Pitahaya

Nopal

Tonote

Cardón

Nombre Técnico:

Acacia Cymbispina

Cerdidium Sonorae

Leairen cereus Thurberi

Opuntia Spp

Bursera Spp

Pachycereus pecten-aboriginum

<i>Copal</i>	<i>Bursera excelsa</i>
<i>Nanche</i>	<i>Ximenea Parviflora</i>
<i>Vara prieta</i>	<i>Caesalpinia Gracilis</i>
<i>Vara blanca</i>	<i>Croton Sp</i>
<i>Brasil</i>	<i>Haematoxilón Brasileto</i>
<i>Gato</i>	<i>Pithecellobium Sonoras</i>
<i>Mezquite</i>	<i>Prosopis Juliflora</i>
<i>Palo blanco</i>	<i>Ipomoea arboreacens</i>
<i>Guayacán</i>	<i>Guaiacum Coulteri</i>
<i>Tazajo</i>	<i>Acanthocereus accidentalis</i>
<i>Choya</i>	<i>Opuntia Fulgida</i>
<i>Biznaga</i>	<i>Echinocactus Sp</i>
<i>Maguey</i>	<i>Agave spp</i>
<i>Mauto</i>	<i>Lysilona divaricata</i>
<i>Amapa</i>	<i>Tabebvia Palmeri</i>

Estas especies se encuentran asociadas con vegetación herbácea, entre las que predominan: quelite (amaranthus-albus), guachapone (Xanthium L) y pastos nativos.

F1 Clima. - *Por deficiencia de datos, se adoptó la información de la Estación Climatológica de Naranjo, Sin., comprendieron datos de un periodo de 21 años (1952-1973).*

Datos meteorológicos. - *Los antecedentes climáticos registrados en la Estación de Naranjo, Sin., son los siguientes :*

<i>Temperatura media anual</i>	<i>24.8° C</i>
<i>Precipitación media anual</i>	<i>536.2 mm.</i>

Precipitación.— *En la zona estudiada se define un período lluvioso de 3 meses que comprende: Julio, Agosto y Septiembre.*

La precipitación media anual fue de 536.2 mm. y en los 3 meses, Julio, Agosto y Septiembre se registra una precipitación de 414.4 mm., es decir el 77 %, en los 9 meses' restantes se precipitan 121.8 mm. que corresponden al -- 23 % del total anual.

En ocasiones se presenta un período lluvioso durante los meses de Diciembre y Enero. Estas lluvias son de tipo -- "chipi-chipi" y generalmente causan perjuicios en cultivos hortícolas.

Temperatura.— *Por lo general predominan temperaturas cálidas y son más evidentes en el período comprendido entre los meses de Mayo a Octubre, registrándose altas temperaturas en Junio, Julio, Agosto y Septiembre.*

La temperatura media anual es de 24.8° C. y tiene una variación de 12.70° C, dado que en Julio se tiene 30.80° C. y 18.10° C. en el mes de Enero.

Al analizar conforme al segundo sistema de clasificación climatológica de Thornthwite, los registros de la Estación El Naranja, representativa de las condiciones climatológicas que predominan en la zona estudiada, se determinaron las siguientes características que definen el clima :

CONCEPTO :	SIMBOLO :	CARACTER:
Jerarquía de humedad	D	Seco
Régimen de distribución de la humedad a través del año.	d	Pequeño o nulo - excedente de humedad.
Jerarquía de calor	A'	Cálido
Régimen de calor en el verano	a'	Normal

Estas características indican que el clima de la zona - se define por las siguientes siglas: DdA'a' que significan : seco con pequeño o nulo excedente de humedad, cálido con régimen normal de calor en el verano.

9) Suelos. - La superficie que se dedicará a la agricultura con riego está constituida principalmente por suelos profundos o moderadamente profundos, con predominancia' de tres tipos de suelos, mismas que se describen a continuación:

Serie Brasiles.- Comprende el 24.4 % del área estudiada con predominio sobre la margen derecha del río Ocononi prácticamente enmontados.

Serie Higuera.- Representan estos suelos el 9.4 % del área estudiada, ubicándose en las vegas de los arroyos Ocononi y Cabrera, su uso es netamente agrícola.

Serie Alhuey.- Representan estos suelos el 39.9 % de la superficie estudiada, también distribuidos como en el caso anterior y con el mismo uso.

Tomando en cuenta los diferentes factores que intervienen en la clasificación de los suelos para uso agrícola, se llegó a lo siguiente:

<u>Calidad de Suelos:</u>	<u>Superficie Representada:</u>
Primera clase	22.5 %
Segunda clase	22.3 %
Tercera clase	8.1 %
Cuarta clase	20.5 %
Quinta clase	21.4 %
	<hr/>
	74.8 %
Arroyos	4.1 %
Zona urbana	1.1 %
	<hr/>
	100.0 %

7.5. USOS DEL AGUA Y SUELOS.

En general se puede decir que en la superficie del proyecto no existen áreas bajo riego, un 70 % son tierras emmontadas o de agostadero y un 30 % de agricultura temporalera, por lo que no se tiene ningún aprovechamiento hidráulico.

Se hizo un muestreo de las aguas encontrándose una clasificación C_2-S_1 , cuya interpretación es la siguiente:

AGUA DE SALINIDAD MEDIA (C_2). - Puede usarse siempre y cuando haya un grado moderado de lavado. En casi todos los casos y sin necesidad de prácticas especiales de control de la salinidad, se pueden producir las plantas moderadamente tolerantes a las sales.

AGUA BAJA EN SODIO (S_1). - Puede usarse para el riego en la mayoría de los suelos con poca probabilidad de alcanzar niveles peligrosos de sodio intercambiable. No obstante los cultivos sensibles como algunos frutales y aguacates pueden acumular cantidades perjudiciales de sodio.

COMENTARIOS. - Dado los resultados de la calidad del agua proporcionados por el laboratorio, en los cuales se indica que el agua es de salinidad media y baja en sodio, se deberá considerar lo siguiente:

En las prácticas del manejo del agua en las tierras de riego, se debe considerar un sobreniego para abatir los peligros de salinidad que contiene el agua.

El drenaje superficial es eficiente, el manto freático no presenta problemas, el drenaje subterráneo es moderado en el mayor porcentaje de los suelos.

En este proyecto, a la fecha ya se iniciaron algunos trabajos, destacando entre ellos :

Desmante (tumba, junta, quema, desentrañe).

Subsileo (afloja capas duras del subsuelo).

Barbecho (usando arado de disco).

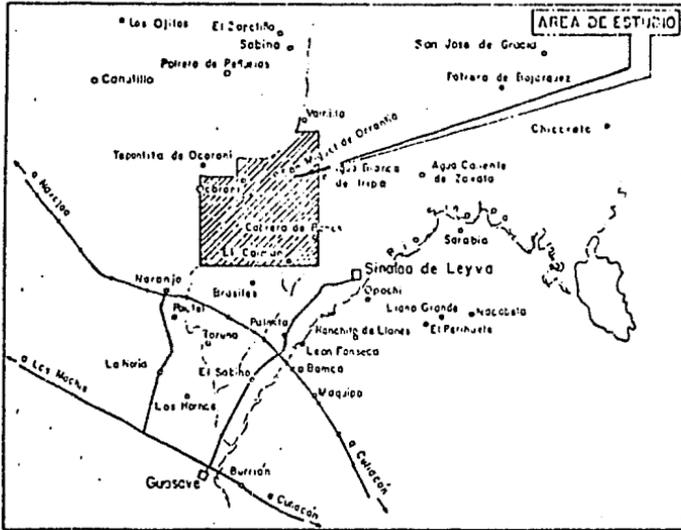
Rastreo (complementa el barbecho).

Nivelación (emparejamiento de tierras).

Posteriormente a estas actividades y una vez que la obra esté totalmente terminada entran otras actividades en las prácticas del riego (suncado, melgueo, trazo de riego, -- siembra, aplicación del riego en sí, así como insecticidas, fungicidas, herbicidas y fertilización). Existen algunas otras actividades según las condiciones de los terrenos cultivables como mejoramiento de suelos, control de erosión, etc.

Proyecto de Riego del Arroyo de Ocoroni Mpio. de Sinaloa, Sin.

CROQUIS DE LOCALIZACION



ESCALA 1:800,000



KILOMETROS



SARH

SUBDIRECCION
DE
AGROLOGIA

II ASPECTOS GENERALES DE UNA PRESA DERIVADORA

Antes de señalar los estudios y partes que integran una presa derivadora, es conveniente hacer la descripción de las formas más comunes de cualquier obra de derivación desde el punto de vista hidráulico, así como definir lo que puede interpretarse como una presa derivadora.

Cuando en un almacenamiento natural o artificial e inclusive en un escurrimiento controlado o no controlado, se ubica una estructura para captar parcial o totalmente los volúmenes de cualquiera de dichas fuentes, y aprovecharlos en el sitio mismo de la captación ó conducirlos a cualquier otro lugar para su uso posterior, es a lo que se conoce como una derivación hidráulica.

Esta obra de derivación puede adoptar varias formas como tomas directas, barrajes, presas de derivación, cajas en manantiales, galerías filtrantes, diques subterráneos, plantas de bombeo, etc.

Por otra parte, puede describirse una presa derivadora como la estructura que se construye transversal a un cauce cualquiera con la finalidad de retener parte a la totalidad del escurrimiento y consecuentemente, al ser controlada la corriente, se logra una sobreelevación del tirante del agua, la cual es encauzada hacia las obras de toma y conducir las posteriormente con otras estructuras, hasta el sitio de su aprovechamiento.

II.1 ESTUDIOS PREVIOS

Una estructura de cabeza para riego o abastecimiento de cualquier otro uso, por su importancia y magnitud, es indispensable antes de su construcción, se hagan estudios de carácter social, económico y técnico, para analizar la factibilidad de la misma, dicha información se clasifica en dos grupos que son:

Estudios preliminares

Estudios definitivos

A) Estudios preliminares.- Cuando se ha detectado la necesidad de la obra en determinado sitio, se requieren visitas al lugar, ordenándose inmediatamente despues de la inspección de campo, los estudios socioeconómicos y técnicos a fin de evaluar la respuesta de la obra, terminando la primera etapa de estos estudios con un anteproyecto, concluyendo con los comentarios generados por la información hasta aquí obtenida.

B) Estudios definitivos.- Su elaboración e interpretación, conduce a una concepción más real con un conocimiento a fondo - desde el punto de vista técnico de la realización de la obra en cuanto a sus alcances, seguridad, problemática constructiva etc., dichos estudios podrían enunciarse como sigue:

Estudios topográficos

Estudios hidrológicos

Estudios geológicos

Estudios agrológicos

Estudio de Mecánica de suelos

Aspectos constructivos

a) *Estudios Topográficos*

La localización óptima del sitio para construir una presa de rivadona depende fundamentalmente de los estudios topográficos ya que con ellos se detectan las zonas de derrumbes, plagas, sedimentación, meandros, etc., donde resulta indeseable desplantar este tipo de estructuras. Posteriormente, en el desarrollo del proyecto, para fijar los niveles de operación en la obra de toma, es muy necesario conocer las características topográficas de los puntos de descarga al inicio de los canales de riego como es el caso que nos ocupa, por lo anterior se requiere información de planimetría, altimetría, --- coordenadas, bancos de referencia, etc., a fin de dar la ubicación adecuada del sitio correcto del desplante de todos --

Los elementos que integran la presa derivadora.

Tambien para el estudio de la cuenca hidrográfica de captación es indispensable conocer:

- 1.- Area y forma de la cuenca, pendiente predominante, configuración general.*
- 2.- Corrientes principales.*
- 3.- Obras hidráulicas construidas en proyectos aguas arriba y aguas abajo de la estructura por construir.*
- 4.- Vías de comunicación y poblaciones principales, etc.*

Para el diseño de la obra de derivación, se requiere lo siguiente:

- Plano topográfico del tramo del río elegido para la estructura, como mínimo 300 metros, en donde se indiquen los ejes propuestos en las diferentes alternativas, señalando los bancos y puntos de apoyo de la topografía levantada a la escala conveniente dependiendo de la magnitud de la estructura.*
- Perfil del eje propuesto (definitivo) para la obra, así como otras secciones del cauce localizadas en el mismo tramo aguas arriba y aguas abajo.*
- Perfil longitudinal del cauce del río, en un tramo de un kilómetro, con objeto de conocer con mayor aproximación la pendiente geométrica del cauce.*

Los datos anteriores sirven, en primer lugar para referenciar los estudios geológicos así como ligar niveles de operación de la presa con los sitios de descarga, apoyando de una manera integral la ubicación y desplante de los elementos estructurales que integran la obra en conjunto, permitiendo también al contar con los datos topográficos, el poder revisar los efectos que tendrá el remanso aguas arriba

del cauce al levantarse el tirante del mismo, y cambiar las condiciones del funcionamiento hidráulico existente antes de la construcción de la obra y poder de antemano conocer las áreas de inundación o afectaciones, información de gran importancia para la evaluación del proyecto.

b) Estudios Hidrológicos.

El éxito del funcionamiento de una presa o cualquiera obra similar para aprovechamiento hidráulico, sería incierto si se desconocieran las características hidrológicas de su cuenca, por lo anterior se requiere conocer en orden de importancia el régimen de la corriente, gasto máximo de proyecto, -- curva tirante - gastos, volúmenes factibles de derivación -- así como azolves, acarneos y remanso.

- Régimen de la corriente:

Cuando no existe un almacenamiento que garantice extraer -- permanentemente gastos derivables se requiere reconocer un régimen de corriente para obtener el gasto mínimo disponible de una fuente. El régimen de una corriente puede conocerse en forma directa con datos de aforo de varios años obtenidos con estaciones hidrométricas en sitios próximos a la derivación. En forma indirecta se consigue deduciendo -- los escurrimientos con datos de precipitación de estaciones pluviométricas próximas a la boquilla.

$$V_e = CAP$$

(1)

V_e = Volumen escurrido en M^3 durante un período dado.

C = Coeficiente de escurrimiento en la cuenca.

A = Área de la cuenca en m^2

P = Precipitación en m . durante ese período

Directa o indirectamente se estudia el volumen mensual escurrido (en los 12 meses del año) y se grafica tal como lo -- muestran las figuras II.1 y II.2.

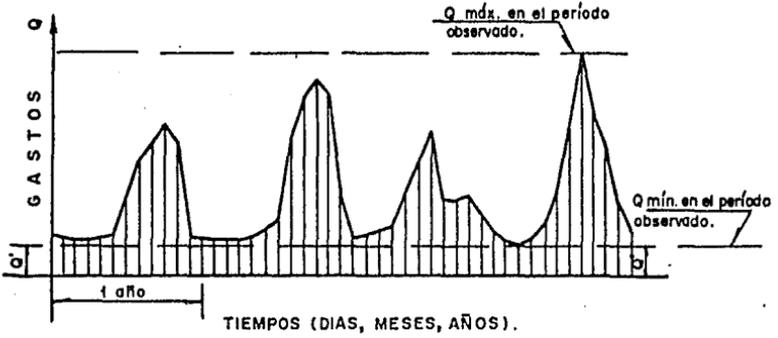


FIG. II. 1.—HIDROGRAMA DE REGIMEN PERMANENTE

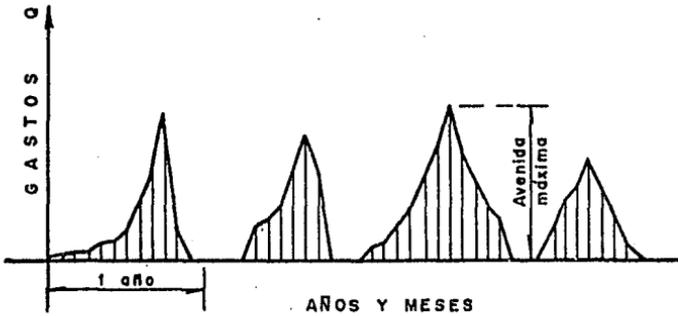


FIG. II. 2.—HIDROGRAMA DE REGIMEN NO PERMANENTE

La información anterior entre otras cosas nos es de utilidad para relacionar el régimen de la corriente con las demandas de riego y plan de cultivos, también para el manejo del río en la etapa constructiva etc.

-Gasto máximo de proyecto.

En el caso de que una estructura hidráulica dependa en su funcionamiento de otra, como es el caso de que una derivadora dependa de una de almacenamiento, el gasto máximo de diseño a considerar en la estructura dependiente queda automáticamente determinado por la estructura que genera el escurrimiento, esto quiere decir que el caudal máximo que desaloja por ejemplo, una presa de almacenamiento por su vertedor, es también el máximo a considerar en la cortina vertedora de una presa de derivación localizada aguas abajo del almacenamiento y a una distancia relativamente corta, ya que en el supuesto de estar localizada a una distancia considerable como para que las aportaciones adicionales sean de importancia, será necesario estimar éstas y sumarlas al gasto máximo vertido del almacenamiento y de esta manera calcular el dimensionamiento adecuado en las obras de la derivadora.

El problema es aun mayor en el caso de que la presa derivadora se construya sobre un cauce sin control aguas arriba - por lo que habrá de valorarse el gasto máximo probable en el período de vida útil asignada a la estructura considerada.

La principal dificultad en la selección de un valor de diseño acorde con la realidad, radica en el carácter aleatorio del fenómeno, por otra parte, la magnitud de los caudales - depende de una gran cantidad de factores cuya influencia muchas veces sólo puede tomarse en cuenta cualitativamente; - por ésto, los métodos empleados para predecir dicho caudal, no son completamente objetivos, sino que su correcta aplicación depende en gran parte, del criterio y experiencia del proyectista.

Para la selección de la avenida de diseño se requiere de un análisis hidrológico y económico del problema. Por otra parte al pretender conocer el caudal máximo que pudiera presentarse en determinado sitio de desplante de una obra, primeramente deberá proponerse la vida útil de la misma, para asignarle un período de retorno ó frecuencia (T_r), cuya definición es la periodicidad media estadística en años con que suele presentarse un evento con características semejantes. La probabilidad de riesgo disminuye cuanto mayor sea el período de retorno, pero, conecuentemente aumenta el gasto estimado y el costo de la obra.

Los diferentes métodos que se han desarrollado para estudiar avenidas máximas puede clasificarse en cuatro grupos tomando en cuenta consideraciones en que se basan y datos que requieren. Dichos grupos se enlistan a continuación:

- 1).- Fórmulas y métodos empíricos
- 2).- Envolventes de gastos máximos
- 3).- Métodos probabilísticos
- 4).- Métodos basados en el hidrograma unitario

- 1).- Fórmulas y métodos empíricos

Para su aplicación es suficiente con conocer el área de la cuenca a estudiar y su coeficiente de escurrimiento, desgraciadamente sólo proporcionan el gasto máximo instantáneo y puede conducir a errores muy grandes por los escasos parámetros que en ellas influyen.

Una de las fórmulas mas antigua y utilizada es la fórmula nacional americana, de la cual se han derivado la mayoría de los métodos empíricos existentes. Esta fórmula puede escribirse como:

$$Q = C i A \quad (2)$$

Q = gasto máximo instantáneo en $m^3/seg.$

C = coeficiente de escurrimiento que varía de 0 a 1 y depende de las características físicas de la cuenca.

i = intensidad máxima de precipitación en m/seg.

A = área de la cuenca en m^2

También puede aplicarse la expresión de otra manera más común:

$$Q = 0.2778 \quad C \quad i \quad A \quad (3)$$

i = en mm/hora

A en km^2

Existe un estudio para valores del coeficiente de escurrimiento en toda la República Mexicana.

Véase tabla II.1

Método Racional de Gregory y Arnold (1932). - Este método desarrollado a partir de la fórmula racional, toma en cuenta algunos factores importantes como forma y pendiente de la cuenca, configuración del sistema hidrológico y las características hidráulicas del cauce.

En 1941 la antigua Comisión Nacional de Irrigación modificó y publicó una expresión del método para su aplicación local con ayuda de tablas y gráficas que se anexan en la figura II.3

Dicha expresión es la siguiente:

$$Q = 0.2086 (CAR_{FB})^{1.1429} \quad \#0.5714 \quad \#0.2143 \quad (4)$$

donde:

Q = gasto máximo en m^3/seg

C = coeficiente de escurrimiento

A = área de la cuenca en hectáreas

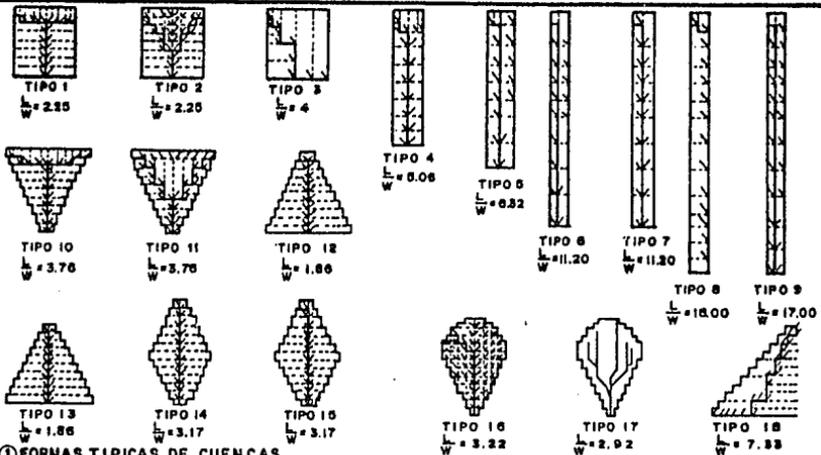
$R_{\#}$ = intensidad de lluvia en cm/hora correspondiente a una duración de lluvia de $\#$ horas = $\frac{X}{\#}$

H = duración de la lluvia en horas

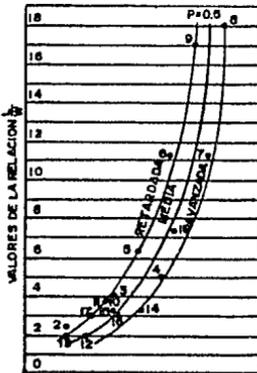
F = factor del cauce, toma en cuenta el ancho del fondo, - tirante, taludes laterales y la rugosidad definida en base a los estudios de Gangillet y Kutter (n)

TABLA II.1.- FORMULA RACIONAL
VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C

Características del área de drenaje	Valores de C
Prados	
Suelo arenoso, plano, 2 %	0.05 - 0.10
Suelo arenoso, medio, 2-7 %	0.10 - 0.15
Suelo arenoso, inclinado, 7 %	0.15 - 0.20
Suelo pesado, plano, 2 %	0.13 - 0.17
Suelo pesado, medio, 2-7 %	0.18 - 0.22
Suelo pesado, inclinado, 7 %	0.25 - 0.35
Zonas comerciales	
Areas del centro	0.70 - 0.95
Areas de los alrededores	0.50 - 0.70
Zonas residenciales	
Casas solas	0.30 - 0.50
Edificios separados	0.40 - 0.60
Edificios juntos	0.60 - 0.75
Suburbios	0.25 - 0.40
Areas de departamentos	0.50 - 0.70
Zonas Industriales	
Construcciones esparcidas	0.50 - 0.80
Areas densamente construidas	0.60 - 0.90
Parques, cementerios	0.10 - 0.25
Campos deportivos	0.20 - 0.35
Patios de ferrocarril	0.20 - 0.40
Terrenos baldíos	0.10 - 0.30
Calles	
de asfalto	0.70 - 0.95
de concreto	0.80 - 0.95
de ladrillo	0.70 - 0.85
Calzadas y paseos	0.75 - 0.85
Techos	0.75 - 0.95



① FORMAS TÍPICAS DE CUENCAS Y SU MODO DE CONCENTRACION



② GRAFICA AUXILIAR PARA DETERMINAR LA FORMA DE CONCENTRACION

③ VALORES DEL FACTOR "P" PARA $P=0.5$ $K=+262144$

CONCENTRACION

L	1	2	3	4	8	16
W	0.42	0.44	0.47	0.49	0.53	0.58
MED ANA	0.47	0.49	0.50	0.53	0.58	0.64
MED ANA	0.49	0.51	0.53	0.55	0.58	0.64
MED ANA	0.50	0.53	0.57	0.58	0.61	0.64
MED ANA	0.56	0.59	0.63	0.64	0.67	0.70

④ VALORES DEL FACTOR "F" PARA SECCIONES ABIERTAS CON PAREDES INCINADAS

TALUD	ANCHO DEL FONDO POR LA ALTURA	VALOR DE "n" (KUTTER)							
		0.011	0.013	0.015	0.020	0.025	0.030	0.036	0.100
1/2:1	FORMA EN V	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
	1 POR 1	7.04	7.12	6.66	5.99	5.59	5.23	4.95	3.24
	2 POR 1	7.61	7.10	6.65	5.96	5.56	5.20	4.94	3.33
	4 POR 1	7.45	6.95	6.52	5.83	5.43	5.09	4.83	3.28
	8 POR 1	7.12	6.64	6.23	5.56	5.19	4.87	4.62	3.11
	16 POR 1	6.58	6.23	5.89	5.24	4.89	4.57	4.34	2.92
	30 POR 1	6.23	5.85	5.50	4.81	4.56	4.29	4.07	2.75
	100 POR 1	5.48	5.09	4.77	4.25	3.97	3.72	3.58	2.38
1:1	FORMA EN V	7.01	7.00	6.58	5.87	5.48	5.13	4.87	3.28
	1 POR 1	7.00	7.08	6.64	5.95	5.54	5.19	4.92	3.33
	2 POR 1	7.54	7.02	6.60	5.90	5.50	5.15	4.89	3.30
	4 POR 1	7.37	6.87	6.45	5.76	5.37	5.04	4.77	3.22
	8 POR 1	7.07	6.57	6.17	5.53	5.15	4.83	4.56	3.08
	16 POR 1	6.69	6.21	5.83	5.23	4.87	4.55	4.32	2.91
	30 POR 1	6.20	5.81	5.47	4.89	4.55	4.27	4.00	2.72
	100 POR 1	5.45	5.07	4.76	4.25	3.97	3.73	3.53	2.36
2:1	FORMA EN V	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
	1 POR 1	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
	2 POR 1	7.27	6.78	6.36	5.70	5.30	4.97	4.72	3.18
	4 POR 1	7.14	6.65	6.23	5.59	5.21	4.86	4.64	3.12
	8 POR 1	6.90	6.44	6.03	5.40	5.04	4.71	4.48	3.03
	16 POR 1	6.58	6.13	5.75	5.14	4.80	4.49	4.27	2.90
	30 POR 1	6.20	5.76	5.41	4.80	4.52	4.23	4.01	2.70
	100 POR 1	5.42	5.06	4.73	4.24	3.95	3.70	3.52	2.37
3:1	FORMA EN V	7.04	6.56	6.17	5.51	5.14	4.83	4.57	3.08
	1 POR 1	7.04	6.56	6.17	5.51	5.14	4.83	4.57	3.08
	2 POR 1	7.01	6.56	6.14	5.49	5.12	4.79	4.54	3.06
	4 POR 1	6.95	6.49	6.07	5.42	5.06	4.74	4.50	3.02
	8 POR 1	6.75	6.29	5.90	5.28	4.92	4.61	4.38	2.96
	16 POR 1	6.48	6.04	5.67	5.07	4.73	4.43	4.20	2.82
	30 POR 1	6.14	5.72	5.39	4.81	4.49	4.20	3.99	2.80
	100 POR 1	5.40	5.03	4.72	4.23	3.93	3.69	3.50	2.39

FIG. II. 3.- TABLAS Y GRAFICAS PARA APLICAR EL METODO DE GREGORY Y ARNOLD

X = Lluvia máxima total en centímetros para el período de H en que se produjo la altura de lluvia registrada. Por haber pocos pluviógrafos instalados en la República, están generalmente las observaciones de lluvia máxima referidas a 24 horas. Según las condiciones locales, se aplicará el criterio de suponer que la lluvia registrada cae en el período de 24 horas, o bien de 12, de 6, 3 o de 1, según el caso.

$$B = \sqrt{P/L}$$

P = Factor que depende de la forma de la cuenca y del modo de concentración del agua en ella; para determinar P , se encuentra primero la relación L/W siendo L , la longitud en metros de recorrido del agua en el cauce.

$$W = \frac{10\,000\,A}{L}$$

Con el valor de L/W se define la forma de concentración de las aguas, P' es una constante que depende del núcleo inicial; P' y A' son difíciles de determinar por lo que se recomienda para la aplicación aproximada de estas fórmulas considerar los valores $P' = 0.5$ y $A/A' = 262144$

S = Caída por cada 1000 m. del cauce principal.

OBSERVACIONES SOBRE EL EMPLEO DE ESTAS FORMULAS

Haciendo referencia a la figura II.3.,

El valor de C se elegirá de acuerdo con las condiciones físicas de la cuenca.

R_H Se fija considerándola para cuencas chicas en una hora y para las de mayor extensión en 6 o en 24 horas. F , se toma de la tabla IV una vez elegido el coeficiente de rugosidad (n), los taludes y la relación entre el tirante y el ancho del fondo del canal principal de desagüe.

A , L y S se toman de planos topográficos.

Calculadas las relaciones W y W/L , y elegido el tipo de la cuenca guiándose por los esquemas de la figura I, se determina el tipo de concentración con ayuda de la gráfica II, a continuación, por medio de la tabla III se calcula el valor

de P, y por último, el factor de B por la relación P/L

Con el valor de Q obtenido, se calcula "i" por la relación

$$i = \frac{Q}{CA} \text{ en m}^3/\text{seg/ha.}$$

El tiempo de concentración en minutos se determina por las siguientes relaciones según que se haya considerado R_H para una, seis o veinticuatro horas:

$$t = 0.0463 R, \quad t = 0.2778 R, \quad t = 1.1112 R$$

Método Racional de Burkli - Ziegler

$$Q = 0.022 CAi \left(\frac{S}{A}\right)^{0.25} \quad (5)$$

- A = en hectáreas (área)
- i = cm/hr (intensidad de lluvia)
- S = pendiente en milésimas
- C = coeficiente de escurrimiento
- Q = gasto en m³/seg

Existen algunas otras expresiones de fórmulas empíricas como la de MC MATH, CHAMBER, etc. pero los métodos mas comunes son los ya explicados.

2).- Envolventes de gastos máximos.-

La utilización de las llamadas "curvas envolventes de gastos máximos", constituya otro procedimiento empírico para estimar el máximo valor del caudal que puede presentarse en una cuenca determinada, basado en la fórmula general experimentada por P. Creager y Robert C. Lowry el primero en Estados Unidos y el segundo en los ríos mas grandes del mundo dicha fórmula general básica es:

$$Q = CA^n \dots\dots\dots(6)$$

$$q = CA^{n-1} \dots\dots\dots(7) \text{ (su equivalente dividiendo entre A)}$$

siendo:

- Q = gasto en M³/seg
- q = gasto en M³/seg/Km²

- A = Área de la cuenca en Km^2
 C = Coeficiente de avenida
 n = exponente menor que la unidad

El análisis se enfoca a calcular la relación existente entre el caudal específico máximo (relación entre el gasto de pico y el área de la cuenca) ocurrido en diversas cuencas y sus áreas correspondientes, con objeto de establecer la ley de variación del límite superior de los gastos registrados. Llevando los resultados a un plano coordenado, se obtiene una serie de puntos, uno para cada caso estudiado. Puede entonces adaptarse una curva continua al sistema de puntos, que constituya la frontera superior del mismo. Esta curva es la envolvente de los gastos máximos.

Se utilizan fundamentalmente dos tipos de curvas envolventes. Si las curvas se elaboran en base a datos de una zona hidrológica determinada, se obtienen las llamadas envolventes regionales. Un análisis de carácter más general de las avenidas máximas ocurridas en diversas corrientes del mundo, conduce a las envolventes mundiales. La S.R.H. en 1961 publicó "Gastos máximos en las corrientes de la República Mexicana" donde se obtuvieron y graficaron los valores por cuencas hidrológicas y de esta forma se puede obtener el gasto para una cuenca con una superficie cualquiera aplicando la expresión:

$$Q = Aq \quad (8)$$

Q = gasto en m^3/seg .

A = Área en Km^2

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

En la figura II.4 se muestran las envolventes de gastos máximos obtenidas por Creager y Lowry como resultado de sus investigaciones realizadas.

3).- Métodos Probabilísticos

Un conjunto de datos hidrológicos pertenecientes a la misma

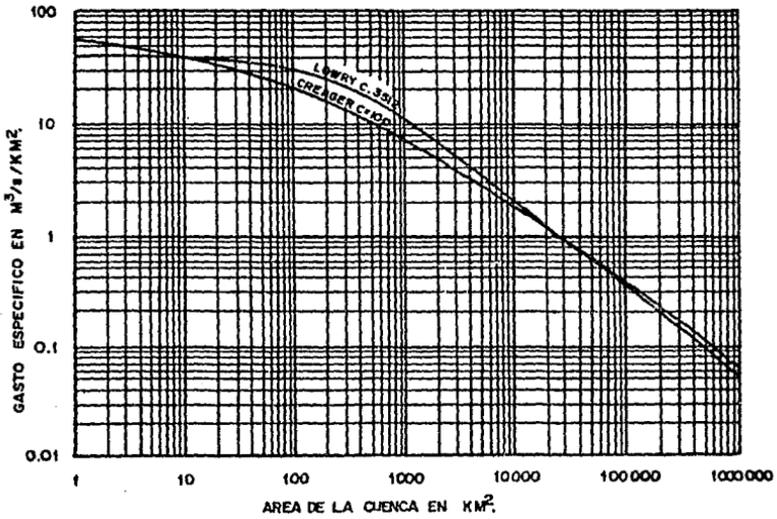


FIG. II. 4.—ENVOLVENTES DE GASTOS MAXIMOS DE
CREAGER Y LOWRY

población estadística, puede ser analizada mediante métodos matemáticos basados en la teoría de las probabilidades.

En general se cuenta con pocos registros, por lo que la curva de distribución de probabilidades de los datos se tiene que prolongar en su extremo, si se quiere inferir un gasto mayor a los registrados.

De acuerdo al criterio por aplicar, se utilizará determinada función de distribución. Para poder aplicarlo se requiere en este caso gastos máximos anuales, a mayor número de datos mayor será la aproximación.

Dentro de las distribuciones estadísticas más usuales se tienen las de Pearson, valores extremos y las logarítmicas.

A continuación se exponen los métodos probabilísticos más comunes:

Método de Gumbel.— Este método permite obtener el gasto máximo que puede presentarse en una cuenca para un determinado período de retorno, a partir de la serie de gastos máximos anuales (Q_i).

El gasto máximo para el período de retorno (T_r), asignado al proyecto está dado por la fórmula:

$$Q \text{ máx} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\bar{Y}_N} (\bar{Y}_N - \log_e T_r) \quad (9)$$

La secuela de cálculo se enumera a continuación:

1.— Se tabulan los datos de gastos máximos anuales Q_i

2.— Se calcula el gasto medio Q_m

$$Q_m = \sum Q_i / N \quad (10)$$

$N = N^2$ de años de registro.

3.— Se calcula la desviación estándar de los gastos, σ_Q

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum Q_i^2 - NQ_m^2}{N-1}} \quad (11)$$

4.- Se determinan los coeficientes \bar{Y}_n y σ_N

que dependen de N (véase tabla II.2)

5.- Se calcula el gasto máximo ($Q_{\text{máx}}$) aplicando la expresión (9)

6.- Se determina el intervalo de confianza ΔQ , que es la variación del gasto máximo que depende del número de datos (N)

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N \alpha \sigma_m} \cdot \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}} \quad (12)$$

$\sqrt{N \alpha \sigma_m}$ constante función de ϕ (ver tabla II.3)

$$\phi = 1 - \frac{1}{TR}$$

Si el valor $\phi > 0.9$ entonces el intervalo de confianza deberá ser calculado con la siguiente expresión:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_N} \quad (13)$$

7.- Finalmente se calcula el gasto de diseño Q_D , que será:

$$Q_D = Q_{\text{máx}} + \Delta Q \quad (14)$$

Método de Lebediev. - Este método considera que el gasto tiene una distribución estadística del tipo III de Pearson y - además ajusta esta distribución por medio de los valores experimentales obtenidos en ríos de la Unión Soviética.

El gasto máximo se obtiene a partir de las fórmulas:

$$Q_d = Q_{\text{máx}} + \Delta Q \quad (15)$$

$$Q_{\text{máx}} = Q_m (KC_v + 1) \quad (16)$$

$$\Delta Q = \pm \frac{AE_n Q_{\text{máx}}}{\sqrt{N}} \quad (17)$$

TABLA II.2

TABLA II.3

N	Y_N	σ_N	N	Y_N	σ_N	ϕ	$\sqrt{N \propto v_m}$
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590	.01	(2.1607)
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066		
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623	.02	(1.7894)
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638		
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653	.05	(1.4550)
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667		
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681	.10	(1.3028)
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696		
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708	.15	1.2548
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721		
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734	.20	1.2427
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467		
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770	.25	1.2494
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793		
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814	.30	1.2687
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834		
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536	.35	1.2981
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873		
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890	.40	1.3366
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906		
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923	.45	1.3845
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382		
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953	.50	1.4427
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967		
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980	.55	1.15130
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994		
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073	.60	1.5984
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020		
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032	.65	1.7034
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044		
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055	.70	1.8355
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649		
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534	.75	2.0069
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598		
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292	.80	2.2408
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786		
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450	.85	2.5849
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880		
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506	.90	(3.1639)
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851		
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255	.95	(4.4721)
						.98	(7.0710)
						.99	(10.000)

Los términos anteriores tienen el siguiente significado:

$Q_{\text{máx}}$ = gasto máximo probable obtenido para un período de retorno en M³/seg.

Q_d = gasto de diseño en M³/seg.

ΔQ = intervalo de confianza en m³/seg.

Q_m = gasto medio, en m³/seg (ecuación 10)

K = Coeficiente de frecuencia que depende de la probabilidad p expresada en porcentaje de que se repita el gasto de diseño y del coeficiente de asimetría C_s (véase tabla II.4)

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{N C_v^3} \quad (18)$$

Q_i = gastos máximos anuales observados en m³/seg.

N = Años de observación.

C_v = Coeficiente de variación, se obtiene de la ecuación:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2}{N}} \quad (19)$$

ϵ_n = Coeficiente que depende de los valores de C_v y de la probabilidad p (véase figura II.5)

$$p = 1 - (1 - q)^n \quad (20)$$

$$q = \frac{1}{T_n} \quad (21)$$

n = vida útil de la obra en años

q = probabilidad de ocurrencia de la avenida en un año en particular.

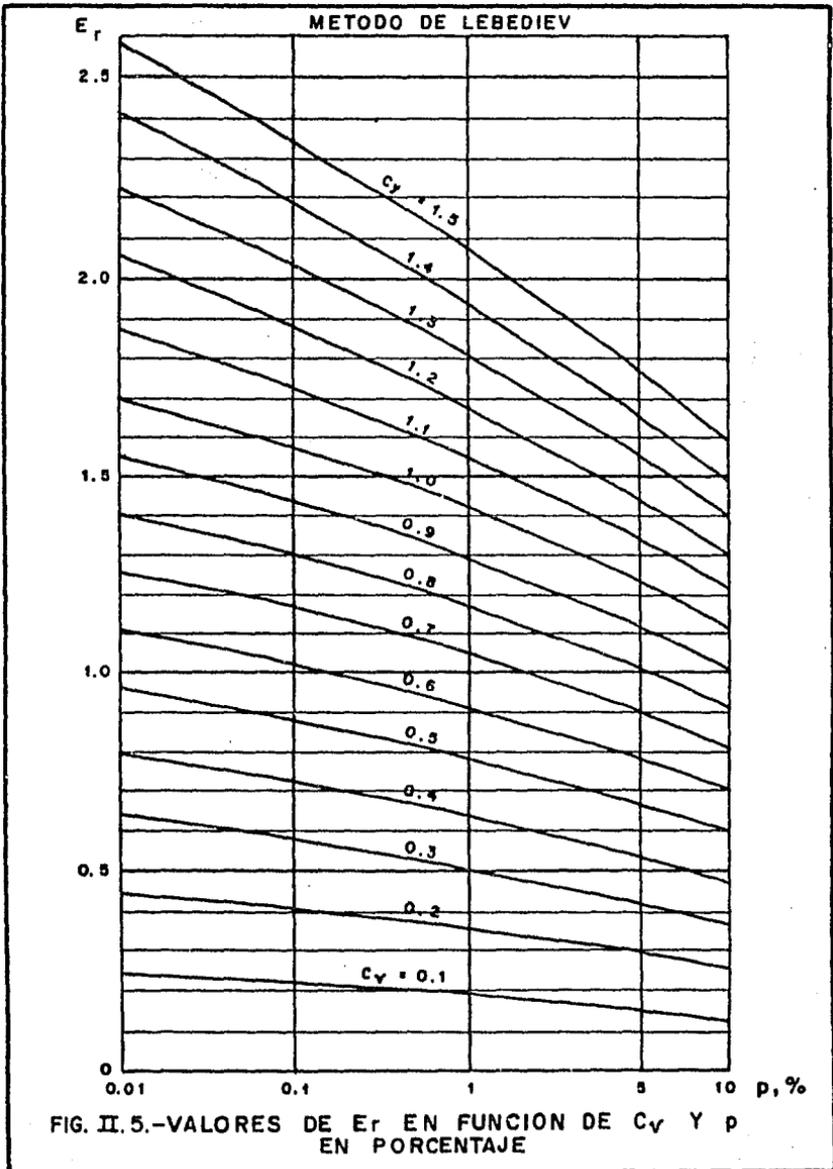
p = probabilidad de que ocurra esa avenida o una mayor, durante la vida útil de la obra.

T_n = período de retorno de la avenida en años.

A = Coeficiente que varía de 0.7 a 1.5 inversamente proporcional al número de años de registro.

TABLA II.4.- DISTRIBUCION PEARSON TIPO III
VALORES DEL COEFICIENTE DE FRECUENCIA K

C _s	DISTRIBUCION PEARSON TIPO III - VALORES DEL COEFICIENTE DE FRECUENCIA K									
	p, en porcentaje									
	0,5	1	2	10	20	50	80	90	95	99
- 3.0	0,67	0,67	0,66	0,64	0,61	0,40	- 0,42	- 1,18	- 2,00	- 4,05
- 2.8	0,71	0,71	0,71	0,70	0,67	0,38	- 0,46	- 1,21	- 2,01	- 3,97
- 2.6	0,77	0,77	0,77	0,75	0,70	0,37	- 0,50	- 1,24	- 2,01	- 3,89
- 2.4	0,83	0,83	0,83	0,80	0,73	0,35	- 0,54	- 1,26	- 2,01	- 3,80
- 2.2	0,91	0,91	0,90	0,84	0,75	0,33	- 0,57	- 1,28	- 2,01	- 3,71
- 2.0	1,00	0,99	0,98	0,90	0,78	0,31	- 0,61	- 1,30	- 2,00	- 3,61
- 1.8	1,10	1,09	1,07	0,95	0,80	0,28	- 0,64	- 1,32	- 1,98	- 3,50
- 1.6	1,22	1,20	1,17	0,99	0,82	0,25	- 0,68	- 1,33	- 1,96	- 3,39
- 1.4	1,35	1,32	1,27	1,04	0,83	0,23	- 0,71	- 1,34	- 1,94	- 3,27
- 1.2	1,50	1,45	1,38	1,09	0,84	0,20	- 0,73	- 1,34	- 1,91	- 3,15
- 1.0	1,66	1,59	1,49	1,13	0,85	0,16	- 0,76	- 1,34	- 1,88	- 3,02
- 0.8	1,84	1,73	1,61	1,17	0,86	0,13	- 0,78	- 1,34	- 1,84	- 2,89
- 0.6	2,02	1,88	1,72	1,20	0,86	0,10	- 0,80	- 1,33	- 1,80	- 2,76
- 0.4	2,20	2,03	1,83	1,23	0,86	0,07	- 0,82	- 1,32	- 1,75	- 2,62
- 0.2	2,39	2,18	1,95	1,26	0,85	0,03	- 0,83	- 1,30	- 1,70	- 2,47
0.0	2,50	2,33	2,02	1,28	0,84	0,00	- 0,84	- 1,28	- 1,64	- 2,33
0.2	2,76	2,47	2,16	1,30	0,83	- 0,03	- 0,85	- 1,26	- 1,58	- 2,18
0.4	2,95	2,61	2,26	1,32	0,82	- 0,07	- 0,85	- 1,23	- 1,52	- 2,03
0.6	3,13	2,75	2,35	1,33	0,80	- 0,10	- 0,85	- 1,20	- 1,45	- 1,88
0.8	3,31	2,89	2,45	1,34	0,78	- 0,13	- 0,86	- 1,17	- 1,38	- 1,74
1.0	3,49	3,02	2,54	1,34	0,76	- 0,16	- 0,85	- 1,13	- 1,32	- 1,59
1.2	3,66	3,15	2,62	1,34	0,73	- 0,19	- 0,84	- 1,08	- 1,24	- 1,45
1.4	3,83	3,27	2,71	1,34	0,71	- 0,22	- 0,83	- 1,04	- 1,17	- 1,32
1.6	3,99	3,39	2,78	1,33	0,68	- 0,25	- 0,81	- 0,99	- 1,10	- 1,20
1.8	4,15	3,50	2,85	1,32	0,64	- 0,28	- 0,80	- 0,94	- 1,02	- 1,09
2.0	4,30	3,60	2,91	1,30	0,61	- 0,31	- 0,78	- 0,90	- 0,95	- 0,99
2.2	4,45	3,68	2,95	1,27	0,57	- 0,33	- 0,75	- 0,84	- 0,88	- 0,91
2.4	4,59	3,78	3,02	1,25	0,52	- 0,35	- 0,72	- 0,79	- 0,82	- 0,83
2.6	4,71	3,86	3,08	1,21	0,48	- 0,37	- 0,70	- 0,75	- 0,76	- 0,77
2.8	4,86	3,96	3,12	1,18	0,44	- 0,39	- 0,67	- 0,70	- 0,71	- 0,72
3.0	4,95	4,05	3,14	1,13	0,39	- 0,40	- 0,64	- 0,66	- 0,67	- 0,67
3.2	5,08	4,11	3,14	1,09	0,35	- 0,41	- 0,61	- 0,62	- 0,63	- 0,63
3.4	5,19	4,18	3,15	1,06	0,31	- 0,41	- 0,57	- 0,59	- 0,59	- 0,59
3.6	5,30	4,24	3,17	1,03	0,28	- 0,42	- 0,55	- 0,56	- 0,56	- 0,56
3.8	5,40	4,29	3,18	1,00	0,24	- 0,42	- 0,52	- 0,53	- 0,53	- 0,53
4.0	5,50	4,34	3,20	0,96	0,21	- 0,41	- 0,50	- 0,50	- 0,50	- 0,50
4.2	5,60	4,39	3,24	0,93	0,19	- 0,41	- 0,48	- 0,48	- 0,48	- 0,48
4.4	5,69	4,42	3,25	0,91	0,15	- 0,40	- 0,46	- 0,46	- 0,46	- 0,46
4.6	5,79	4,46	3,27	0,87	0,13	- 0,40	- 0,44	- 0,44	- 0,44	- 0,44
4.8	5,89	4,50	3,29	0,82	0,10	- 0,39	- 0,42	- 0,42	- 0,42	- 0,42
5.0	5,94	4,54	3,32	0,78	0,07	- 0,38	- 0,40	- 0,40	- 0,40	- 0,40



4).- Métodos basados en el hidrograma unitario.

Existen dos técnicas principales para predecir caudales máximos, basados en la teoría del hidrograma unitario. El primer tipo corresponde al método simplemente llamado "hidrograma unitario", el segundo se basa en relaciones lluvia escurrimiento, consideran adicionalmente, las características físicas de la cuenca dentro de los principales métodos de este segundo tipo de teoría pueden proponerse el de Chow e J-Pai-Wu permitiendo determinar la avenida máxima de una cuenca no aforada conociendo sólo datos físicos de la misma y las características hidrológicas de cuencas vecinas, pero su aplicación es más recomendable para cuencas pequeñas por lo que se explicará en forma breve el método del hidrograma unitario, por tener mayor rango en su aplicación.

Métodos del hidrograma unitario. - El hidrograma unitario de una cuenca se define como el hidrograma de escurrimiento directo debido a una tormenta con lámina de precipitación en exceso de un centímetro, repartida uniformemente sobre la cuenca, con una intensidad constante durante un período específico de tiempo.

Es de los métodos que mayor número de datos requiere (registros continuos de escurrimiento y precipitación de la cuenca en estudio, tiene la ventaja respecto a otros métodos de conocer el hidrograma de la avenida así como su gasto máximo)

En el desarrollo del método se requiere procesar los datos de lluvia y escurrimiento de la siguiente manera.

Se calculan las curvas de intensidad - duración - frecuencia de la cuenca en estudio.

Se determina el coeficiente de infiltración de cada avenida registrada, se traza una gráfica de variación de capacidad de infiltración respecto al tiempo en el que se presentó dicha avenida.

Se obtienen hidrogramas unitarios para diferentes duraciones de lluvia en exceso.

Con los datos hasta aquí procesados, para la aplicación del método se hace lo siguiente:

- a) Se escoge el período de retorno de la tormenta de diseño.
- b) Se supone una duración de tormenta.
- c) Se calcula la altura de precipitación con base en las curvas de $T - d - T_n$
- d) Se calcula el hietograma de la tormenta para la altura de precipitación obtenida en c
- e) Con el hietograma y escogiendo el coeficiente de infiltración más desfavorable, se calcula la altura de la lluvia en exceso y la duración efectiva de lluvia en exceso de la tormenta.
- f) Conocida la duración de lluvia en exceso se ve a que hidrograma unitario de los procesados corresponde. Escogido el hidrograma, como se conoce la altura de la lluvia en exceso, se podrá determinar la avenida, multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la altura de lluvia. La avenida así deducida corresponde a una tormenta cuya duración se supuso en b. Si no se tiene conocimiento de la duración de la tormenta más desfavorable, se puede repetir el proceso a partir de b, suponiendo diversas duraciones de tormenta, hasta obtener la avenida más desfavorable.

Este método por ser mas completo y mas confiable requiere - mayor trabajo, por lo que se recomienda para su aplicación consultar alguna obra que lo explique de una forma mas amplia como por ejemplo: ESCURRIMIENTO EN CUENCAS GRANDES cuyo autor es el Ing. R. Springall G., profesor investigador de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

- Curva Tirante - Gastos

Cuando no se tienen datos de aforo, se puede aplicar el método de sección y pendiente, obteniendo diversos valores de gastos respecto a valores propuestos de tirantes construyendo en un sistema de ejes cartesianos anotando como ordena--

das los tirantes del río y en las abscisas su gasto correspondiente.

Esta curva tirante - gastos será de gran auxilio cuando no se cuenta con estudios hidrológicos completos.

- Volúmenes probables de derivación.

Se incluye también en los estudios hidrológicos, conocer los volúmenes probables de derivación dicha información - puede obtenerse conociendo régimen de la corriente, cuyo tema fué tratado ya en este capítulo. A partir de los volúmenes aprovechables se diseña la obra de toma.

- Azolves, acarneos y remanso

La evaluación de estos elementos está relacionada directamente con los escurremientos de la corriente, las características físicas y tipo de materiales en el lecho del río. Una visita al sitio del aprovechamiento resulta de gran ayuda al proyectista, ya que al percatarse de las características generales del sitio elegido, considera éstas, en el diseño de la estructura.

c).- Estudios Geológicos

El contar con estudios geológicos y visitas de inspección permiten dar la ubicación ideal a una presa derivadora, - desde los puntos de vista de economía y seguridad eligiendo el sitio con lecho de material firme y resistente, así como laderas y cauces no erosionables ni deslavables. Dentro de los principales informes en el estudio geológico - se requiere un corte geológico, descripción de materiales en lecho y laderas, profundidad de estratos, granulometría y recomendaciones del geólogo encargado de dicho estudio.

d).- Estudios Agronómicos.

En el caso de construir una derivadora para fines de riego, es indispensable conocer la agrología de la zona de riego, estos estudios que deberán hacerse por un agrónomo deberán proporcionar plano de suelos, su clasificación correspondiente, áreas factibles de beneficiar, cultivos recomendables, calidad del agua, coeficiente de riego, Drenaje y Fertilización.

e).- Estudio de Mecánica de Suelos.

En general es necesario conocer en este estudio:

Descripción de materiales existentes

Granulometría

Capacidad de carga

Taludes de corte recomendables

Angulo de reposo de los materiales de excavación

Permeabilidad de la cimentación

f).- Aspectos Constructivos.

Para el estudio de las alternativas hechas antes del Proyecto ejecutivo de una presa derivadora, es recomendable conocer:

Existencia de materiales (abundancia y calidad)

Epoca del año recomendable para trabajar

Mano de obra especializada

Salario mínimo de la Región

Caminos de acceso existentes y necesarios

Maquinaria y equipo (existencia, costos, etc.)

Transportes

Otros datos a considerar en aspectos económicos y constructivos.

II.2. PARTES QUE INTEGRAN UNA PRESA DERIVADORA

Fundamentalmente son 3 las partes que integran una derivadora, además de algunas obras complementarias, las cuales dependen de las características del cauce donde se localiza la estructura. Por lo anterior, puede decirse que las partes principales en este tipo de presas son:

- Contina
- Bocatoma u obra de toma
- Estructura de limpia
- Obras complementarias

A).- Contina.- Forma la parte principal de una presa derivadora, cuya estructura desplantada sobre el lecho del cauce obstaculiza el paso del caudal sobreelevándolo y provocando que la corriente vierta total o parcialmente sobre su vertedor.

a).- Clasificación.

Existen varios puntos de vista desde los cuales se puede clasificar una contina, Por su eje en planta:

- Rectas
- Curvas

Lo anterior dependerá de la topografía y la Geología, puede adoptar también una forma mixta, recta y curva.

Se puede clasificar atendiendo a los materiales de construcción en :

- Flexibles
- Rígidas
- Mixtas

Las continas flexibles la forman materiales naturales cuyas deformaciones naturales plásticas son absorbidos por la estructura. El tipo de contina flexible más empleado en derivadoras es el llamado "Tipo Indio" hecha principalmente de una pantalla impermeable y enrocamientos tal como se muestra en la figura II.9. También dentro de las continas flexibles pueden considerarse las de madera y tablaestacados.

Las cortinas rígidas las constituyen materiales pétreos unidos con algún cementante como mampostería con mortero de cemento, concreto ciclópeo, - concreto simple etc.

Los materiales disponibles en la región y la geología del cauce son indicadores del tipo de cortina a emplear pero el limitante del "Tipo in--dicio" es su altura la cual se recomienda no mayor de 5 a 8 metros. Para el tipo rígido no existe limitante y su sección será la que resulte del cálculo de su estabilidad.

En la figura II.6, se muestran esquemas de algunas secciones de cortina' de presas derivadoras.

También existe una clasificación de cortinas en atención al control en su cresta.

- Cresta fija o sin control

- Cresta móvil o controlada

El control de la cresta de una cortina móvil se obtiene mediante compuertas o agujas tal como se muestra en la figura II.7.

b). Estabilidad de las Cortinas

En el caso de las cortinas rígidas, su sección es de forma trapezoidal --- con cimacio en la corona como se indica en la figura II.8, la geometría del cimacio se aproxima a la forma parabólica de un chorro de agua con caída libre. Los taludes de aguas abajo y aguas arriba de la cortina se fijan al verificar la estabilidad de la misma.

Las fuerzas que de manera general actúan en una cortina vertedora, son:

Peso propio

Presión hidrostática

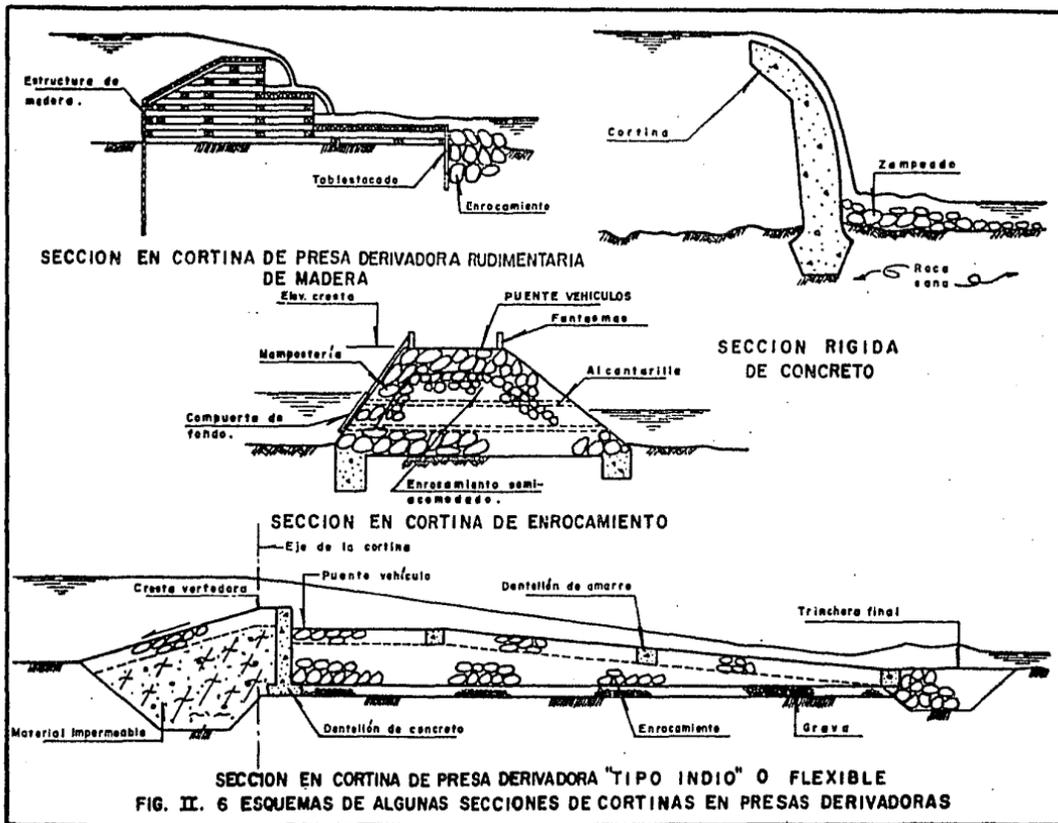
Subpresión

Empuje de sedimentos o azolves

Fuerzas sísmicas

Peso del agua sobre el paramento de aguas abajo.

Rosamiento del agua con el paramento de descarga.



1
44
1

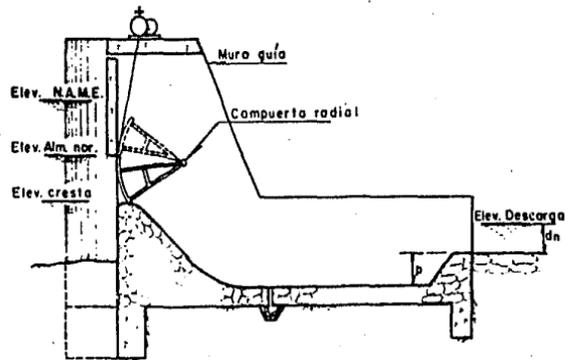
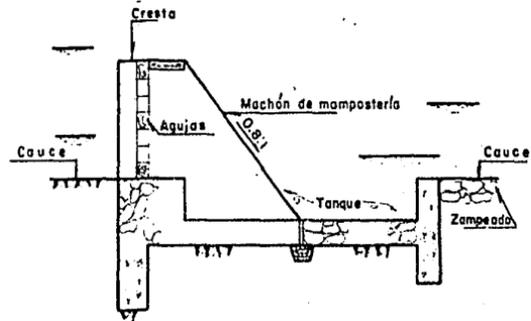
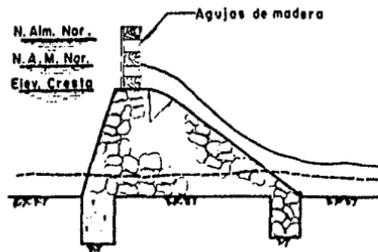


FIG. II. 7.- EJEMPLOS DE CORTINA CON CRESTA MOVIL

Choque de olas y cuerpos flotantes

Presión de hielo

Reacción del terreno

Dentro de los aspectos más importantes a considerar en este tipo de cortinas están el recorrido de filtración y la estabilidad.

Para el análisis del paso de filtración y subpresiones se adopta el método empírico de Blight que resulta satisfactorio, cuya aplicación puede verse en el capítulo III de esta tesis.

En cuanto a condiciones de estabilidad se revisará conforme a lo siguiente:

Volteamiento. - Este se evita pasando la resultante por el tercio medio de la base y deberá cumplirse la siguiente condición.

$$\frac{\sum M (F_v)}{\sum M (F_H)} \geq 1.5 \quad (122)$$

Deslizamiento. - Se debe cumplir con la condición:

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_v} \geq \mu \quad (123)$$

μ = coeficiente de fricción

$$\frac{\sum F_v}{\sum F_H} \geq 2 \text{ a } 2.5 \quad (124)$$

Esfuerzos de los materiales. - No deberán presentarse esfuerzos de tensión, únicamente de compresión.

$$f_{\min} = \frac{\sum F_v}{bh} \left(1 - \frac{6e}{h} \right) \geq 0 \quad (125)$$

b = ancho unitario de la sección en un metro

e = excentricidad de la resultante

h = longitud de la sección analizada

Para el caso de cortinas de enrocamiento o tipo indio cuya sección típica se muestra en la figura II.9, su diseño se hace en base a datos empíricos y prácticos. Es probable que las cortinas que se han construido tengan coeficientes de seguridad muy favorables.

En estas cortinas se aconsejan taludes muy tendidos aguas abajo de 10 : 1 a 14 : 1 y aguas arriba de 3 : 1 a 8 : 1 que depende de la topografía, características de materiales de construcción, criterio del proyectista etc.

Piedras para enrocamiento

Se hace necesario colocar en el paramento de aguas abajo del vertedor -- enrocamiento pero deberá ponerse atención al tamaño de las piedras para evitar que la corriente las ruede. El investigador S.B. Isbach efectuó un análisis sobre el cierre de cauces con enrocamiento basado en la velocidad crítica mínima o máxima de una corriente sobre un cuerpo la cual depende del diámetro de las rocas, su peso específico y una constante K, su cálculo requiere la aplicación de la siguiente expresión:

$$V_{crit} = K \sqrt{2g \frac{w_p - w_a}{w_a}} \sqrt{D} \quad (26)$$

K = Coeficiente para piedras esféricas. Se considera igual a 0.86 y 1.20 para la velocidad crítica, mínima y máxima de arrastre, respectivamente.

g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg²

w_p = Peso volumétrico del material que forman las piedras en Kg/M³

w_a = Peso volumétrico del agua = 1000 Kg/M³

D = Diámetro de una esfera equivalente a la piedra.

$$\text{El volúmen de la esfera ; } V = \frac{\pi D^3}{6} \quad (27)$$

$$\text{El peso } w_p \text{ se calcula ; } w_p = V w_p = \frac{\pi D^3}{6} w_p \quad (28)$$

Aplicando la expresión 26 a diferentes tamaños de piedra se encontrará la velocidad adecuada al proyecto.

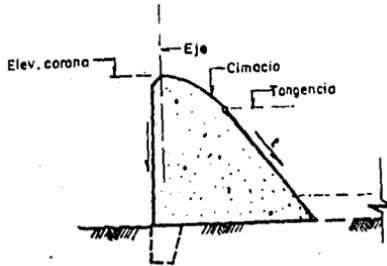


FIG. II. 8.—SECCION TIPICA DE CORTINA VERTEDORA RIGIDA

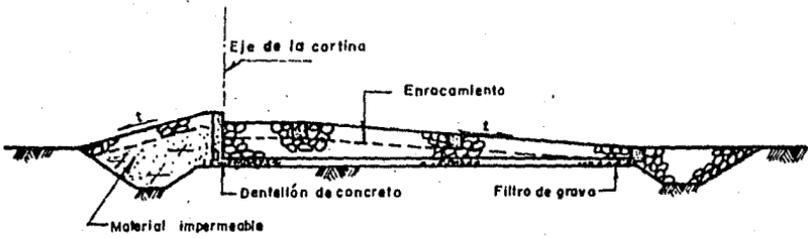


FIG. II. 9.—SECCION TIPICA DE CORTINA DE PRESA DERIVADORA TIPO INDIO

c). *Hidráulica de las cortinas*

Puesto que la presa derivadora sirve para aumentar el tirante de agua de la fuente de aprovechamiento para derivar un determinado gasto, la elevación de la cresta vertedora dependerá de las necesidades de carga hidráulica que se requieran para operar la bocatoma.

Haciendo referencia a la figura II.10, se puede calcular la elevación (C) de la cresta vertedora sumando la elevación de plantilla del canal de descarga (P) más su tirante (d) más la suma de pérdidas ó carga hidráulica (h) previamente calculada. La elevación de la plantilla del canal y su tirante son datos conocidos de antemano.

$$\text{Elev. } C = \text{Elev. } P + d + h \quad (29)$$

Características del vertedor.— El vertedor podrá ser de concreto simple respaldado aguas arriba y aguas abajo, su longitud y desplante queda — definido en función de la sección del cauce y su geología. Conociendo la longitud de la cresta y el gasto que deberá verter podrá conocerse la — carga de agua sobre el vertedor, aplicando la expresión más usual que es la de Francis, en la cual considera nula la velocidad de llegada del — agua y las contracciones laterales del vertedor, dicha expresión es :

$$Q = C L H^{3/2} \quad (30)$$

Siendo :

Q = gasto de diseño en $M^3/\text{seg.}$

C = coeficiente de descarga

L = Longitud efectiva de la cresta en metros

H = Carga sobre la cresta del vertedor, medida a 2.5 H aguas arriba de la cresta.

Una vez conocida la carga sobre el vertedor podrá diseñarse otras estructuras como el desarenador y bordos de protección, considerando un bordo libre a criterio del proyectista.

Gasto del vertedor

Para el caso de cortinas vertedoras, en presas de derivación, el gasto del vertedor es el correspondiente a la avenida de proyecto elegida o' adoptada en el estudio hidrológico de la derivación.

Longitud (L) y carga (H)

Los valores de L y H, se eligen considerando las condiciones físicas - del sitio para ubicar la cortina, previendo el costo de la misma, las' excavaciones que se originan, la altura de los muros de protección y - encauzamiento, etc. Por ejemplo, en ocasiones se tienen cauces muy anchos y habrá que definir si conviene construir la cortina vertedora en toda su longitud o bien construir un vertedor más corto y cerrar el -- cauce con muros macizos o terraplenes, según lo permita la geología de dicho cauce.

Lo que definirá adoptar una de las dos soluciones será el hecho de -- efectuar un estudio económico de ambas, además de considerar el funcionamiento hidráulico que se prefiera en cada caso.

Disipador de energía

Al elevarse el tirante del agua en un río y hacer que la corriente se' derrame sobre el muro vertedor, el agua adquiere una energía de posición que se transforma en energía de velocidad o cinética, cuya magnitud depende de la altura de la caída y consecuentemente de la altura - de la cortina.

Los perjuicios que ocasiona el escurrimiento debido a una alta velocidad, son fundamentalmente los efectos debidos a la socavación y erosión del agua al pie de las estructuras, que obviamente ponen en peligro su estabilidad o la dañan parcialmente.

En la Fig. III. 11 se trata de mostrar la socavación del agua debido a - una fuente velocidad, al pie de una cortina cimentada en terreno poco resistente.

Un fenómeno similar se llega a presentar también en otros elementos, - por ejemplo en los muros de encauce, o los que flanquean a la cortina.

Si la caída es pequeña o si en el lecho del cauce existe material resistente, el golpe del agua puede no afectarle al muro vertedor y — probablemente serán mínimas las precauciones que se tomen para amortiguar o resistir la velocidad del agua, por ejemplo con zumpedados o — revestimientos de corta longitud después del muro vertedor, tal como se muestra en la figura XX.12.

En la mayoría de las presas de derivación es necesario diseñar un — dispositivo adosado al cuerpo de la cortina o formando parte de ella, con el objeto de disipar la energía de velocidad del escurrimiento en el vertedor y entregar el flujo del agua al cauce natural del río con velocidades que no ocasionen deterioro a las estructuras que forman — la derivación.

Se han ideado varios tipos de amortiguadores, cuyo diseño se basa en los principios de la hidráulica, así como en las experiencias que se han hecho en el laboratorio con modelos hidráulicos, tales como colchones o tanques amortiguadores y estructuras deflectoras.

Colchón amortiguador o tanques amortiguadores

Consiste en un tanque al pie de la cortina con una profundidad "P" — que viene siendo el espesor del colchón de agua, para amortiguar el — golpe del chorro. El diseño de este tanque se basa en el principio — del salto hidráulico que establece la hidráulica.

Salto hidráulico

Se recordará que en un escurrimiento el salto hidráulico se verifica cuando se pasa en condiciones adecuadas, de un régimen rápido a un régimen lento con pérdida parcial de energía. Figura XX.13, y que es — demostrable, que la ecuación que define a este fenómeno es :

$$F_m = \frac{Q}{g} v + A \bar{y} \dots \dots \dots (31) \text{ o bien :}$$

$$F_m = \frac{Q^2}{g A} + A \bar{y} \dots \dots \dots (32) \text{ ya que } v = \frac{Q}{A} ;$$

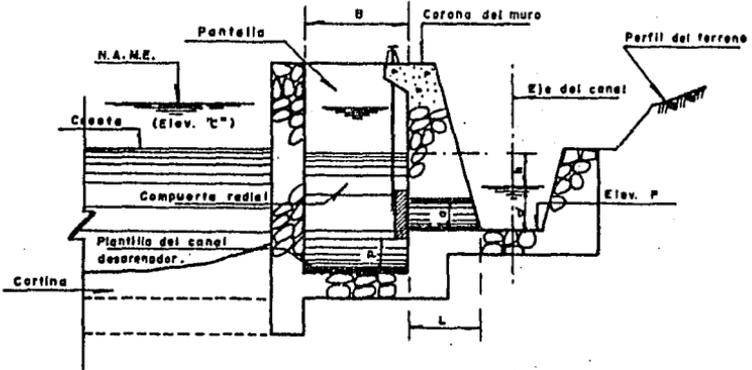


FIG. II. 10 DISPOSICION TIPICA DE UNA DERIVACION

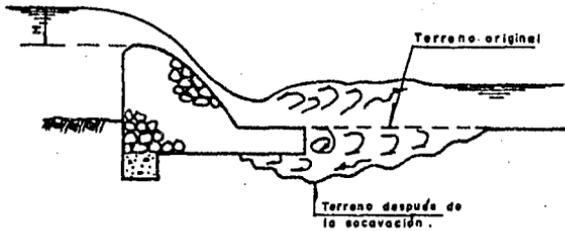


FIG. II. 11 SOCAVACION AL PIE DE UNA CORTINA

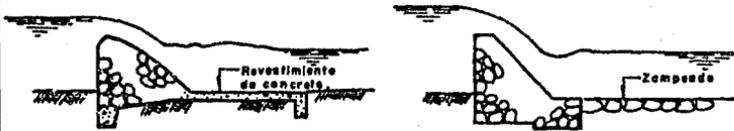


FIG. II. 12 EJEMPLOS DE PROTECCION AL PIE DE LAS CORTINAS

Siendo :

F_m = fuerza específica resultante en el salto hidráulico, expresada como volúmen de agua, en M3.

Q = gasto en M3/seg.

g = Aceleración de la gravedad en m/seg.²

A = área media de la sección transversal en m²

v = velocidad media en m/seg.

\bar{y} = profundidad hasta el centroide de la sección transversal, respecto a la superficie libre del agua.

Cálculo del tirante d_1

Para el cálculo del tirante conjugado menor, al pie del vertedor - - (véase figura II.14), se establece el teorema de Bernoulli entre la - sección de control que se localiza sobre la cresta del vertedor y - - otra sección al pie del vertedor, es decir :

$$Z + d_c + hv_c = d_1 + hv_1 + \sum h_p \quad (33)$$

Obviamente el primer término (Z) de esta expresión se puede conocer, - ya que de acuerdo con el plano de comparación en la planteación del - Bernoulli este término viene siendo la altura de la cortina.

d_c es el tirante crítico que se calcula verificando la igualdad que - define a un régimen crítico, que es :

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad (34)$$

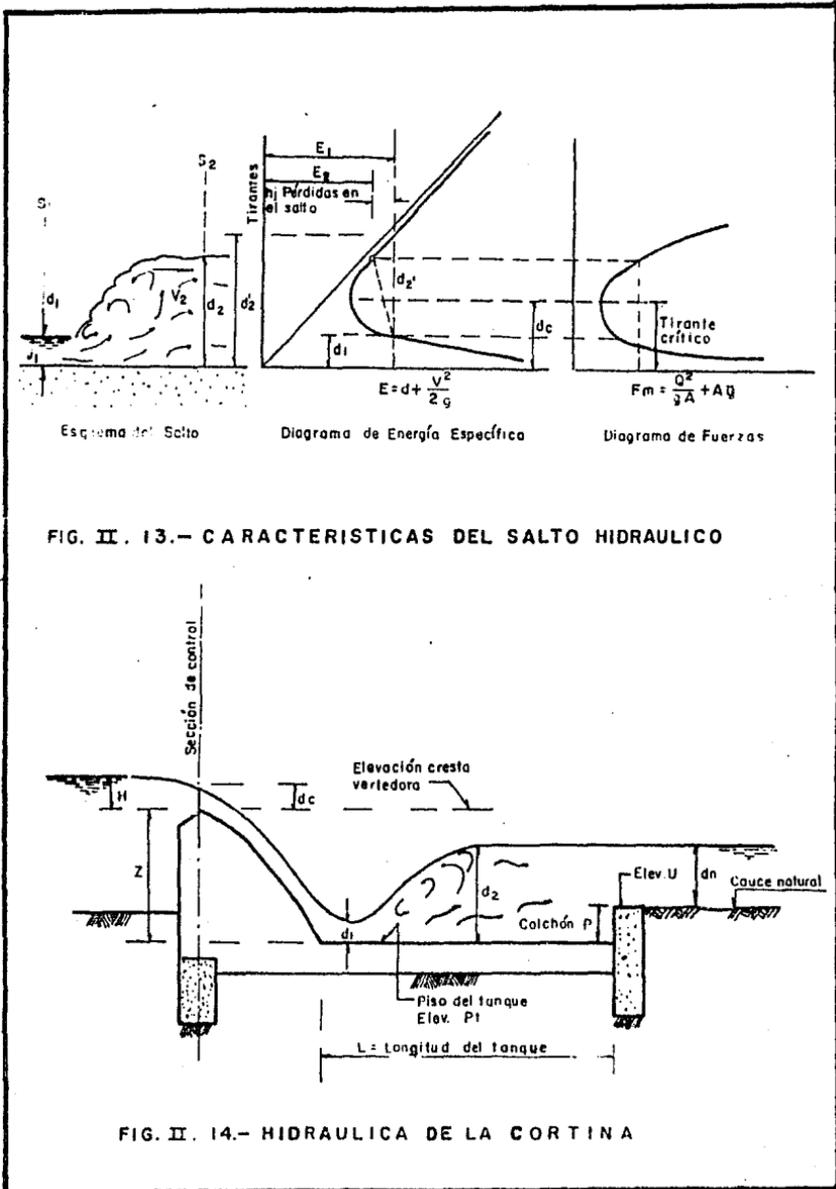
En donde:

Q = gasto en m3/seg.

g = 9.81 m/seg.²

A = area hidráulica de la sección, en M².

T = ancho de la superficie libre del agua en m.



Para sección rectangular que es la comúnmente considerada en los proyectos d_c se calcula directamente, ya que de acuerdo con lo anterior se tiene:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} = \frac{(B d_c)^3}{B} \quad (135)$$

Luego :

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g B^2}} \quad (136)$$

El término h_{v_c} es la carga de velocidad para la velocidad crítica, que vale:

$$h_{v_c} = \frac{V_c^2}{2g} \quad (137)$$

Las pérdidas de energía ($\sum h_p$) son por lo general despreciables, debido a su magnitud, tomando en cuenta la forma del cimacio y que el tirante d se está calculando inmediatamente al pie del vertedor; así que el Bernoulli queda:

$$Z + d_c + h_{v_c} = d_1 + h_{v_1} \quad (138)$$

Para conocer el tirante d_1 se verifica la igualdad anterior, mediante supuestos valores d_1 .

Una vez aceptado el valor correcto de d_1 se procederá al cálculo del d_2 .

Otra forma de determinar d_1 es mediante empleo de gráficas.

Cálculo del tirante d_2 (conjugado mayor)

Para el cálculo de este tirante, se pueden seguir tres procedimientos:

- 1) Conocidas las características correspondientes a la sección hidráulica del tirante d_1 , se calcula el valor de F_m dado por la ecuación (32).

El valor del tirante conjugado d_2 se encuentra mediante la verificación de la misma igualdad, por medio de supuestos valores de este tirante, - partiendo de que el d_2 será mayor que d_1 .

- 2) Se puede construir la gráfica de la ecuación (32), en un sistema de - - ejes cartesianos, teniendo como abscisas el valor de F_m y como ordenadas el correspondiente valor del tirante. Al observar la curva resultante figura 99.13 para un valor de d_1 corresponderá otro de d_2 .
- 3) Empleando las fórmulas para secciones geométricas definidas, que se han deducido, basándose en la ecuación de F_m .

A continuación se presentan las fórmulas para obtener el conjugado d_2 - para las secciones más empleadas.

Sección rectangular (se calcula directamente)

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} \pm \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + \frac{2v_1^2 d_1}{g}} \quad (39)$$

Sección trapecial (es necesario hacer tanteos)

$$d_2 = \sqrt{\frac{K}{3b + 2td_2}} \quad (40)$$

$$K = 6 \left[\frac{Q}{g} (v_1 - v_2) + p_1 \right] \quad (41)$$

$$p_1 = \frac{b d_1^2}{2} + \frac{t d_1^3}{3} \quad (42)$$

Convención:

d_1 = tirante conjugado menor del salto hidráulico en m.

d_2 = tirante conjugado mayor del salto hidráulico en m.

b = ancho del canal donde se produce el salto hidráulico en m.

t = talud de las paredes del canal

v_1 = velocidad correspondiente al tirante del conjugado menor d_1 en m/seg.

v_2 = velocidad correspondiente al tirante del conjugado mayor d_2 en m/seg.

Q = gasto en el canal en m³/seg.

g = aceleración de la gravedad m/seg/seg.

P_1 = empuje hidrostático debido a la sección 1 en m³

d_c = tirante crítico del flujo en m.

Una vez conocidas las características del salto hidráulico pueden calcularse las dimensiones del tanque amortiguador. Existen muchos criterios a este respecto, a continuación se proponen algunos procedimientos:

De acuerdo con la figura 77.14.

1. Elevación del piso del tanque amortiguador:

$$\text{Elev. } P_t = (\text{Elev. } U + d_n) - d_2 \quad (43)$$

2. La altura del colchón "p"

$$P = d_2 - d_n \quad \text{ó} \quad P = 1.15 d_2 - d_n \quad (44)$$

3. Longitud del tanque amortiguador (según el criterio de varios investigadores)

$$L = \frac{6 d_1 v_1}{g d_1} \dots\dots\dots \text{Safranez} \quad (45)$$

$$L = 4 (d_2 - d_1) \dots\dots\dots \text{Lingvist} \quad (46)$$

El Bureau of Reclamation de los EE. UU. propone:

Si $N = 1$ a 1.7 (régimen crítico), no es necesario el tanque ya que no se presenta el salto, se recomienda revestir la descarga en $L = 4 d_2$

Si $N = 1.7$ a 2.5 (régimen bastante uniforme) se necesita un tanque largo pero sin umbrales ni amortiguadores existen gráficas para definir L .

Si N tiene valores mayores de 2.5, es a partir de éste, donde propiamente se forma el salto y a partir de ésta situación se tiene diferentes valores de L el cual se obtiene mediante uso de gráficas y con el apoyo de N (Número de Froude) donde:

$$N = \frac{v}{\sqrt{gd}} \quad (47)$$

Siendo:

N = número de Froude

v = velocidad en m/seg.

g = aceleración de la gravedad en m/seg.²

d = tirante del agua en el flujo en m.

Los conceptos anteriores no son rigurosos y cuenta mucho el criterio y experiencia del proyectista recomendándose cuidado en los niveles de la descarga, verificándolos puede asegurarse si el salto hidráulico se forma dentro del tanque pues si se "barre" aguas abajo se aconseja modificar las características del tanque.

Estructuras deflectoras

Cuando el sitio donde se pretende construir la derivadora es favorable en cuanto a impermeabilidad y resistencia, la descarga del agua se controla, mediante estructuras deflectoras construidas al pie de la cortina. El objeto de estos dispositivos es alejar de la estructura el agua de descarga, hasta un sitio en el que sus efectos, como la erosión y socavación, ya no sean peligrosas para la estabilidad de la cortina.

Existen varios tipos de deflectores cuya forma y efectividad han sido estudiadas por varios investigadores, y esto ha permitido obtener ciertas relaciones geométricas para aplicarlas en el diseño de otros casos.

Los tipos empleados con más frecuencia, son los que indican las figuras II.15 y II.16 llamados respectivamente, trampolín sumergido y salto de ski.

Trampolín sumergido

Además de usarlo cuando las condiciones geológicas del terreno son favorables, este dispositivo es más propio, para cuando los tirantes en el cauce resulten ser grandes, de tal manera que un salto hidráulico sería poco efectivo, y se necesitaría un tanque amortiguador grande que haría antieconómica esta solución.

La efectividad de este trampolín se basa desde luego en su funcionamiento que, fundamentalmente consiste en el lanzamiento de la lámina vertiente, con determinado ángulo y la formación de dos remolinos R_1 y R_2 , figura II.15.

Primero se forma arriba de la cubeta circular girando en sentido contrario a las manecillas del reloj, y el otro se localiza sobre el terreno, aguas abajo del trampolín con movimiento en sentido igual a las manecillas del reloj.

La disipación de la energía se logra con la mezcla del agua que entra al trampolín y el remolino (R_1), que se forma en él, y el agua que sale del trampolín y se combina con el remolino de aguas abajo (R_2). Una zona de turbulencias arriba del remolino (R_2) también ayuda a disipar la energía.

Dentro de este tipo de trampolines se distinguen fundamentalmente dos clases: los lisos y los estriados o dentados, con igual principio de funcionamiento. No obstante esto, el trampolín estriado es más efectivo — siempre y cuando se tenga tirantes en el río con determinadas variaciones de magnitud; el trampolín liso es menos efectivo, pero esta efectividad se conserva para mayor rango de variación de los tirantes en el río. La diferencia de efectividad en ambos es debida a que, en el trampolín liso, la corriente de agua que sale del deflector animada de alta velocidad y con dirección hacia arriba, se mezcla menos con el agua de descarga, dando por resultado que el remolino de aguas abajo y la turbulencia de la —

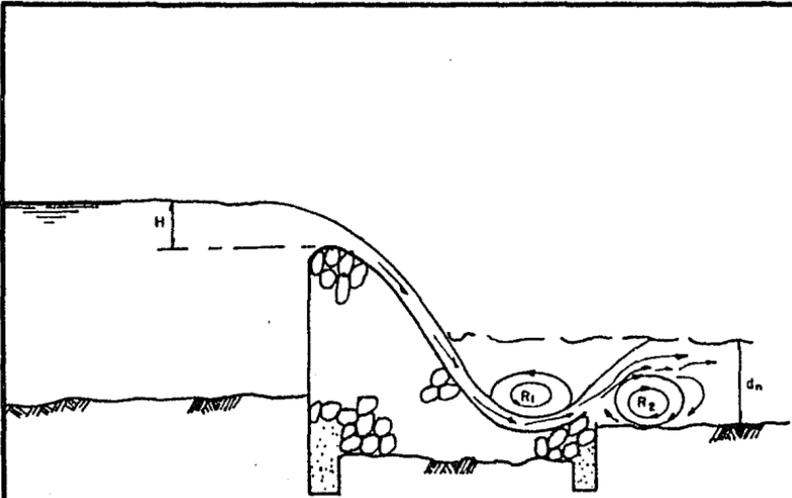


FIG. II. 15.— TRAMPOLIN SUMERGIDO

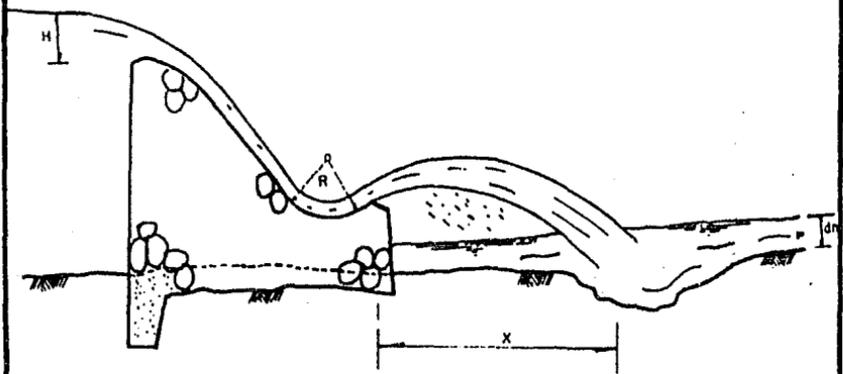


FIG. II. 16.— TRAMPOLIN LIBRE O SALTO DE SKI

superficie sean fuertes y por lo tanto su efecto se deja sentir en una mayor longitud aguas abajo. En cambio, en el trampolín con dientes y — debido a éstos, únicamente parte de la corriente de alta velocidad, se dirige a la superficie del agua con lo cual las turbulencias casi se — eliminan, observándose menos violento el remolino de aguas abajo.

El diseño del trampolín sumergido se reduce al cálculo del radio mínimo recomendado para su parte curva y en verificar que los tirantes se presenten en el río para diferentes valores de la avenida, posibiliten un funcionamiento correcto. Si el tirante en el río es pequeño, la lámina vertiente puede empujar al remolino (R_1) de la superficie hacia aguas — abajo, originando una fuerte corriente superficial y de fondo en el cauce. Cuando el tirante en el cauce es demasiado grande el chorro de salida del trampolín se ahoga y corre por la superficie y fondo del cauce alternativamente; consecuentemente el remolino de aguas abajo, cambiará de posición también alternativamente y así cuando el chorro se localiza en el fondo ocasionará una erosión, que se rellena cuando sea el remolino quien se ubique en el fondo.

Trampolín libre o salto de ski

Se emplea este tipo de deflector si el terreno es muy resistente, la — contina es más o menos alta y cuando los tirantes en el río no resultan ser muy grandes.

La disipación de la energía que se consigue, es debido a las turbulencias y casi pulverización de la corriente por la acción del aire originada por su lanzamiento desde el trampolín y a lo largo de su recorrido, antes de caer; además se logra alejar la caída del pie de la contina de suerte que su efecto ya no es peligroso para dicha estructura.

Una de las condiciones que se deben cumplir para que el salto de ski — funcione correctamente es que, el nivel del agua correspondiente al tirante del río para máxima descarga debe ser inferior a la elevación de la nariz del deflector. Esto es para que no haya posibilidad de ahogamiento y deje de funcionar como tal.

Por otra parte, colocar la nariz del deflector a un nivel lo más bajo - que sea posible, siempre y cuando se cumpla con el requisito señalado - es muy ventajoso, pues se logra un mayor lanzamiento de la caída del manto.

B) Bocatoma u obra de toma

Los orificios que permiten el acceso del agua del río al canal de riego, van alojados en el muro que sirve de división entre el desarenador y las laderas del cauce, figura II.17. Este muro además evita los derrumbes de la ladera y el paso del agua de las crecientes al canal y zona de riego, en la zona de derivación.

El paso del agua por el orificio o los orificios, se controla casi siempre mediante compuertas deslizantes que se operan con mecanismos elevadores, desde la corona de dicho muro. Cuando el gasto es considerable, pueden emplearse compuertas radiales.

En las derivadoras para el aprovechamiento de aguas broncas, mediante entarquinamiento o inundación ocasionalmente las tomas se dejan sin compuertas para dar oportunidad a que el agua de las avenidas que se presenten a cualquier hora, se introduzcan sin obstáculos. En otros casos' se puede emplear un sistema de agujas para cerrar la toma; esto último' únicamente en aprovechamientos pequeños.

El cálculo hidráulico de la toma comprende:

- a) Dimensiones del orificio y conducto
- b) Determinación del gasto máximo que puede pasar por las compuertas.
- c) Determinación de la capacidad del mecanismo elevador
- d) Diseño de la transición que une la salida de la toma con el canal de riego.

a) Dimensiones del orificio y conducto

Puede ser un tubo forzado o conducto generalmente con ahogamiento como mínimo 10 cm, se debe considerar todas sus pérdidas al calcular la carga disponible a la salida.

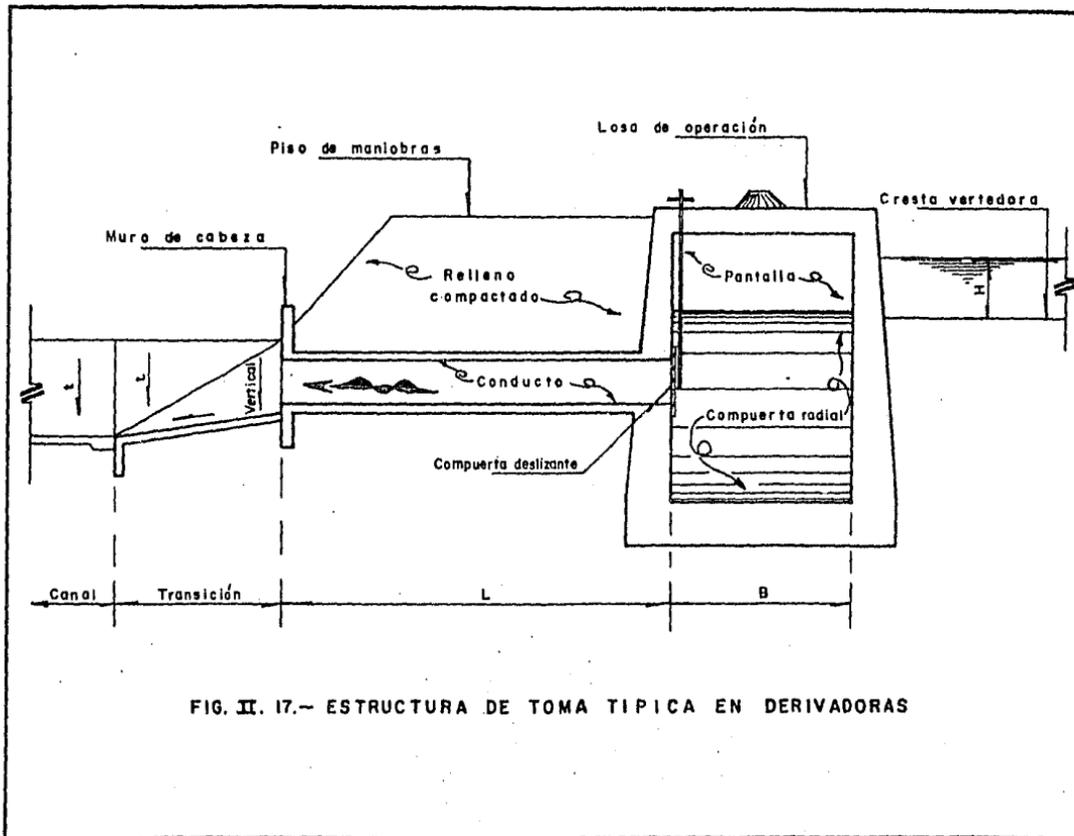


FIG. II. 17.— ESTRUCTURA DE TOMA TIPICA EN DERIVADORAS

Desde el punto de vista del funcionamiento hidráulico, la fórmula que relaciona la carga, gasto y área en un orificio es:

$$Q = C A \sqrt{2 gh} \quad (48)$$

Siendo:

Q = gasto de derivación o gasto normal en la toma, en $m^3/seg.$

g = aceleración de la gravedad = $9.81 m/seg/seg.$

C = coeficiente de descarga para el orificio correspondiente

h = carga del orificio en m.

En la mayoría de los diseños se tienen orificios ahogados, cuyo coeficiente para anteproyectos se puede considerar:

$$C = 0.80$$

A = área del orificio, en $M^2.$

Dependiendo de la magnitud del gasto, el área necesaria podrá dividirse en uno o más orificios y así también será el número de compuertas que se tengan en la toma. Existen planos tipo de compuertas deslizantes en la S.A.R.H. que se deben considerar en el proyecto de las tomas, para ser adoptadas o adaptadas al proyecto en estudio; en el caso de requerirse dimensiones especiales o tenerse una carga hidrostática de mayor magnitud que las que se indican, será necesario diseñar una compuerta para el caso particular.

La carga sobre el orificio generalmente es relativamente pequeña a fin de tener velocidades bajas del agua al pasar por las compuertas. Esta velocidad se aconseja que en lo posible, sea más o menos igual a la del desarenador cuando opere la toma.

Así pues, una forma de determinar la dimensión de la compuerta será: - considerar un valor de 0.10 m. a la carga h del orificio y calcular el área para tener una idea de su valor, es decir:

$$A = \frac{Q}{C \sqrt{2gh}} \quad (49)$$

De acuerdo con este valor se podrá saber si conviene más de una compuerta y además seleccionar sus dimensiones usuales o comerciales, consultando los planos tipo que ya existen.

Hecho esto se determinará la carga del orificio con la fórmula general, es decir:

$$h = \frac{Q^2}{2 C^2 A^2 g} \quad (50)$$

Otra manera sería suponer una velocidad en el orificio (0.50 a 1.00 M/seg) y calcular el área correspondiente, con la fórmula de la continuidad.

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

Elegir las compuertas convenientes y calcular el valor de h sobre el orificio.

b) Determinación del gasto máximo que puede pasar por las compuertas.

Como podría presentarse el caso que a pesar de tener cuidado en poner atención a la llegada de una avenida mayor que la de diseño de la obra de toma, es decir que al existir una carga hidrostática considerable no se cierre en forma oportuna las compuertas de la obra de toma, podría presentarse un gasto extraordinario en el orificio o conducto entre desarenador y Canal Principal siendo necesario conocer dicho gasto, para ello conociendo la carga puede aplicarse la expresión (48), ya tratada anteriormente y de esta forma tomar las medidas necesarias como la construcción de un limitador de gasto, como se explicará al tratar sobre obras complementarias.

c) Determinación de la capacidad del mecanismo elevador.

Observando la figura II.18 la capacidad del mecanismo elevador vale:

$$\text{Cap. Mec. Elev.} = K E + \text{Peso compuerta} + \text{peso vástago}$$

Siendo:

$K E$ = Fuerza de fricción que se produce en las guías de la compuerta - originada por el empuje hidrostático (E), que actúa en la hoja de la compuerta. (K) coeficiente para valorar esa fricción cuyo valor puede considerarse igual a 0.35 para las compuertas con asientos de fierro, pulidas a máquina.

El peso de la compuerta y el peso del vástago se conocen consultando el plano de la compuerta elegida o si se diseñó especialmente, calculando ' de acuerdo con los perfiles empleados.

No obstante lo anterior, habrá casos en que sea necesario hacer un diseño especial de mecanismo, elevador para las compuertas, tomando en cuenta las características de capacidad o diseño del proyecto.

Para cerrar la compuerta, también se requiere una capacidad del mecanismo, pero menor que el calculado para abrirla. Sin embargo, se considera' de igual magnitud por la posibilidad que se tiene de forzarla, por descuido o por atorarse, debido a una piedra o rama que impida el cierre - hermético y se pretenda cerrar a fuerza la compuerta.

Es con la capacidad de cierre, con la que se determina el diámetro del vástago y la separación de las guías del mismo para evitar que se flexione y se deforme.

- d) Diseño de la transición que une al conducto de la toma con el canal de riego.

Con la finalidad de disminuir las pérdidas por cambios de sección, evitar turbulencias, y en general tener un funcionamiento tranquilo y más - correcto, entre el enlace de la toma y el canal de conducción, se recomienda diseñar una transición en este sitio, la cual no es más que la -

disposición de las paredes de esta unión en forma tal, a fin de conseguir un cambio gradual.

Longitud de la transición

La longitud de la transición se determina en función del ángulo formado - por la línea que une a los dos puntos extremos de la superficie libre del agua (S.L.A.) y del eje del canal figura II.19.

De acuerdo con varios investigadores el valor recomendado de este ángulo' (α) para que el valor de las pérdidas por transición sea mínimo, anda - alrededor de $\alpha = 12^\circ 30'$.

En la S.A.R.H., el valor de este ángulo se ha aceptado hasta de $22^\circ 30'$, - con resultados satisfactorios.

Por lo tanto:

Si se forma el primer criterio:

$$L = \frac{T - t}{2} \cot g 12^\circ 30' \quad (51)$$

O bien:

$$L = \frac{T - t}{2} \cot g 22^\circ 30' \quad (52)$$

Si se toma el segundo criterio:

C1 Estructura de limpia

En las obras hidráulicas de captación para el aprovechamiento de corrientes superficiales tales como las tomas directas y derivadoras, se tiene' siempre el problema de la acumulación de azolves en la obra de toma. Esto es debido a que para el control de la captación en general, son convenientes bajas velocidades, las cuales propician la sedimentación de materiales y esto a su vez es consecuencia de los obstáculos que se le ante-

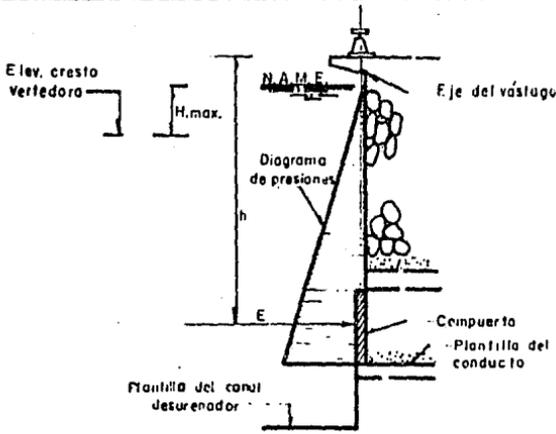


FIG. II. 18.- EMPUJE HIDROSTATICO SOBRE LA COMPUERTA DE LA OBRA DE TOMA

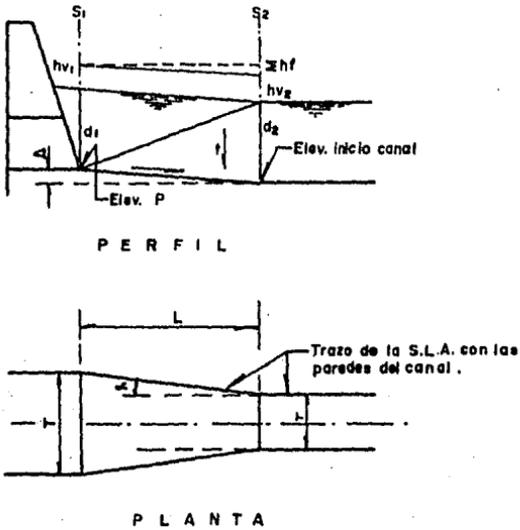


FIG. II. 19.- TRANSICION DE SALIDA

poner a la corriente. El problema así ocasionado se anula mediante la --, construcción de una estructura de limpia adecuada, la que también recibe el nombre de desarenador (véase figura II.20).

a) Diseño del canal desarenador

En el proyecto de un canal desarenador en primer lugar se debe propiciar un fácil acceso del agua hacia él y por otra parte su descarga deberá -- ser libre, es decir sin posibilidades de ahogamiento.

Geometría e hidráulica del desarenador.

La determinación de las características geométricas del desarenador, se basan en las condiciones de su funcionamiento, y así, para determinar -- dichas características, consideramos fundamentalmente, dos formas de -- operar el canal desarenador y que a continuación se indican:

1a.- Condición. Canal desarenador cerrado y obra de toma abierta.

2a.- Condición. Canal desarenador abierto y bocatoma cerrada.

1a. Condición de funcionamiento.

Para esta primera condición, el tramo del desarenador, frente a las compuertas de la bocatoma, funciona como un tanque de sedimentación, su geometría deberá permitir, velocidades bajas, para dar oportunidad a que -- los acarreos se depositen en ese sitio.

La sección del canal adquiere la forma rectangular, porque se aprovechan las paredes de los muros laterales y porque dicha sección facilita instalar los controles de apertura y cierre.

La elevación de la plantilla del canal, frente a la toma es inferior a -- la del umbral de las compuertas de la misma, con el propósito de contar' con un espacio para el depósito de los sedimentos, evitando así, su paso al canal de riego.

Este espacio es variable y se puede dejar tan alto, como sea posible y -- conveniente, pero desde luego, dependerá del tamaño y cantidad de los aca reos que se tengan en el río en cuestión, y en general se recomienda de acuerdo con la experiencia, que como mínimo sea de 80 cm.

De acuerdo con lo anterior el diseño del canal, se reduce a determinar su ancho, una vez que se haya elegido la velocidad del agua dentro de él y -- considerando que la superficie libre del agua, corresponde con la eleva-- ción de la cresta de la cortina vertedora, así pues, basándose en la ecu ación de continuidad, se tendrá:

$$Q = A \cdot V \quad ; \quad A = \frac{Q}{V}$$

además: $A = b \cdot d$ Luego: $b = \frac{A}{d}$

Siendo:

Q = gasto (mínimo) normal considerado en $M^3/\text{seg.}$

A = sección hidráulica del canal en M^2

V = velocidad para propiciar la sedimentación en $m/\text{seg.}$

Gasto mínimo normal

En un momento dado, el gasto en este canal, será el que deba pasar por -- la toma y por lo tanto, será igual al gasto de derivación normal.

Para propiciar los azolves y tener en buen estado la obra de toma, es re-- comendable una velocidad menor o igual a 60 $cm/\text{seg.}$ en el desarenador en' su tramo de sedimentación.

Otras recomendaciones en el proyecto del desarenador y que también son ' resultados de la experiencia, son las que se consideran de carácter gene-- ral. De los estudios que se han hecho de las obras construidas, se han -- obtenido algunas recomendaciones, por ejemplo:

Que la velocidad en el canal desarenador, siempre deberá ser menor que --

la velocidad en el río, para cuando esté operando la toma. También se debe verificar que la velocidad adoptada para propiciar el depósito de azolves, sea menor que la que tenga el canal de conducción o de riego, e inmediatamente después de las compuertas de la bocatomá.

2a. Condición de funcionamiento

Cuando los azolves se hayan acumulado frente a la toma, las compuertas de ésta deberán cerrarse, y abrirse las del desarenador para establecer un escurrimiento, cuyo principal fin es desalojar los materiales acumulados en ese sitio, es decir, efectuar la operación de limpieza. Para lograr lo anterior es fundamental que el flujo que se establezca sea con régimen rápido y con velocidad suficiente de arrastre.

Pero por otro lado, la velocidad no debe ser tan alta, para no ocasionar erosión a lo largo del canal o socavaciones al pie de la descarga del desarenador que pudieran dañar seriamente la estructura.

Velocidades recomendadas

Basándose en los valores de velocidades que han encontrado algunos investigadores, para no producir erosión en los materiales que forman el canal desarenador, pero que además son capaces de arrastrar los materiales depositados; y de acuerdo con la experiencia de las obras construidas, se han adoptado los valores límites de 2.50 m/seg. como velocidades recomendadas para el diseño del canal desarenador, pudiendo aceptarse en algunos casos especiales, la velocidad de 2.50 m/seg.

b) Controles en el canal desarenador

Para obturar el canal desarenador se emplean preferentemente las compuertas radiales, por ser éstas de mayores dimensiones que las de otro tipo; además de que se facilita la abertura y cierre.

Se recomienda instalar agujas o mejor dicho, dejar una preparación para poder instalarlas inmediatamente aguas arriba de la compuerta radial con el objeto de cerrar el paso del agua eventualmente, cuando por alguna

circunstancia sea necesario hacerle reparaciones a la compuerta.

Las compuertas radiales que se instalan en un desarenador pueden ser con pantalla o sin ésta. Las compuertas con pantalla son preferidas porque ofrecen mejor control en el escurrimiento del desarenador y en el vertedor, menos posibilidades de arrastre de cuerpos flotantes hacia el canal que pueden obturar o deteriorar las compuertas por el lado de aguas abajo; estas compuertas con pantalla generalmente están diseñadas para carga de agua mayores que su altura.

Las compuertas sin pantalla están diseñadas para que el agua brinque sobre ellas y su anchura puede incluirse en la longitud total de la cresta vertedora.

Como en el caso de compuertas deslizantes, existen también planos tipo para las compuertas radiales y sus mecanismos elevadores.

Para ubicar el mecanismo o malacate elevador de las compuertas radiales, se debe pensar que dada la forma de trabajar de estas compuertas en gran parte los esfuerzos que se requieren para elevarla dependen de la ubicación del asa donde se jale la compuerta. Los menores esfuerzos en el cable se presentan, cuando este sea tangente a la hoja de la compuerta. — Prácticamente esto no es posible cuando la oreja está situada en la parte superior de la hoja; por que la posición cambia a medida que se va elevando.

Con la figura XI.21 se presentan gráficamente dos formas de ubicar el mecanismo elevador estando el asa en el labio inferior o superior de la compuerta, también se indican las dimensiones mínimas recomendadas que se deben tener entre la compuerta radial y el orificio de la toma.

Subpresión en el desarenador

Al estar cerrado el desarenador y operando la obra de toma, la carga hidráulica que se tiene aguas arriba de la pantalla, origina una subpresión en el piso del desarenador, que se debe considerar al determinar el revestimiento de dicho piso.

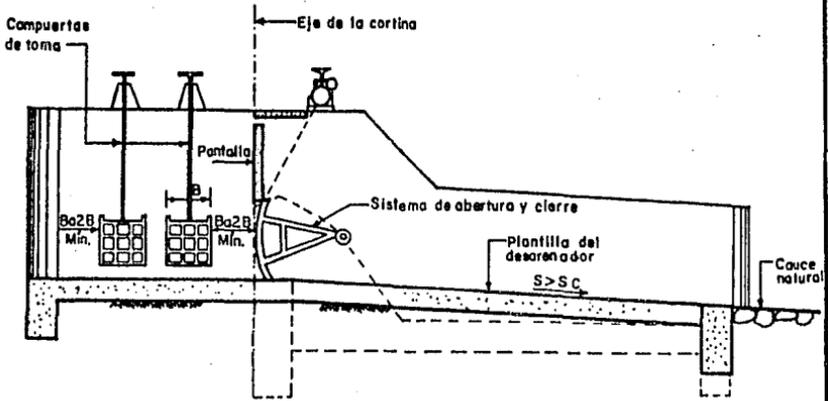


FIG. II. 20.—PERFIL LONGITUDINAL DE UN CANAL DESARENADOR

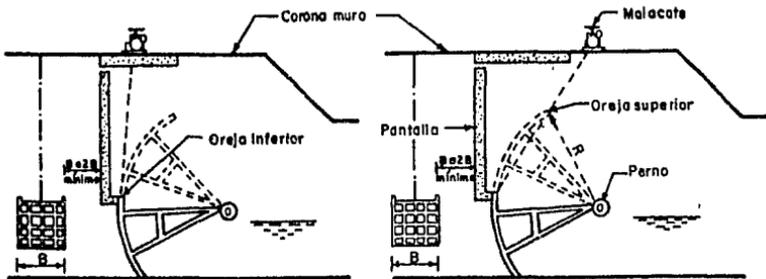


FIG. II. 21.—INSTALACION DE LA COMPUERTA RADIAL

El análisis de esta subpresión es similar al que se hace para el delantal de la cortina en el caso de tanques amortiguadores y generalmente - los lloraderos y drenes que se colocan en ese delantal, se prolongan o se alinean también para el desarenador, teniendo cuidado de darles el - paso de filtración adecuado para evitar arrastre del material de cimentación y protegiéndolos con los filtros adecuados.

Durante la operación de las presas, conviene mantener limpios los lloraderos limpiéndolos a mano cuantas veces sea necesario.

D) Obras Complementarias

Las obras complementarias en las presas derivadoras, que se pueden mencionar, para el rango de estos proyectos, son generalmente los muros de encausamiento y obras de seguridad en el canal principal, zampeados en las descargas y revestimiento en las laderas.

En otros países cuando las presas se construyen sobre grandes ríos, se pueden tener otro tipo de obras complementarias con el objeto de no perturbar otras finalidades de la corriente, por ejemplo, cuando en el río se explota la cría de peces, se construye lo que se llaman escalas para peces, sobre la cortina vertedora con el objeto de facilitar el paso de los mismos, también en algunas regiones los ríos son empleados para el transporte de madera y para la navegación. En el primer caso se prevé, - el paso de los troncos por la cortina, mediante escotaduras en ella, en el segundo pueden ser necesarias las esclusas.

Una de las obras complementarias principal en este caso sería un limitador de gasto, ya que cuando se presentan avenidas muy grandes y no se cierra la compuerta de la obra de toma, sus orificios permiten un gasto superior al de la capacidad del canal alimentado por efecto de la carga hidráulica extraordinaria.

Para evitar este problema, se puede construir un corto tramo de canal a la salida de la obra de toma con una capacidad suficiente para conducir un gasto mayor al del canal normal, construyendo un vertedor lateral - que descargue nuevamente en el río y mediante pantalla u orificios conducir el gasto normal hacia el canal principal.

333 PROYECTO DEFINITIVO DE LA PRESA DERIVADORA SAN MIGUEL

333.1 GENERALIDADES DEL PROYECTO

La desición de elaborar el Proyecto definitivo que permita la construcción de la Presa derivadora en cuestión, se apoyó en el resultado obtenido de analizar toda la información que se hace necesario manejar en este tipo de obras, de acuerdo a lo tratado en el capítulo 33.

Una vez comprobada la factibilidad del Proyecto de Zona de Riego, se procedió a generar los estudios básicos para la estructura de cabeza, y que principalmente se refieren a hidrología, geología y topografía del lugar donde se localiza la multicitada estructura. Esta información es indispensable en la elaboración del Proyecto ejecutivo, que combinada a las necesidades del futuro Distrito de Riego, permiten afinar el sitio de desplante, ubicación de las obras de toma, capacidad y niveles de operación etc., sin perder de vista desde luego, la seguridad y buen funcionamiento del sistema.

Los datos de partida y consideraciones que deben tomarse en cuenta, se describen a continuación.

El Río Ocoroni, cauce donde se pretende construir esta obra, solamente presenta escurremientos importantes en época de lluvias, sin embargo - estos volúmenes pueden aprovecharse mediante un almacenamiento para posteriormente, ser extraídos y aplicarlos al riego. Por la razón anterior fué necesario proyectar en forma paralela a la Derivadora, la Presa de almacenamiento "El Sabinal", localizada desde luego aguas arriba relativamente cerca del sitio de desplante de la estructura aquí tratada, con una capacidad de 150 millones de metros cúbicos suficientes para alimentar el área por dominar en el futuro Distrito de Riego.

Los estudios geológicos indicaron presencia de roca y conglomerados en parte del lecho y taludes en el sitio del eje definitivo. Estos materiales presentes en el área de construcción, ofrecen la oportunidad de usarse como materiales constructivos dando con esto la alternativa de optar por una Presa del tipo indio ó flotante, ya que no se hace necesario elevar demasiado el tirante del río, además de resultar más económica, comparándola con la sección tipo gravedad.

A) Condiciones hidráulicas requeridas

- a) Capacidad de la cortina.- Con base en las excedencias que serán derramadas en la Presa de almacenamiento, se requerirá una capacidad en la cortina de $800 \text{ M}^3/\text{seg}$.
- b) Capacidad de los desarenadores.- Los desarenadores en ambas márgenes deben tener una capacidad no menor que dos veces la capacidad en la obra de toma.
- c) Capacidad de las obras de toma.- Esta será como mínimo, la requerida en los Canales por alimentar.

B) Materiales, características geométricas y niveles de las estructuras.

- a) Muro vertedor.- La cortina tendrá en la parte central un muro de sección J de concreto simple con un desplante variable, sujeto a las condiciones topográficas, el espesor será de 1.00 metro, desarrollando una longitud de 245.00 metros, la parte superior del muro (Cresta vertedora) alcanzará la elevación 110.40 metros (Véase plano No. 1).

b) *Cuerpo de la cortina.*— La parte del dique aguas arriba del muro vertedor será de material arcilloso compactado, con un desplante' variable, acorde al del muro vertedor y de sección trapezoidal, en la parte superior se colocará una capa de material filtrante de 60 centímetros de espesor y encima de esta, una nueva capa de enrocamiento de 1.50 m. de espesor a manera de protección, formando un talud de 3:1; que inicia en el terreno natural donde patea el dique, y termina en el nivel del muro vertedor, uniéndose a una franja longitudinal al muro de 4.00 m de ancha.

La parte superior del dique (aguas abajo del muro vertedor) la componen una banquetta en una franja horizontal de 8.00 mts. de ancha que sirve como puente-vado para comunicar ambos márgenes a la elevación 109.40 m. (forma un escalón respecto al muro vertedor de un metro de altura). Como continuación del paramento aguas abajo del puente-vado, se desarrolla una rampa de 54.00 metros con un talud en relación 9:1, terminando en una trinchera a la elevación 103.40 m., cuya sección geométrica es trapezoidal, desplantada en una base menor de 4.75 y una base mayor en la parte superior de 15.00 metros respectivamente, esta trinchera remata con el lecho del río.

Tanto el puente-vado, la rampa como la trinchera final son de enrocamiento, empleando para ello roca de tamaño grande pero no mayor de 2 metros colocada a volteo. En el desplante de todo el paramento se coloca una capa filtrante de 60 centímetros de espesor a fin de retener partículas finas arrastradas por efecto producido por la presión hidrostática, evitando con ello, poner en peligro la estabilidad del dique. También se dejan zanjas a cada 9 -

metros sobre el enrocamiento a partir del puente-vado, para posteriormente colocar concreto simple y obtener una liga de las rocas entre sí (para mayores detalles, consúltese el plano General No. 1).

- c) Estructuras de limpia.- Estas Estructuras, de ambas márgenes están proyectadas para un gasto de $60 \text{ M}^3/\text{seg.}$, con un desarenador formado por un Canal de llamada, un par de compuertas radiales de ancho y alto de 4.00 y 3.50 metros respectivamente, un canal de salida de azolves. El canal de acceso o llamada se inicia con excavación en el terreno natural en sección trapecial con desarrollo curvo, conectando con el tramo horizontal extremo formado por un Canal rectangular con plantilla y muros de concreto reforzado, la elevación de su rasante es constante de 106.94 m., el canal de llamada se prolonga hasta coincidir con el eje del muro vertedor. Posteriormente y a partir de este punto se construirá el canal de salida en igual forma que el de llamada con la diferencia que su plantilla deberá tener una pendiente que debe ser mayor que la crítica para asegurar un régimen rápido en su funcionamiento -- hidráulico, capaz de arrastrar los azolves que se depositan en el área de compuertas, finalmente se considera un tramo de canal de salida de sección trapecial excavado en terreno natural hasta rematar la cota -- del mismo con la de la plantilla del canal.
- d) Obras de toma.- La capacidad considerada en las obras de toma es de -- $7.00 \text{ M}^3/\text{seg}$ las cuales deberán construirse con 3 conductos de concreto reforzado de 1.22 x 1.22 metros cuya plantilla alcanzará la elevación -- 108.00 m quedando un escalón de 1.06 metros respecto a la plantilla del desarenador para depósito de azolves. El control y funcionamiento de -- las tomas será mediante compuertas deslizantes y mecanismos instalados en la plataforma de operación.

333.2. CALCULOS HIDRAULICOS

A) Verificación de los datos hidráulicos en los Canales principales margen derecha y margen izquierda.

Los Canales alimentados por las Obras de toma serán de sección trapezoidal, tal como se muestran en la figura 333.1.

- $b = 2.00 \text{ m}$ ----- plantilla del canal
- $d = 2.00 \text{ m}$ ----- tirante del canal
- $s = 0.0001$ ----- pendiente
- $t = 1.5:1$ ----- talud de la sección trapezoidal
- $n = 0.017$ ----- coeficiente de rugosidad de Manning (para concreto)
- $bl = 0.35 \text{ m}$ ----- bondo libre

- $A = bd + td^2$ ----- Area hidráulica del canal
- $P = b + 2d \sqrt{1 + t^2}$ ----- Perímetro mojado
- $r = A/P$ ----- Radio hidráulico

$$A = 2.00 (2.00) + 1.5 (2.00)^2 = 10.000 \text{ m}^2$$

$$P = 2.00 + 2 (2.00) \sqrt{1 + 1.5^2} = 9.211 \text{ m}$$

$$r = 10.000/9.211 = 1.086 \text{ m}$$

$v = \frac{r^{2/3} S^{1/2}}{n}$ ----- Fórmula de Manning para calcular la velocidad del agua en canales.

$$r^{2/3} = 1.056$$

$$v = \frac{1.056 \sqrt{0.0001}}{0.017} = 0.622 \text{ m/seg.}$$

$Q = A \cdot v$ ----- Ecuación de continuidad donde Q = gasto en el canal

$$Q = 10.000 (0.622) = 6.220 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

NOTA: Con la finalidad de prevenir una posible ampliación del Distrito, se propone un gasto de $Q = 7.00 \text{ M}^3/\text{seg.}$ en ambas márgenes, por lo anterior los nuevos datos en los canales se calculan a continuación:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$A n^{2/3} = \frac{Q n}{\sqrt{S}} = \frac{7.00 (0.017)}{\sqrt{0.0001}} = 11.900$$

Procediendo mediante tanteos se encuentra el tirante normal en el canal, $d = 2.1138 \text{ m.}$

$$b = 2.00 \text{ m,} \quad d = 2.1138 \text{ m}$$

$$A = 2.00 (2.1138) + 1.5 (2.1138)^2 = 10.930 \text{ M}^2$$

$$P = 2.00 + 2 (2.1138) \sqrt{1 + 1.5^2} = 9.621 \text{ M}$$

$$R = 1.136 \text{ M;} \quad R^{2/3} = 1.089$$

$$A n^{2/3} = 11.903 = 11.900$$

se adopta $d = 2.1138 \text{ m}$

Los datos definitivos en el canal son:

$$b = 2.00 \text{ m} \quad s = 0.0001$$

$$d = 2.1138 \text{ m} \quad n = 0.017$$

$$A = 10.930 \text{ m}^2 \quad t = 1.5:1$$

$$P = 9.621 \text{ m} \quad h = 2.35 \text{ m}$$

$$r = 1.136 \text{ m} \quad b.d = (h-d) \text{ m}$$

$$v = \frac{R^{2/3} \sqrt{S}}{n} = \frac{1.0887 \sqrt{0.0001}}{0.017} = 0.6404 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A v = 10.930 (0.6404) = 7.000 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = 0.0209 \text{ m} \quad (\text{pérdida de carga por velocidad})$$

B) Calculos hidráulicos de la obra de toma

a) Consideraciones de partida

Las obras de toma tanto en una margen como en la otra, requieren una capacidad de extracción de $7.00 \text{ M}^3/\text{seg.}$ por lo que el dimensionamiento resulta similar; para ello, se considerarán 3 conductos de $(1.22 \times 1.22) \text{ m}$, y carteles de 15 centímetros, de acuerdo a lo que se muestra en la figura III.2. Estas estructuras se operarán mediante compuertas deslizantes, accionadas con mecanismos manuales.

Características hidráulicas en los conductos:

$$Q = 7.000 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$A_c = 3 (1.22 \times 1.22 - 0.15 \times 0.5 \times 4) = 4.330 \text{ M}^2$$

$$V_c = Q/A = 7.000/4.330 = 1.6166 \text{ M/seg.}$$

$$Hv_c = v^2/2g = 2.613/19.62 = 0.1332 \text{ M}$$

$$P_c = 3 \left[0.92 \times 4 + 4 \sqrt{2} (0.15)^2 \right] = 13.5856 \text{ M}$$

$$R_c = A/P = 0.3187 \text{ M}$$

$$R_c^{2/3} = 0.4666$$

b) Dimensionamiento de las transiciones de salida de los conductos.

De acuerdo con la expresión para longitud mínima en transiciones se tiene:

$$L_{mLn} = \frac{T - t}{2} \text{ ctg } 22.5^\circ$$

donde t = espejo del agua en los conductos

T = espejo del agua en el canal

$$t = 3 \times 1.22 + 2 (0.25) = 4.16 \text{ M}$$

$$T = 2.0 + 3 (2.1138) = 8.34 \text{ M}$$

$$L_{mLn} = \left(\frac{8.34 - 4.16}{2} \right) = 2.4142 = 5.05 \text{ M}$$

Se adopta $L = 6.00 \text{ M}$ (longitud de transición de salida)

c) Cálculo de las pérdidas de carga (Método de Daniel Bernoulli).

Haciendo referencia a la figura III.3

Igualando energías por secciones :

Aplicando Bernoulli de (1) a (2)

$$d_2 + hv_2 = d_1 + hv_1 + h_t$$

h_t = pérdida de carga por transición

$$h_t = 0.20 (hv_2 - hv_1)$$

$$d_2 + hv_2 = d_1 + hv_1 + 0.20 hv_2 - 0.20 hv_1$$

$$d_2 + 0.80 hv_2 = d_1 + 0.80 hv_1$$

$$d_2 + 0.80 hv_2 = 2.1138 + 0.80 (0.0209) = 2.131 \text{ m.} \quad (1)$$

Procediendo por tanteos se encuentra $d_2 = 2.106 \text{ m}$ por lo que:

$$A_2 = 2.106 \times 4.16 = 8.761 \text{ m}^2$$

$$V_2 = Q/A_2 = 7.000/8.761 = 0.799 \text{ m/seg.}$$

$$V_2^2 = 0.6384 \text{ m}^2/\text{seg}^2$$

$$H_{V_2} = V_2^2/2g = 0.0325 \text{ m}$$

dando valores al primer miembro de la ecuación (1) :

$$d_2 + 0.80 hv_2 = 2.106 + 0.80(0.0325) = 2.132 = 2.131$$

lo que se demuestra que se cumple la igualdad en (1)

Revisión del ahogamiento.

$$\% \text{ ahogamiento} = \left(\frac{2.106 - 1.22}{1.22} \right) 100 = 72.62 \%$$

72.62 % > 15 % (El ahogamiento mínimo recomendable es de 15 %)

$$ht = 0.20 (0.0325 - 0.0209) = 0.0023 \text{ m}$$

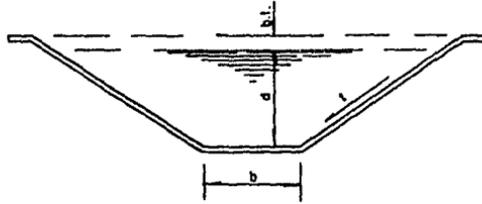


FIG. III. 1.—SECCION TRANSVERSAL DE CANAL PRINCIPAL

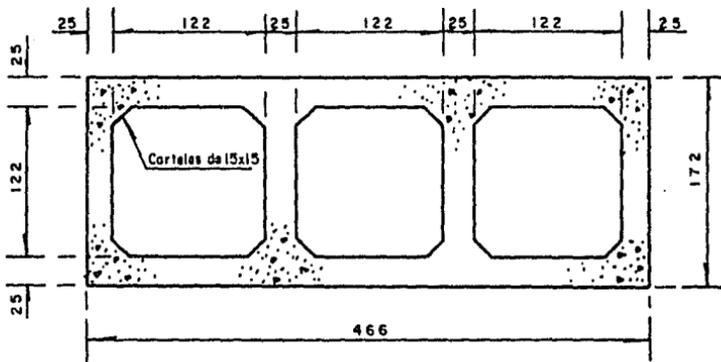


FIG. III. 2.—SECCION TRANSVERSAL DE CONDUCTOS DE OBRA DE TOMA

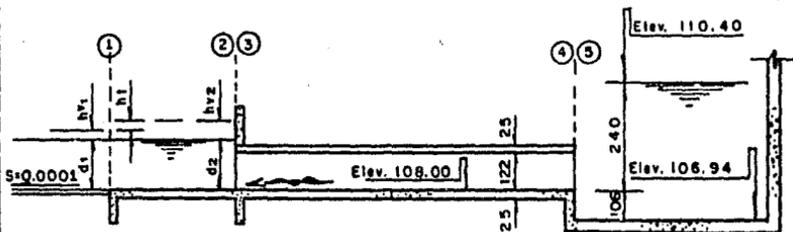


FIG. III. 3.—CORTE LONGITUDINAL EN CONDUCTOS DE OBRA DE TOMA

Aplicando Bernoulli de (2) a (3)

$$d_3 + hv_3 + P_3/w = d_2 + hv_2 + h_s \text{ ----- (2)}$$

h_s = pérdida de carga por salida del conducto

$$h_s = 0.40 (hv_3 - hv_2)$$

$$h_s = 0.40 (0.1332 - 0.0325) = 0.0403 \text{ M}$$

$$\text{despejando en (2) : } P_3/w = d_2 + hv_2 + h_s - d_3 - hv_3$$

$$P_3/w = 2.106 + 0.0325 + 0.0403 - 1.22 - 0.1332 = 0.8256 \text{ m}$$

Aplicando Bernoulli de (3) a (4)

$$P_4/w = P_3/w + h_f + h_c \text{ ----- (3)}$$

De acuerdo con la geometría de los conductos, la obra de toma de la margen izquierda resulta ser la más crítica, desarrollándose como se muestra en el Plano General (Nº 1) con 2 tramos rectos y uno curvo.

La curva tiene las siguientes características:

$$\Delta = 60^\circ \text{ ----- (deflexión del codo)}$$

$$R = 10.39 \text{ ----- (Radio de la curva)}$$

$$L_c = \frac{\pi r \Delta}{180^\circ} \text{ ----- (Longitud de la curva)}$$

$$ST = 6.00 \text{ M}$$

$$L_c = \frac{\pi (10.39) 60}{180} = 10.88 \text{ M}$$

Cálculo de h_f y h_c

h_f = pérdidas por fricción en el conducto

h_c = pérdidas por codos en el conducto

La longitud total del conducto será :

$$L_T = 17.00 + 10.88 + 29.00 = 56.88 \text{ M}$$

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

$$h_f = \left(\frac{1.6166 \times 0.014}{0.4666} \right)^2 \cdot 56.88 = 0.1338 \text{ M}$$

Para el cálculo de las pérdidas en los codos se adopta la expresión de Weibach.

$$h_c = K' \frac{A}{90^\circ} h_{v_c}$$

$$K' = 0.124 + 3.099 \left(\frac{H}{R} \right)^{3.5}; \quad H = \frac{h}{2}$$

$$H = 1.22/2 = 0.61 \text{ M}$$

$$K' = 0.124 + 3.099 \left(\frac{0.61}{10.39} \right)^{3.5} = 0.12415$$

$$h_c = \frac{0.12415 \times 60 \times 0.1332}{90} = 0.01102 \text{ M}$$

Si se emplea la expresión de Hinds :

$$h_c = 0.25 \sqrt{\frac{A}{90}} h_{v_c} = 0.0272 \text{ M}$$

Se tomará $h_c = 0.020 \text{ M}$

Sustituyendo estos valores en la expresión (3) :

$$P_{4/w} = 0.8256 + 0.1338 + 0.0200 = 0.9794 \text{ M}$$

Aplicando Bernoulli de (4) a (5)

$$d_5 + h_{v_5} = d_4 + h_{v_4} + P_{4/w} + h_e \text{ --- (4)}$$

h_e = pérdida de carga por entrada al conducto

$$h_e = 0.50 h_{v_4} \text{ (para entrada con aristas rectas)}$$

$$h_e = 0.50 (0.1332) = 0.0666 \text{ M}$$

$$h_{v_5} = 0 \text{ (la velocidad a la entrada de los conductos se considera nula)}$$

despejando en la expresión (4) se tiene :

$$d_5 = 1.22 + 0.1332 + 0.9794 + 0.0666 = 2.399 \text{ M}$$

donde d_5 es el tirante necesario para que opere la obra de toma, medida a partir de la rasante del conducto.

La elevación de la plantilla en el conducto es 108.00 M

La elevación de la cresta vertedora = $108.00 + 2.40 = 110.40$ M.

Resumen de pérdidas de carga:

ht = Transición de salida - - - - -	0.00230 M
hs = Salida del conducto - - - - -	0.04030 M
hf = Fricción en el conducto - - - - -	0.13380 M
hc = Codos - - - - -	0.02000 M
he = Por entrada al conducto - - - - -	<u>0.06660 M</u>
SUMA DE PERDIDAS =	0.26300 M

La elevación de la cresta vertedora de acuerdo a la suma de pérdidas será:

$$108.00 + 2.1138 + 0.263 = 110.38 \text{ M}$$

Se adopta elevación cresta vertedora = 110.40 M

NOTA : Se considera un tirante de 2.1138 M al inicio del Canal, para un gasto de $7.00 \text{ M}^3/\text{seg}$; sin embargo el proyecto requiere un tirante de 2.00 M para $Q = 6.21 \text{ M}^3/\text{seg}$; lo anterior da un margen de seguridad de operación.

C) Cálculos hidráulicos de la estructura de limpia.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos en este tipo de presas adopta el criterio de diseñar la estructura de limpia con una capacidad entre 5 a 10 veces el gasto por derivar.

En este caso se considerará el coeficiente mayor, es decir:

$$Q_{E.L.} = 10 (6.21) = 62.10 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

Se adopta:

$$Q_{E.L.} = 60 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

Se propone un escalón entre rasantes de conducto y desarenador de - - 1.06 metros para capacidad de azolves.

Las elevaciones para la estructura de limpieza son:

$$\text{Elevación plantilla} = 108.00 - 1.06 = 106.94 \text{ M}$$

$$\text{Elevación cresta vertedora} = 110.40 \text{ M (ya calculada)}$$

La altura mínima requerida en las compuertas radiales es de :

$$A = 110.40 - 106.94 = 3.46 \text{ M}$$

Se proponen dos canales verticales separados por una pila central y operados por dos compuertas radiales de las siguientes dimensiones:

$$A = 3.50 \text{ M} \quad (\text{altura de la compuerta})$$

$$B = 4.00 \text{ M} \quad (\text{ancho de la compuerta})$$

$$H = 5.00 \text{ f) } \quad (\text{carga considerada sobre la compuerta})$$

Aplicando la ecuación de vertedores

$$Q = CLH^{3/2} \quad \text{donde } C = 1.71$$

$$H = \left(\frac{Q}{1.71 L} \right)^{2/3} = \left(\frac{60}{1.71 \times 8.00} \right)^{0.667} = 2.68 \text{ M}$$

$$H = 2.68 \text{ M} < 3.46 \text{ M}$$

Consultando los cálculos hidráulicos de la cortina, se observa que la carga sobre la cresta vertedora es de 1.54 M por lo que :

$$3.46 + 1.54 = 5.00 \text{ M} \quad (\text{carga de diseño de la compuerta radial para — avenida máxima})$$

Revisión de la pendiente crítica :

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{60^2}{8.00^2 \times 9.81}} = 1.79 \text{ M} \quad (\text{tirante crítico})$$

$$V_c = \frac{Q}{A} = \frac{60}{1.79 \times 8.00} = 4.19 \text{ M/seg} \quad (\text{velocidad crítica})$$

$$P_c = 2 \times 4.00 + 4 \times 1.79 = 15.16 \text{ M} \quad (\text{perímetro crítico})$$

$$R_c = \frac{1.77 \times 8.00}{15.16} = 0.9446 \text{ M (Radio hidrúlico crítico)}$$

$$R_c^{2/3} = 0.9627$$

$$S_c = \left(\frac{V n}{R_c^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{4.19 \times 0.015}{0.9627} \right)^2$$

$$S_c = 0.0043 \quad (\text{Pendiente crítica requerida})$$

Como la pendiente del desarenador deberá ser mayor que la crítica calculada se propone:

$$S_d = 0.0655 > 0.0043$$

01) Cálculos hidrúlicos de la cortina

De acuerdo con la figura 337.4 se tiene una longitud de cresta vertebral de 245 metros.

Para el cálculo del Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (N.A.M.E.) es necesario considerar las rampas de los puentes en ambas márgenes, ya que obstruyen parte del área hidrúlica.

$$A_1 = \frac{245 + 229}{2} (1.0) = 237.00 \text{ M}^2$$

$$\text{El tirante crítico se presenta cuando } \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

$$A^3 = \frac{Q^2 T}{g} = \frac{1800^2 \cdot 245}{9.81} = 15'983\ 690$$

$$A = (15'983\ 690)^{0.333} = 251.897 \text{ M}^2$$

$$A = A_1 + A_2$$

$$A_2 = A - A_1 = 251.897 - 237 = 14.897 \text{ M}^2$$

$$A_2 = 245 (y_2) = 14.897 \text{ M}^2$$

$$y_2 = \frac{14.897}{245} = 0.0608 \text{ M}$$

$$y_c = 1 + 0.0608 = 1.068 \text{ M}$$

$$V = Q/A = \frac{800}{251.897} = 3.176 \text{ M/seg.}$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = 0.514 \text{ M}$$

Para calcular el N.A.M.E. aguas arriba de la cresta vertedora se considerará una velocidad aproximada de 0.75 m/seg.

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{(0.75)^2}{19.62} = 0.03 \text{ M}$$

$$h_{\text{efectiva}} = 1.0608 + 0.514 - 0.03 = 1.54 \text{ M}$$

$$\text{Elevación N.A.M.E.} = 110.40 + 1.54 = 111.94 \text{ M}$$

Si se consideran las pérdidas ya calculadas en la obra de toma y tomando en consideración un bordo libre en la plataforma de operación, las elevaciones quedarán como se muestran en la figura 111.5.

Con los cálculos hasta aquí desarrollados se puede establecer los datos principales a considerar en el diseño estructural.

Elevación de la cresta vertedora	110.40 M
Longitud de la cresta vertedora	245.00 M
Carga sobre la cresta vertedora	1.54 M
Elevación del N.A.M.E.	111.94 M
Elevación del piso estructura de limpieza	106.94 M
Bordo libre	1.50 M

Revisión del gasto unitario

$$Qd = 800 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$L = 245 \text{ M}$$

$$q = \frac{Qd}{L} = \frac{800}{245} = 3.27 \text{ M}^3/\text{M/seg.} < 18.00 \text{ M}^3/\text{M/seg.}$$

El talud aguas abajo de la cresta vertedora será de 9:1

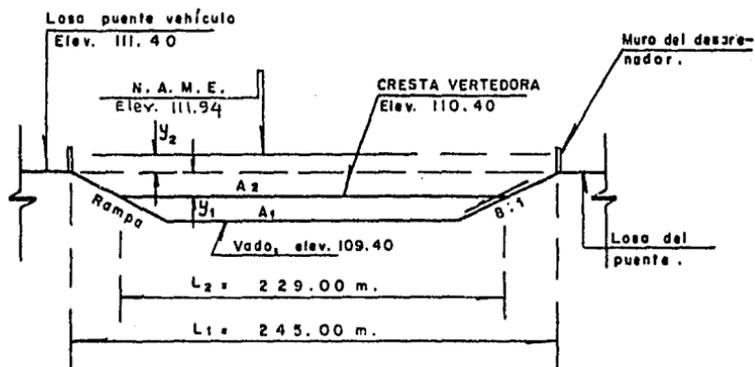


FIG. III. 4.—NIVELES Y DIMENSIONES DE CRESTA VERTEDEDORA

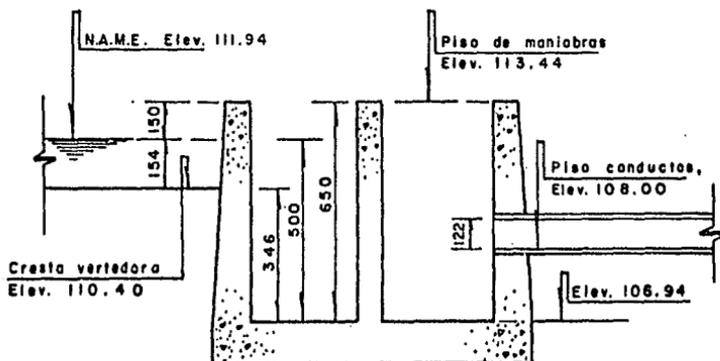


FIG. III. 5.—NIVELES DE OPERACION EN LA CRESTA VERTEDEDORA

333.3. CÁLCULOS ESTRUCTURALES

A) Condiciones de la Obra de Toma

a) Análisis de cargas :

Como caso más desfavorable, serán considerados los conductos vacíos sujetos a cargas exteriores máximas, tal como se muestra en la figura 111.6.

$$\gamma_m = \text{Peso volumétrico del material de relleno} = 1800 \text{ Kg/M}^3$$

$$\gamma_c = \text{Peso volumétrico del concreto} = 2400 \text{ Kg/M}^3$$

K = Coeficiente de empuje en muros verticales

$$K = 0.286 \text{ (Coeficiente de Rankine)}$$

h = altura de la carga considerada

Losa superior :

$$\text{Presión de tierra} = \gamma_m \cdot h = 1800 (4.66) = 7200 \text{ Kg/M}^2$$

$$\text{Peso propio losa} = \gamma_c \cdot e = 2400 (0.25) = 600 \text{ "}$$

$$W_1 = 7800 \text{ Kg/M}^2$$

Losa inferior:

$$\text{Paredes verticales} = \frac{4 \times 1.22 \times 0.25 \times 2400}{4.66} = 628 \text{ Kg/M}^2$$

$$\text{Peso de carteles} = \frac{12(0.15)^2 \cdot 2400}{2(4.66)} = \frac{70 \text{ Kg/M}^2}{698 \text{ Kg/M}^2}$$

$$W_2 = W_1 + 698 = 8,498 \text{ Kg/M}^2$$

Cargas horizontales

Carga lateral al eje de la losa superior

$$W_3 = K h \gamma_m = 0.286 (4.095) 1800 = 2,108 \text{ Kg/M}^2$$

Carga lateral al eje de la losa inferior.

$$W_5 = K h \gamma_m = 0.286 (5.565) 1800 = 2,865 \text{ Kg/M}^2$$

$$W_4 = W_5 - W_3 = 757 \text{ Kg/M}^2$$

$$W_1 = 7,800 \text{ Kg/M}^2$$

$$W_2 = 8,498 \text{ "}$$

$$W_3 = 2,108 \text{ "}$$

$$W_4 = 757 \text{ "}$$

$$W_5 = 2,865 \text{ "}$$

Con los resultados anteriormente obtenidos se puede elaborar el diagrama de presiones del conducto vacío de la obra de toma, tal como se ilustra en la figura 111.7

b) Rigideces y Factores de distribución:

$$R = \frac{4 E J}{L} ; 4 E J = \text{constante}, L = 1.47$$

$$f_{1-2} = \frac{1/1.47}{2(1/1.47)} = 0.5$$

$$F_{1-2} \equiv f_{1-5} = f_{5-1} = f_{5-6} = f_{4-3} = f_{4-8} = f_{8-4} = f_{8-7} = 0.5$$

$$f_{2-1} = \frac{1/1.47}{3(1/1.47)} = 0.333$$

$$f_{2-1} = f_{2-3} = f_{2-6} = f_{3-2} = f_{3-4} = f_{3-7} = 0.333$$

$$f_{6-5} = f_{6-2} = f_{6-7} = f_{7-6} = f_{7-3} = f_{7-8} = 0.333$$

c) Momentos de empotramiento

$$M_{1-2} = \frac{W_1 L^2}{12} = \frac{7\,800 (1.47)^2}{12} = 1404.5 \text{ Kg-M}$$

$$M_{5-6} = \frac{W_2 L^2}{12} = \frac{8498 (1.47)^2}{12} = 1530.3 \text{ Kg-M}$$

$$M_{1-2} = M_{2-1} = M_{2-3} = M_{3-2} = M_{3-4} = M_{4-3} = 1404.5 \text{ Kg-M}$$

$$M_{5-6} = M_{6-5} = M_{6-7} = M_{7-6} = M_{7-8} = M_{8-7} = 1530.3 \text{ Kg-M}$$

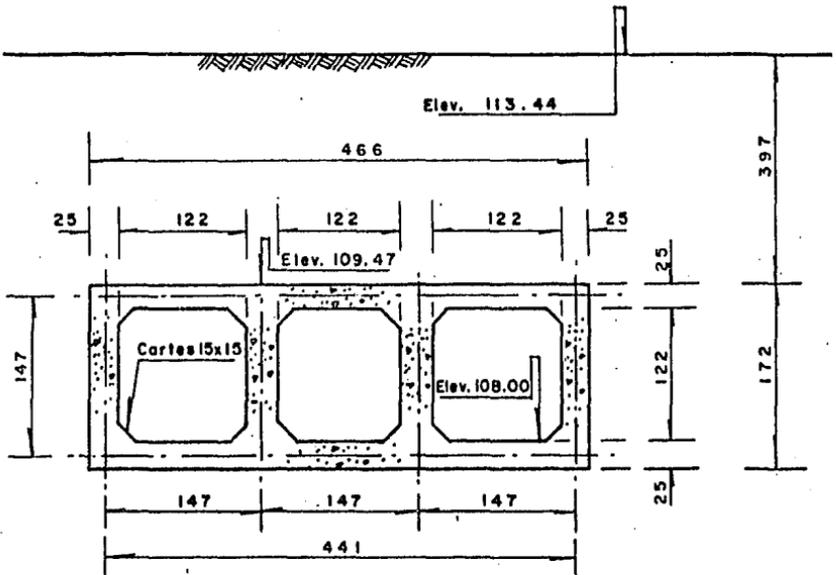


FIG. III. 6.— CONDUCTOS DE LA OBRA DE TOMA

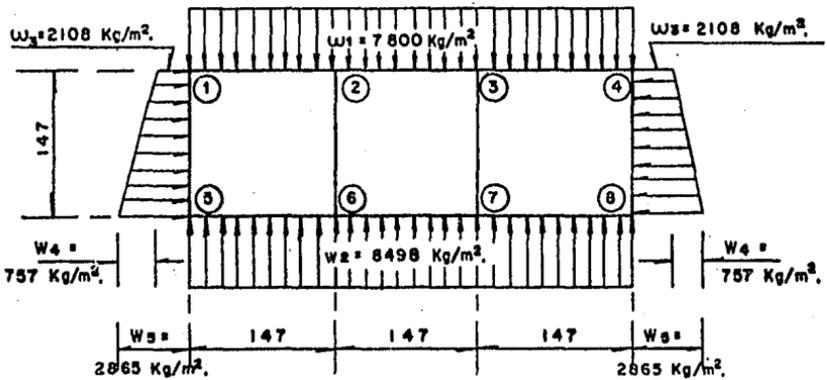


FIG. III. 7.— DIAGRAMA DE PRESIONES DEL CONDUCTO VACIO

$$M_{1-5} = M_{4-8} = \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{w_4 L^2}{30}$$

$$= \frac{2108(1.47)^2}{12} + \frac{757(1.47)^2}{30} = 434.1 \text{ Kg-M}$$

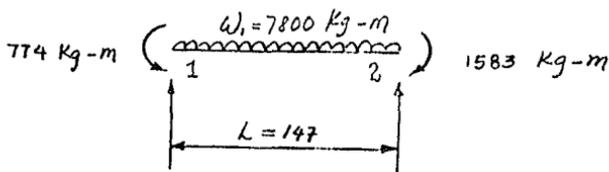
$$M_{5-1} = M_{8-4} = \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{w_4 L^2}{20}$$

$$= 379.6 + \frac{757(1.47)^2}{20} = 461.4 \text{ Kg-M}$$

Con estos factores de distribución y momentos de empotramiento, puede resolverse el marco rígido por el método de H. Cross (véase la tabla' de cálculo correspondiente!).

d) Cálculo de fuerzas cortantes y momentos flexionantes.

BARRA 1-2 = BARRA 4-3, BARRA 2-1 = BARRA 3-4



Cortantes a los ejes

$$V_{1\text{sost.}} = \frac{w_1 L}{2} = \frac{7800(1.47)}{2} = 5,733 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper.}} = \frac{M_{21} - M_{12}}{L} = \frac{1583 - 774}{1.47} = 550.3 \text{ Kg.}$$

$$V_{1-2_e} = V_{4-3_e} = 5733 - 550.3 = 5,182.7 \text{ Kg.}$$

CALCULOS DE MOMENTOS FINALES METODO H. CROSS

NUDO	1		2			3			4		5		
	1-5	1-2	2-1	2-6	2-3	3-2	3-7	3-4	4-3	4-8	5-1	5-6	6-5
F.D.	0.5	0.5	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.5	0.5	0.5	0.5	0.33
M.C.P.	-434.1	+1404.5	-1404.5	0	+1404.5	-1404.5	0	+1404.5	-1404.5	+434.1	+461.4	-1530.3	+1530.3
M.D.	-485.2	-485.2	0	0	0	0	0	0	+485.2	+485.2	+534.5	+534.5	0
M.E.	+267.2	0	-242.6	0	0	0	0	+242.6	0	-267.2	-242.6	0	+267.2
M.D.	-133.6	-133.6	+80.8	+81.0	+80.8	-80.8	-81.0	-80.8	+133.6	+133.6	+121.3	+121.3	-89.0
M.E.	+60.6	+40.4	-66.8	-44.6	-40.4	+40.4	+44.6	+66.8	-40.4	-60.7	-65.8	-44.5	+60.6
M.D.	-50.5	-50.5	+50.6	+50.6	+50.6	-50.6	-50.6	-50.6	+50.5	+50.5	+55.6	+55.6	-48.5
M.E.	+27.8	+25.3	-25.2	-24.3	-25.3	+25.3	+24.3	+25.3	-25.3	-27.8	-25.2	-24.2	+27.8
M.D.	-26.6	-25.6	+25.0	+24.8	+25.0	-25.0	-24.9	-25.0	+25.6	+25.6	+24.7	+24.7	-25.8
M.E.	+12.3	+12.5	+13.3	+12.9	-12.5	+12.5	+12.9	+13.3	-12.5	-12.9	-13.3	-12.9	+12.3
M.D.	-12.4	-12.4	+12.9	+12.9	+12.9	-12.9	-12.9	-12.9	+12.7	+12.7	+13.1	+13.1	-12.5
M.E.	+6.6	+6.2	+6.2	+6.3	+6.4	+6.4	+6.4	+6.4	-6.4	-6.6	-6.2	-6.2	+6.6
M.D.	-6.4	-6.4	+6.3	+6.3	+6.3	-6.4	-6.4	-6.4	+6.4	+6.4	+6.4	+6.4	-6.4
M.E.	+3.2	+3.2	+3.2	-3.2	-3.2	+3.2	+3.2	+3.2	-3.2	-3.2	-3.2	-3.2	+3.2
	-3.2	-3.2	+3.2	+3.2	+3.2	-3.2	-3.2	-3.2	+3.2	+3.2	+3.2	+3.2	-3.2
M F	-774.3	774.2	-1583	+87.5	1495.5	-1495.6	-87.6	+1583.2	-774.1	+774.3	+862.9	-862.5	+1722.6
M F	-774	+774	-1583	+88	+1495	-1495	-88	+1583	-774	+774	+863	-863	+1723

CALCULOS DE MOMENTOS FINALES METODO H. CROSS

3		4		5		6			7			8	
3-7	3-4	4-3	4-8	5-1	5-6	6-5	6-2	6-7	7-6	7-3	7-8	8-7	8-4
0.33	0.33	0.5	0.5	0.5	0.5	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.5	0.5
0	+140.5	-140.5	+434.1	+461.4	-1530.3	+1530.3	0	-1530.3	+1530.3	0	-1530.3	+1530.3	-461.4
0	0	+485.2	+485.2	+534.5	+534.5	0	0	0	0	0	0	-534.5	-534.5
0	+242.6	0	-257.2	-242.6	0	+267.2	0	0	0	0	0	-267.2	0
-81.0	-80.8	+133.6	+133.6	+121.3	+121.3	-89.0	-89.2	-89.0	+89.0	+89.2	+89.0	-121.3	-121.3
+44.6	+66.8	-40.4	-60.7	-65.8	-44.5	+60.6	+40.5	+44.5	-44.5	-60.5	+60.6	+44.5	+66.8
-50.0	-50.6	+50.5	+50.5	+55.6	+55.6	-48.5	-48.6	-48.5	+48.5	+48.6	+48.5	-55.6	-55.6
+24.3	+25.3	-25.3	-27.8	-25.2	-24.2	+27.8	+25.3	+24.2	-24.2	-25.3	-27.8	+24.2	+25.3
-24.9	-25.0	+25.0	+26.6	+24.7	+24.7	-25.8	-25.7	-25.8	+25.8	+25.7	+25.8	-24.7	-24.7
+12.9	+13.3	-12.5	-12.9	-13.3	-12.9	+12.3	+12.4	+12.9	-12.9	-12.5	-12.9	+12.9	+13.3
-12.9	-12.9	+12.7	+12.7	+13.1	+13.1	-12.5	-12.6	-12.5	+12.8	+12.7	+12.8	-13.1	-13.1
+6.4	+6.4	-6.4	-6.6	-6.2	-6.2	+6.6	+6.4	+6.4	-6.2	-6.4	-6.6	+6.4	+6.4
-6.4	-6.4	+6.4	+6.4	+6.4	+6.4	-6.4	-6.6	-6.4	+6.4	+6.4	+6.4	-6.4	-6.4
+3.2	+3.2	-3.2	-3.2	-3.2	-3.2	+3.2	+3.2	+3.2	-3.2	-3.2	-3.2	+3.2	+3.2
-3.2	-3.2	+3.2	+3.2	+3.2	+3.2	-3.2	-3.2	+3.2	+3.2	+3.2	+3.2	-3.2	-3.2
-87.6	+1583	-774.1	+774.3	+862.9	-862.5	+1722.6	-98.1	-1624.5	1625	+97.9	-1722.9	+862.7	-862.6
-88	+1583	-774	+774	+863	-863	+1723	-98	-1625	1625	+98	-1723	+863	-863

$$V_{2-1_e} = V_{3-4_e} = 5\,733 + 550.3 = 6,283.3 \text{ Kg.}$$

Contantes al cartel

$$V_{1-2_c} = V_{4-3_c} = 5,182.7 - 7,800(0.275) = 3,037.7 \text{ Kg.}$$

$$V_{2-1_c} = V_{3-4_c} = 6,283.3 - 2,145 = 4,138.3 \text{ Kg.}$$

Momentos a los paños

$$M_{1-2_p} = M_{4-3_p} = 5,182.7(0.125) - \frac{7800(0.125)^2}{2} - 774 = -187.1 \text{ Kg-M}$$

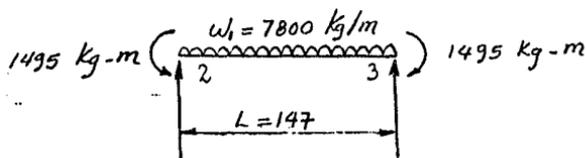
$$M_{2-1_p} = M_{3-4_p} = 5,182.7(1.345) - \frac{7800(1.345)^2}{2} - 774 = -858.46 \text{ Kg-M}$$

Momento Positivo (Se presenta cuando el contante es nulo)

$$V_{1-2} - w_1(X) = 0; \quad X = \frac{V_{1-2}}{w_1} = \frac{5,182.7}{7,800} = 0.664 \text{ m}$$

$$M_{(+) } = 5,182.7(0.664) - \frac{7800(0.664)^2}{2} - 774 = 947.8 \text{ Kg-M}$$

BARRA 2-3 = BARRA 3-2



Contantes a los ejes

$$V_{2-3_e} = V_{3-2_e} = \frac{w_1 L}{2} = \frac{1\,495 - 1\,495}{1.47}$$

$$V_{2-3_e} = V_{3-2_e} = \frac{7800(1.47)}{2} = 5,733 \text{ Kg.}$$

Contantes al cartel

$$V_{2-3_c} = V_{3-2_c} = 5,733 - 7,800(0.275) = 3,588 \text{ Kg.}$$

En ambos casos el corte hiperestático es nulo.

Momentos a los paños

$$M_{2-3_p} = M_{3-2_p} = 5,733(0.125) - \frac{7800(0.125)^2}{2} - 1,495 = -839.3 \text{ Kg-M}$$

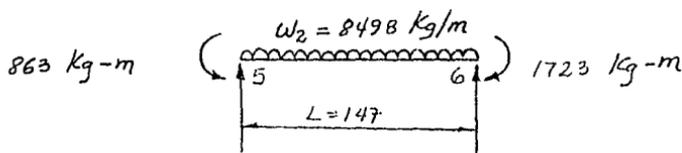
Momento Positivo (Cuando el cortante es nulo)

$$V_{2-3} = w_1(X); \quad X = \frac{V_{2-3}}{w_1}$$

$$X = \frac{5,733}{7,800} = 0.735 \text{ m}$$

$$M(+)= 5,733(0.735) - \frac{7,800(0.735)^2}{2} - 1,495 = 611.8 \text{ Kg-M}$$

BARRA 8-7 = BARRA 5-6 , BARRA 7-8 = BARRA 6-5



Contantes a los ejes

$$V_{isost.} = \frac{w_2 L}{2} = \frac{8,498(1.47)}{2} = 6,246 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper.} = \frac{M_{7-8} - M_{8-7}}{L} = \frac{1723 - 863}{1.47} = 585 \text{ Kg.}$$

$$V_{8-7_c} = V_{5-6_e} = 6,246 - 585 = 5,661 \text{ Kg.}$$

$$V_{7-8_e} = V_{6-5_e} = 6,246 + 585 = 6,831 \text{ Kg.}$$

Contantes al cartel

$$V_{8-7_c} = V_{5-6_c} = 5,661 - 8,498(0.275) = 3,324 \text{ Kg.}$$

$$V_{7-8_c} = V_{6-5_c} = 6,831 - 8,498(0.275) = 4,494 \text{ Kg.}$$

Momentos a los paños

$$M_{8-7_p} = M_{5-6_p} = 5,661(0.125) - \frac{8,498(0.125)^2}{2} - 863 = -221.8 \text{ Kg-M}$$

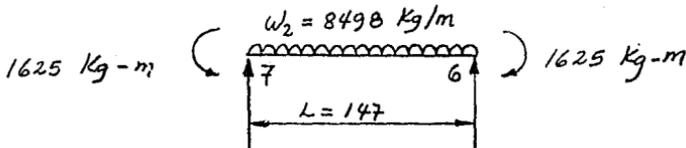
$$M_{7-8_p} = M_{6-5_p} = 5,661(1.345) - \frac{8,498(1.345)^2}{2} - 863 = -935.5 \text{ Kg-M}$$

Momento Positivo (cuando el cortante es nulo)

$$X (W_2) = V_{8-7}; \quad X = \frac{5,661}{8,498} = 0.666 \text{ M}$$

$$M (+) = 5,661(0.666) - \frac{8,498(0.666)^2}{2} - 863 = 1,022.5 \text{ Kg-M}$$

$$\underline{\text{BARRA 7-6}} = \underline{\text{BARRA 6-7}}$$

Cortantes a los ejes

$$V_{7-6_e} = V_{6-7_e} = \frac{w_2 L}{2} = \frac{8,498(1.47)}{2} = 6,246 \text{ Kg.}$$

Cortantes al cartel

$$V_{7-6_c} = V_{6-7_c} = 6,246 - 8,498(0.275) = 3,909 \text{ Kg.}$$

En ambos casos el corte hiperestático es nulo

Momentos a los paños

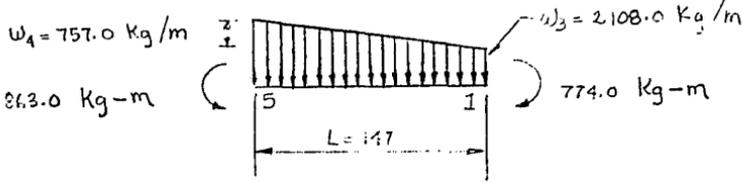
$$M_{7-6_p} = M_{6-7_p} = 6,246(0.125) - \frac{8,498(0.125)^2}{2} - 1,625 = -910.6 \text{ Kg-M}$$

Momento Positivo

$$V_{7-6} = XW_2; \quad X = \frac{V_{7-6}}{w_2} = \frac{6,246}{8,498} = 0.735 \text{ M}$$

$$M(1) = 6,246(0.735) - \frac{8,498(0.735)^2}{2} - 1,625 = 670.4 \text{ Kg-M}$$

BARRA 1-5 = BARRA 4-8 , BARRA 5-1 = BARRA 8-4



Constante a los ejes :

$$V_{1-5} = V_{5-1} \text{ (hiperestático)} = \frac{863 - 774}{2} = 60.5 \text{ Kg.}$$

$$V_{1-5} \text{ isostático} = \frac{w_3 L}{2} + \frac{w_4 L}{6} = \frac{2,108(1.47)}{2} + \frac{757(1.47)}{6} = 1,734.8 \text{ Kg.}$$

$$V_{5-1} \text{ isostático} = \frac{w_3 L}{2} + \frac{w_4 L}{3} = \frac{2,108(1.47)}{2} + \frac{757(1.47)}{3} = 1,920.3 \text{ Kg.}$$

$$V_{1-5_e} = 1,734.8 - 60.5 = 1,674.3 \text{ Kg.}$$

$$V_{5-1_e} = 1,920.3 + 60.5 = 1,980.8 \text{ Kg.}$$

Constantes al cartel

$$V = R_1 - w_3(x) - \frac{w_4(x)^2}{2L}$$

$$V_{1-5_c} = 1,674.3 - 2,108(0.275) - \frac{757(0.275)^2}{2(1.47)} = 1,075.1 \text{ Kg.}$$

$$V_{5-1_c} = 1,674.3 - 2,108(1.195) - \frac{757(1.195)^2}{2(1.47)} = -1,212.5 \text{ Kg.}$$

Momentos al Paño :

$$M_p = V_{1-5}(x) - \frac{w_3 x^2}{2} - \frac{w_4(x)^3}{6L} - 774$$

$$M_{1-5_p} = 1,674.3(0.125) - \frac{2,108(0.125)^2}{2} - \frac{757(0.125)^3}{6(1.47)} - 774 = -581.3 \text{ Kg-M}$$

$$M_{5-1}^p = 1674.3(1.345) - \frac{2,108(1.345)^3}{2} - \frac{757(1.345)^3}{6(1.47)} - 774 = -637.6 \text{ Kg-M}$$

Momento Positivo

El momento positivo se presenta cuando el cortante vale cero (punto de inflexión).

Para calcular el punto donde el cortante es nulo se aplica la siguiente expresión:

$$X_{1-5} = \frac{-W_3 \pm \sqrt{W_3^2 + \frac{2V_{1-5}(W_4)}{L}}}{\frac{W_4}{L}}$$

$$X_{1-5} = \frac{-2108 \pm \sqrt{(2,108)^2 + (2) \cdot \frac{1674.3(1.757)}{1.47}}}{757/1.47}$$

$$X_{1-5} = 0.729 \text{ m}$$

$$M(+)= V_{1-5}(X) \frac{W_3(X)^2}{2} - \frac{W_4(X)^3}{6L} - M_{1-5}$$

$$M(+)= 1674.3(0.729) - \frac{2,108(0.729)^2}{2} - \frac{757(0.729)^3}{6(1.47)} - 774$$

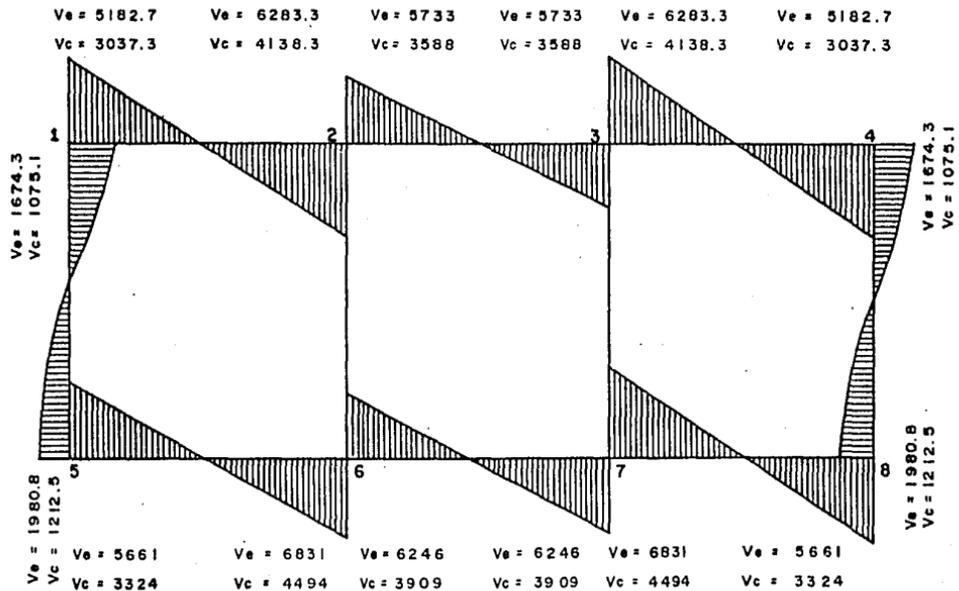
$$M(+)= -146.8 \text{ Kg-M}$$

No se presenta momento positivo en las barras 1-5 y 4-8

Con los cortantes y momentos calculados se obtienen los diagramas correspondientes.

e) Diseño de los conductos

El diseño estructural de los conductos de la obra de toma se hará conforme a la teoría de diseño elástico



V_e = CORTANTE AL EJE EN KILOGRAMOS.

V_c = CORTANTE AL CARTEL EN KILOGRAMOS.

DIAGRAMA DE CORTANTES

CONSTANTES DE CALCULO

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fs = 0.5 \quad fy = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fc = 0.4 \quad f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Ec = 15000 \sqrt{f'c} = 237170.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Es = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = 8.43$$

$$K = \frac{n}{n + \frac{fs}{fc}} = 0.297$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 0.901$$

$$R = \frac{1}{2} \quad fc \quad Kj = 13.38 ; \quad \alpha = \frac{1}{R} = 0.273$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}} \quad (\text{peralte en función del momento})$$

$$d = \frac{V}{v \text{ perm } b} \quad (\text{peralte en función del constante})$$

$$v \text{ perm} = 0.292 \sqrt{f'c} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

Adherencia:

$$\mu \text{ perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} \quad (\text{barras superiores})$$

$$\mu \text{ perm} = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{D} \quad (\text{barras no superiores})$$

El peralte se calcula con el máximo valor del momento ó con el constante máximo al paño.

Elementos mecánicos máximos

$M_{(+)} = 1022.5 \text{ Kg-m}$ momento positivo
 $M_{(-)} = -935.5 \text{ Kg-m}$ momento negativo
 $V_c = 4494 \text{ Kg}$ Constante al cartel

Penalite por flexión

$$dM = \infty \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.273 \sqrt{\frac{102250}{100}} = 8.73 \text{ Cm}$$

Penalite por constante

$$dV = \frac{V}{v \text{ perm } b} = \frac{4,494}{4.62 (100)} = 9.73 \text{ Cm}$$

Se adopta

$$d = 20 \text{ Cm}$$

$$n = 5 \text{ Cm}$$

$$h = 25 \text{ Cm}$$

Acero principal de refuerzo

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

$$A_{s(-)} = \frac{93550}{2000(0.901)20} = 2.60 \text{ Cm}^2 \text{ (cara exterior)}$$

$$A_{s(+)} = \frac{102250}{2000(0.901)20} = 2.84 \text{ Cm}^2 \text{ (cara interior)}$$

Acero por temperatura

$$A_{st} = 0.0015 b h$$

$$A_{st} = 0.0015 (100) 30 = 4.5 \text{ Cm}^2 > 2.84 \text{ Cm}^2$$

Por regir el acero por temperatura sobre el refuerzo principal, se propone el siguiente armado:

Varillas 1/2" Ø a cada 25 Cm

Revisión:

$$A_s = \frac{100 A_s}{s} = \frac{100 (1.27)}{25} = 5.08 \text{ Cm}^2 > 4.5 \text{ Cm}^2$$

Adherencia:

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.27} = 28.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Sigma_o = \frac{100}{s} (P_o) = \frac{100 (3.99)}{25} = 15.96 \text{ Cm}$$

$$\mu_{calc} = \frac{V}{\Sigma_o (j) d} = \frac{4494}{15.96(0.901)20} = 15.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$15.63 \text{ Kg/cm}^2 < 28.63 \text{ Kg/cm}^2 : \text{ bien}$$

Revisión por cortante:

$$V_{perm} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{calc} = \frac{V}{b d} = \frac{4494}{100 (20)} = 2.25 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 : \text{ bien}$$

Acero adicional en los carteles.- se proporcionará por temperatura, es decir, con bastones formados con varillas de 1/2" Ø a cada 25 cm.

Refuerzo Final en los Conductos:

Anillos interiores Vars 1/2" Ø a 25

Anillos exteriores Vars 1/2" Ø a 25

Refuerzo longitudinal Vars 1/2" Ø a 25

Bastones en carteles Vars 1/2" Ø a 25

Colóquese el armado tal como se muestra en el croquis de la figura 333.8

B) Transición de salida

Debido a que el talud es variable de vertical a 1.5:1, se analizarán dos secciones una vertical y otra con talud 0.75:1. Se considerará una sobrecarga de 0.61 metro por carga viva.

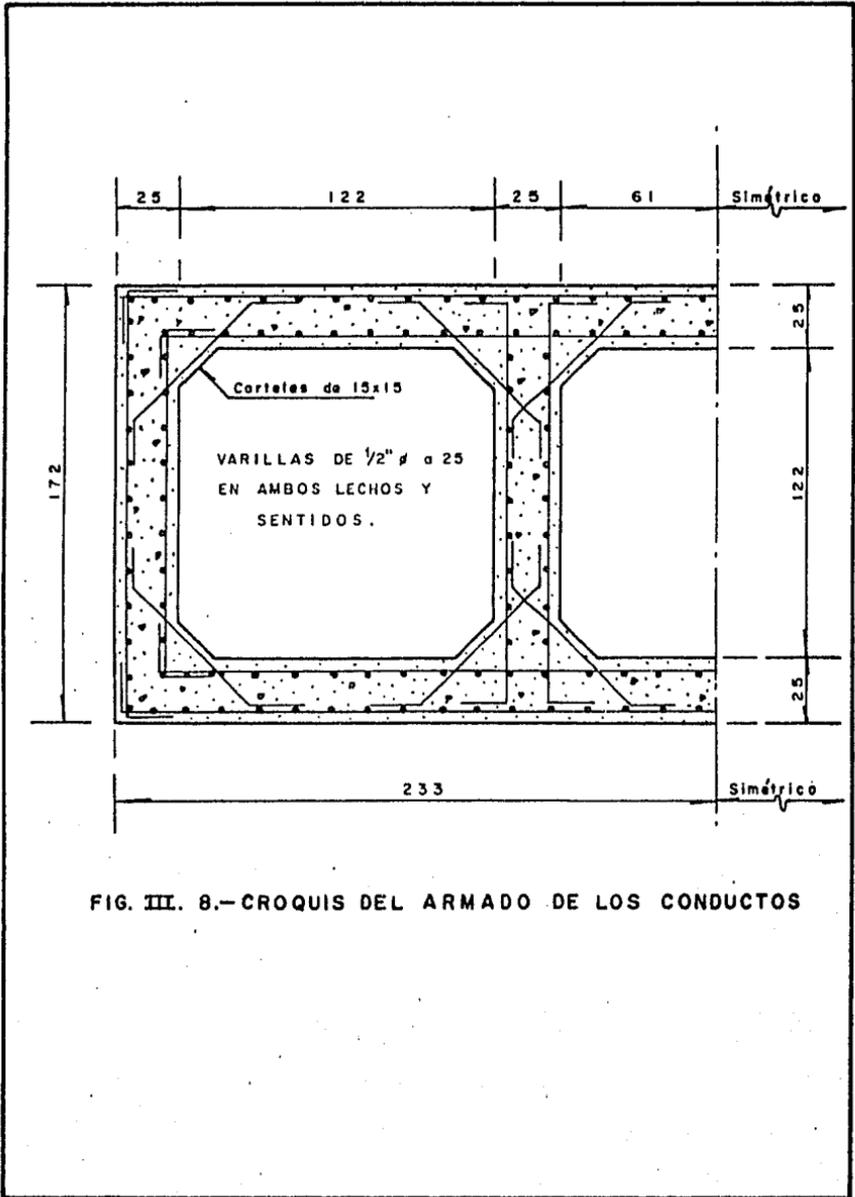


FIG. III. 8.-CROQUIS DEL ARMADO DE LOS CONDUCTOS

El análisis de esta estructura se considerará como muro de sostenimiento, aplicando la Teoría de Rankine para el caso de empuje de tierras.

Haciendo referencia a la figura 111.9 se tiene:

Sección Vertical

Para calcular el coeficiente de empuje K_0 en muros verticales.

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\theta = \arctan \frac{1}{1.5} = 33.69^\circ$$

$$K_0 = \frac{\cos^2(\theta + \alpha)}{\cos^3 \alpha \left(1 + \frac{\sin \theta}{\cos \alpha}\right)^2} = \frac{\cos^2(33.69)}{\cos^3 0^\circ \left(1 + \frac{\sin 33.69}{\cos 0^\circ}\right)^2}$$

$$K_0 = \frac{0.6923}{2.417} = 0.286 \quad (K_0 = \frac{1 - \sin 33.69}{1 + \sin 33.69})$$

$$H = 2.35 \text{ m}$$

$$h' = 0.60 \text{ m}$$

$$\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$E = \frac{1}{2} K_0 \gamma H (H + 2h')$$

$$E = 0.5 (0.286) 1800 (2.35) (2.35 + 1.22) = 2159.5 \text{ Kg.}$$

$$y = \frac{H^2 + 3Hh'}{3(H + 2h')}$$

$$y = \frac{(2.35)^2 + 3(2.35)(0.61)}{3(2.35 + 1.22)} = 0.92 \text{ m.}$$

$$M = E y = 2159.5 (0.92) = 1986.7 \text{ Kg. - m}$$

Diseño de muros :

Peralte por flexión : $d = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$

$$d_M = 0.273 \sqrt{\frac{198670}{100}} = 12.16 \text{ Cm.}$$

Peralte por cortante : $d = \frac{V}{v_{perm} b}$

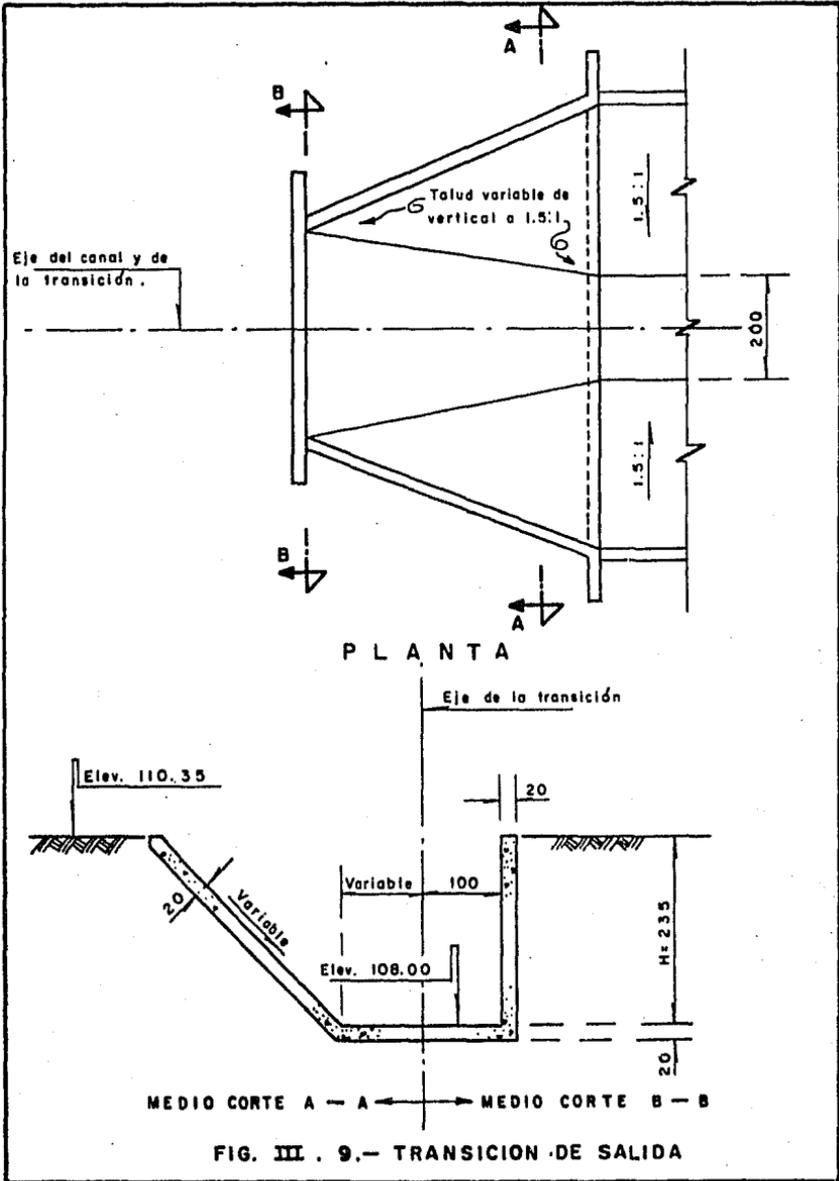


FIG. III . 9.- TRANSICION DE SALIDA

$$d_v = \frac{2\,159.5}{4.62 (100)} = 4.67 \text{ Cm.}$$

Se adopta:

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

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

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

Acero de refuerzo principal

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot d} = \frac{198670}{2000(0.901) 15} = 7.35 \text{ Cm}^2$$

Se proponen Vars 3/4 a cada 35 Cm.

$$A_s = \frac{100 (as)}{s} = \frac{100 (2.87)}{35} = 8.2 \text{ Cm}^2 > 7.35 \text{ Cm}^2$$

NOTA: Por ser pequeña la altura del muro (2.35 M) no es necesario reducir a la mitad de la misma, el acero de refuerzo principal, por lo tanto se prolongará hasta la parte superior.

Acero por temperatura :

$$A_{st} = 0.0015 (100) 20 = 3.0 \text{ Cm}^2$$

Se colocarán varillas de 1/2" \emptyset a cada 25 cm.

$$Sep = \frac{as (100)}{As} = \frac{127}{3} = 42.3 \text{ Cm} > 25 \text{ Cm.}$$

Revisión por adherencia

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.905} = 19.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sum_o = \frac{100}{s} (P_o) = \frac{100 (6.0)}{35} = 17.14 \text{ Cm.}$$

$$\mu_{calc} = \frac{V}{\sum_o \cdot d} = \frac{2\,159.5}{17.14(0.901)15} = 9.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$9.32 \text{ Kg/cm}^2 < 19.09 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

Revisión por constante :

$$V_{perm} = 0.292 \sqrt{f'c} = 0.292 \sqrt{250} = 4.62 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$V_{calc} = \frac{V}{b d} = \frac{2159.5}{100 (175)} = 1.44 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$1.44 \text{ Kg/Cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/Cm}^2 \quad \therefore \quad \text{bien}$$

El croquis final de refuerzo se ilustra en la figura 999.10 (medio corte sección vertical)

Sección inclinada (A la mitad de la transición)

$$\text{En este caso } \alpha = \text{ang tan } \frac{1}{0.75} = 53.130102^\circ$$

$$K_c = \frac{\cos^2 (33.69 + 53.130102)}{\cos^3 53.13 (1 + \frac{\text{sen } 33.69}{\cos 53.13})} = 0.0074$$

$$H = 2.35 \text{ M}, \quad h' = 0.61 \text{ M}$$

$$E = 0.5 K_o \theta^1 H (H + 2 h')$$

$$E = 0.5 (0.0074) 1800 (2.35) (2.35 + 1.22) = 55.87 \text{ Kg}$$

$$y = \frac{H^2 + 3 H h'}{3 (H + 2 h')}$$

$$y = \frac{(2.35)^2 + 3 (2.35) 0.61}{3 (2.35 + 1.22)} = 0.92 \text{ M}$$

$$M = E_y = 55.87 (0.92) = 51.4 \text{ Kg - M}$$

Por existir en esta sección, solicitaciones muy pequeñas, se adoptará el armado obtenido para la sección vertical a todo lo largo de la transición (L = 6 metros), es decir, acero principal con varillas de 3/4" Ø a cada 35 cm y varillas de 1/2" Ø a cada 25 cm (acero de temperatura). El armado se colocará tal como se muestra en la figura 999.10.

C) Flujo de cabeza a la salida de los conductos

Haciendo referencia a la figura 199.11

$$E = 0.143 (1800) 1.18 (1.18 + 1.22) = 729 \text{ Kg}$$

$$y = \frac{(1.18)^2 + 3 (1.18) (0.61)}{3 (1.18 + 1.22)} = 0.49 \text{ M}$$

$$M = Ey = 729 (0.49) = 357.2 \text{ Kg} - \text{M}$$

Penalte por flexión :

$$d_M = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.273 \sqrt{\frac{35720}{100}} = 5.16 \text{ Cm}^2$$

Penalte por cortante :

$$d_v = \frac{V}{v_{perm} b} = \frac{729}{4.62 (100)} = 1.58 \text{ Cm}^2$$

Se adopta $d = 25 \text{ cm}$; $r = 5 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$

Acero de refuerzo principal

$$A_s = \frac{35720}{2000(0.901) 25} = 0.79 \text{ Cm}^2$$

Acero por temperatura :

$$A_{st} = 0.0015 (100) 30 = 4.5 \text{ Cm}^2$$

Se colocarán varas 1/2" \emptyset a cada 25 cm

$$s = \frac{as (100)}{A} = \frac{127}{4.5} = 28.22 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \therefore \text{bién}$$

Revisión por adherencia

$$U_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.27} = 28.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sum_0 = \frac{100 P_0}{s} = \frac{100 (3.99)}{25} = 15.96 \text{ cm}$$

$$\mu_{calc} = \frac{V}{\sum_0 \cdot d} = \frac{729}{15.96 (0.901) 25} = 2.03 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2.03 \text{ Kg/cm}^2 < 28.63 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

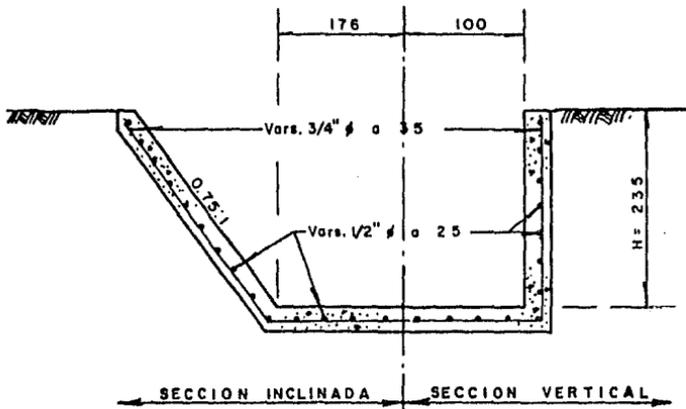


FIG. III. 10.- REFUERZO EN TRANSICION DE SALIDA

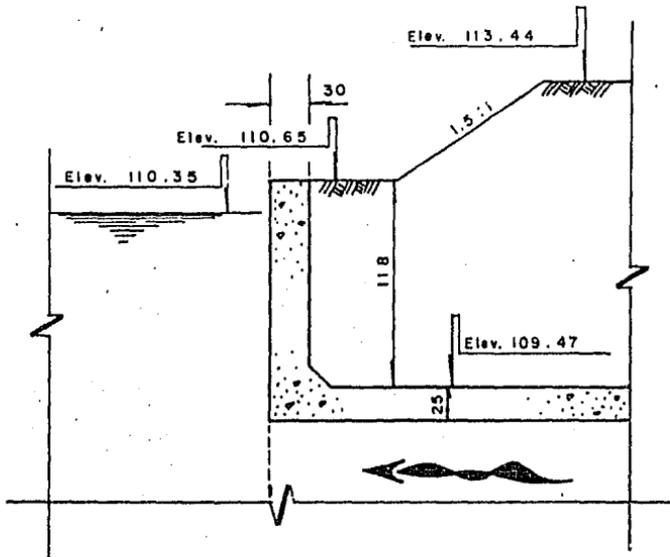


FIG. III. 11.- MURO DE CABEZA A LA SALIDA DE CONDUCTOS

Revisión por constante

$$V_{perm} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{calc} = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{729}{100 \cdot 1251} = 0.292 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.292 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \quad \text{bién}$$

El armado del muro de cabeza se muestra en la figura 337.12

D) Muro de cabeza y ménsula a la entrada de los conductos

Con base en las características de la obra de toma y de acuerdo a la clasificación de planos tipo de la S.A.R.H., para compuertas y mecanismos, se propone lo siguiente :

- Compuerta deslizante de (1.22×1.22) m (plano tipo TM-C-109)
peso propio = 280 Kg
- Vástago de $2 \frac{1}{4}$ " Ø (0.0572 M), peso propio = 29 Kg/m

El mecanismo elevador deberá tener una capacidad regida por las siguientes fuerzas :

$$\sum F_v = E_a + W_{comp} + W_{vástago}$$

$$E = W \cdot h \cdot A \quad (\text{Hágase referencia a la figura 337.13})$$

$$E = 1000 (3.333) (1.22)^2 = 4956 \text{ Kg}$$

Considerando un coeficiente de 0.35

$$E_a = 0.35 (4956) = 1735 \text{ Kg}$$

Longitud del vástago :

$$L = (113.44 - 111.94) + 3.33 + 1.00 = 5.83 \text{ M}$$

$$\text{Longitud de la rosca} = L_r = 1.22 \text{ M}$$

$$\text{Longitud del vástago sin rosca } L_z = L - L_r = 4.61 \text{ M}$$

$$\text{Diámetro supuesto del vástago} = 0.0572 \text{ M} (29 \text{ Kg/m})$$

$$W_{vástago} = 5.83 (29) = 169 \text{ Kg}$$

$$F_v = 1735 + 280 + 169 = 2184 \text{ Kg}$$

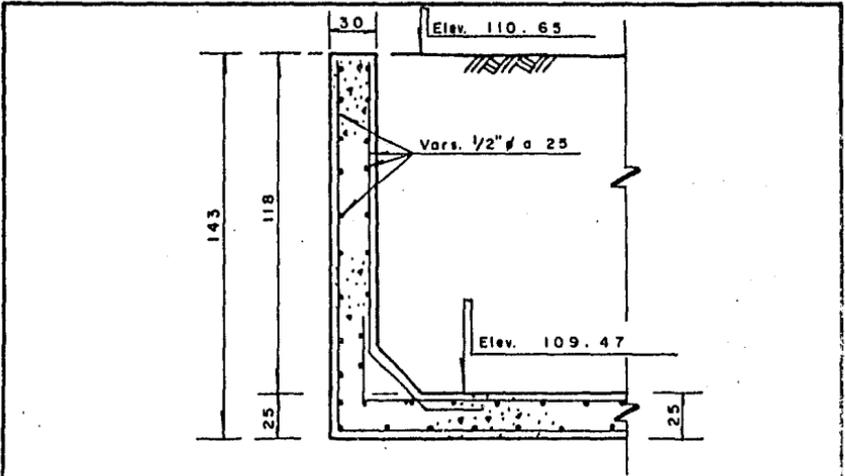


FIG. III. 12.—ARMADO DEL MURO DE CABEZA A LA SALIDA DE LOS CONDUCTOS

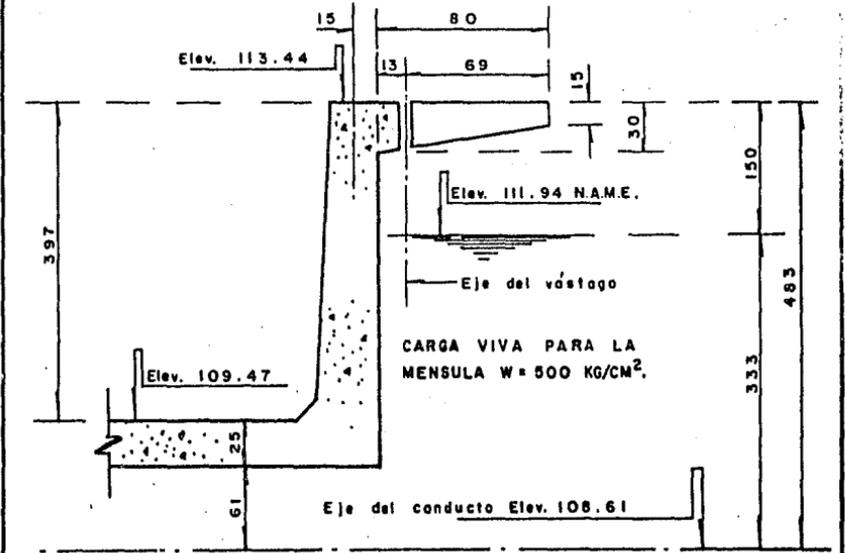


FIG. III. 13.— MURO DE CABEZA Y MENSULA A LA ENTRADA DE LOS CONDUCTOS

El mecanismo elevador será de acuerdo al plano TM - C - 123 cuya capacidad es de 2 460 Kg > 2 184 Kg.

Radio de giro para el vástago de 2 ¼" Ø

$$r = \frac{D}{4} = 1.43 \text{ Cm.}$$

K = 0.80 (condición de apoyo)

$$\frac{K L}{r} \leq 200 \quad \therefore \quad L \leq \frac{200 r}{K} = \frac{200 (1.43)}{0.80} = 358 \text{ Cm}$$

Se adopta L = 200 Cm entre apoyos

Usese rosca ACME sencilla, de 3 hilos por pulgada.

Diseño de la ménsula

Carga viva considerada : 500 Kg/cm²

Peso del mecanismo : 7 000 Kg (peso total)

Peso del barandal : 50 Kg/m

Peso propio de la ménsula :

$$P_m = (0.30 + 0.75) 0.5 (2 400) = 540 \text{ Kg/m}$$

Peso Total :

$$P_t = 500 (1.0) + 7 000 + 50 + 540 = 8 090 \text{ Kg.}$$

Momento al eje del muro

$$M = \frac{500 (1.00)^2}{2} + 7 000 (0.13 + 0.15) + 50 (0.85) + 540 (0.267 + 0.15) = 2 478 \text{ Kg - M}$$

Peralte por momento : $d_M = \propto \sqrt{\frac{M}{b}}$

$$d_M = 0.273 \sqrt{\frac{247 800}{100}} = 13.59 \text{ Cm}$$

Peralte por constante

$$d_V = \frac{V}{V_{perm} b} = \frac{8 090}{4.62 (100)} = 17.51 \text{ Cm}$$

Se adopta :

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$n = 5 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

Acero de refuerzo principal :

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{247\,800}{2000 (0.901) 25} = 5.50 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas $1/2'' \emptyset$ a cada 20 cm ($A_s = 6.35 \text{ cm}^2$)

$$s = \frac{a_s (100)}{A_s} = \frac{1.27 (100)}{5.50} = 23 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \therefore \text{ bien}$$

Acero por temperatura

$$A_{st} = 0.0015 (100) 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas de $1/2'' \emptyset$ a cada 20 cm.

NOTA: El refuerzo en el muro vertical estará de acuerdo con el cálculo de la estructura de limpia que se analizará en su caso.

E) Canal de llamada.- Para referencia de los cortes, dimensiones, elevaciones y estaciones, véase plano general de la estructura de Limpia Margen Derecha. (Plano No. 3)

a) Diseño de muros y losa según corte D-D (Fig. 333.14)

Se analiza como más desfavorable la estructura vacía

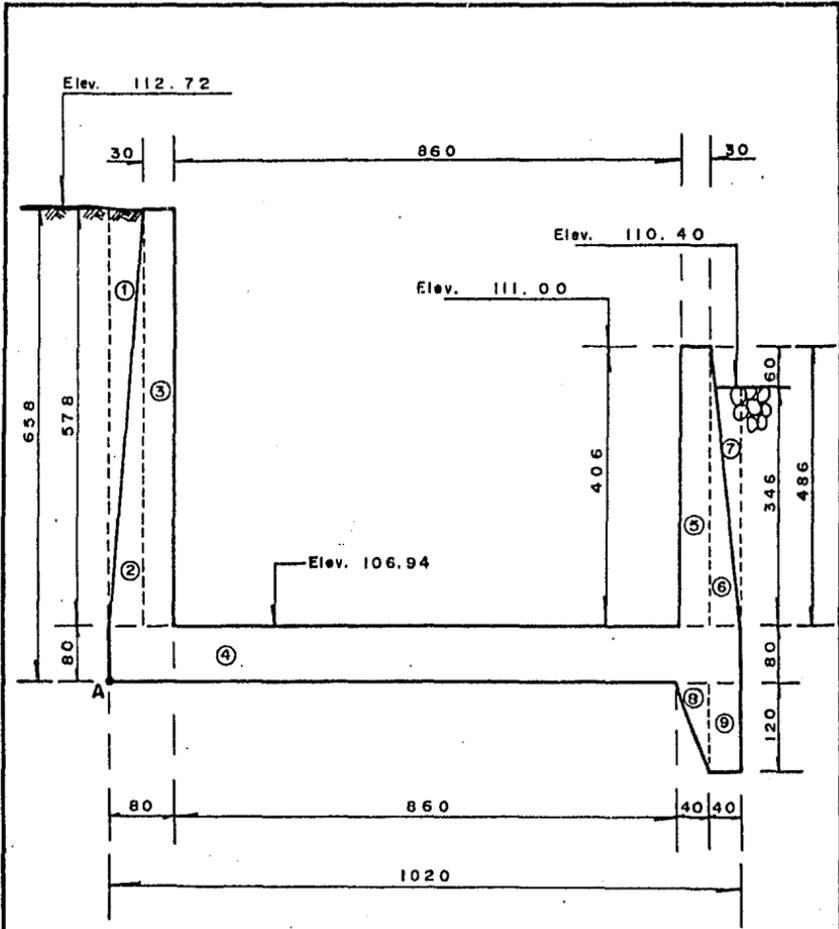


FIG. III. 14 SECCION TRANSVERSAL DEL CANAL DE LLAMADA CORTE D - D

Determinación del momento respecto al punto "A" por efecto de fuerzas verticales:

ZONA	AREA (M ²)	PESO VOL. (Ton/m ³)	PESO/M (Ton)	BRAZO (M)	MOMENTO (Ton - M)
1	1.445	1.8	2.6010	0.1667	0.4335
2	1.445	2.4	3.4680	0.3333	1.1560
3	1.734	2.4	4.1616	0.6500	2.7050
4	8.160	2.4	19.5840	5.1000	99.8784
5	1.218	2.4	2.9232	9.5500	27.9166
6	1.015	2.4	2.4360	9.8667	24.0352
7	0.737	2.2	1.6218	10.0580	16.3117
8	0.240	2.4	0.5760	9.6667	5.5680
9	0.480	2.4	1.1520	10.0000	11.5200
Σ			38.5236		189.5244

Momentos en los muros respecto a "A" por efecto de fuerzas horizontales.

1.- Muro izquierdo

$$E = 0.50 \times 0.286 \times 1.800 \times 6.58^2 = 11.144 \text{ Ton.}$$

$$y = 6.58 \div 3 = 2.193 \text{ M}$$

$$M = 11.144 \times 2.193 = 24.444 \text{ Ton - M}$$

1.- Muro derecho

$$E = 0.50 \times 0.172 \times 2.200 \times 4.26^2 = 3.434 \text{ Ton.}$$

$$y = 4.26 \div 3 = 1.420 \text{ M}$$

$$M = 3.434 \times 1.420 = 4.875 \text{ Ton - M}$$

Resumen: $\Sigma V = 38.5236 \text{ Ton}$

$$\Sigma M = 209.0934 \text{ Ton - M}$$

Cálculo de la excentricidad

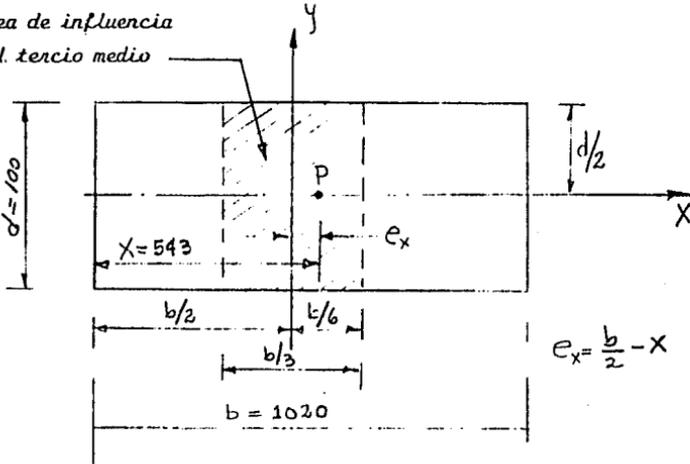
$$X = \frac{209.0934}{38.5236} = 5.43 \text{ M}$$

$$e = 0.20 \times 0.5 - 5.43 = - 0.33 \text{ M}$$

$$e_{perm} = \frac{10.20}{6} = 1.70 > 0.33 \text{ M} ; \text{ la resultante si cae dentro del tercio medio.}$$

El valor negativo de la excentricidad nos indica que la fatiga máxima - está del lado derecho del eje de la losa.

Area de influencia
del tercio medio



De acuerdo a la fórmula general de la escuadría:

$$F = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x Y}{I_x} \pm \frac{M_y X}{I_y}$$

Con la carga P está en la posición cero respecto al eje Y , la segunda - expresión de la escuadría se anula en este caso.

$$X = b/2, \quad A = bd, \quad M_y = P e_x, \quad I_y = \frac{b h^3}{12} = \frac{d b^3}{12}$$

$$f = \frac{P}{bd} \pm \frac{P e b}{2} \cdot \frac{12}{d b^3}$$

Como se analiza una franja de 1 M, $d = 1$

$$F = \frac{P}{b} \pm \frac{6 P e}{b^2}$$

$$F = \frac{P}{b} \left(1 \pm \frac{6 e}{b} \right)$$

Esfuerzos.-

$$f_{\max} = \frac{38.5236}{10.20} \left(1 + \frac{6 \times 0.33}{10.20} \right) = 4.511 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\min} = \frac{38.5236}{10.20} \left(1 - \frac{6 \times 0.33}{10.20} \right) = 3.044 \text{ Ton/m}^2$$

$$F_{\text{losa}} = 0.80 \times 2.400 = 1.92 \text{ Ton/m}^2 < 3.044 \text{ Ton/m}^2$$

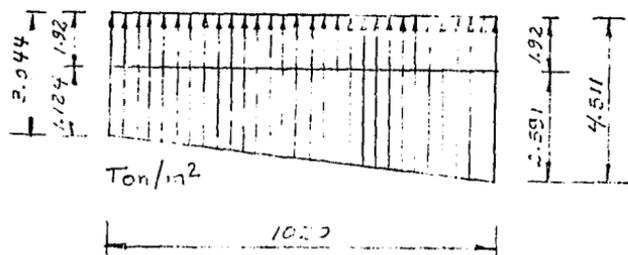


DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA

Diseño de la losa :

Momento de los muros actuando sobre el eje de la losa:

Muro izquierdo :

$$E = 0.143 \times 1.800 \times 6.18^2 = 9.831 \text{ Ton}$$

$$y = 6.18 \div 3 = 2.06 \text{ m}$$

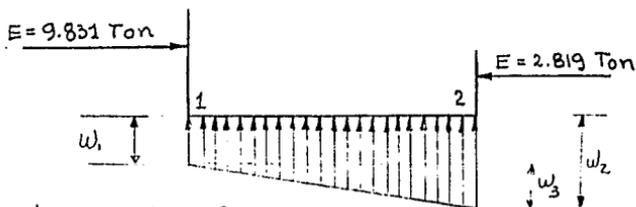
$$M = 9.831 \times 2.06 = 20.251 \text{ Ton - m}$$

Muro derecho :

$$E = 0.086 \times 2.200 \times 3.86^2 = 2.819 \text{ Ton}$$

$$y = 3.86 \div 3 = 1.286 \text{ m}$$

$$M = 3.627 \text{ Ton - m}$$



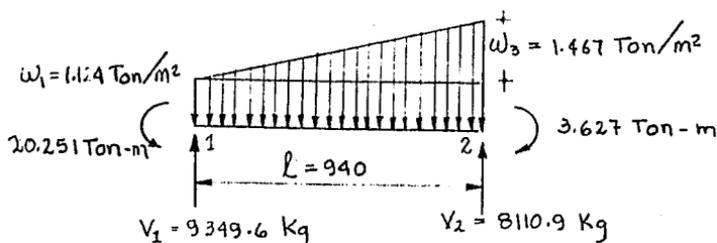
$$w_1 = 1.124 \text{ Ton/m}^2$$

$$w_2 = 2.591 \text{ Ton/m}^2$$

$$w_3 = w_2 - w_1 = 1.467 \text{ Ton/m}^2$$

Para facilidad de cálculo se invierte la carga sobre la losa; y se considerarán los momentos de los muros en los puntos de empotramiento 1 y 2. Las cargas w_1 y w_2 corresponden a un claro de 10.20 M., sin embargo, en el claro entre ejes de 9.40 M se aplicarán éstas íntegras.

Cálculo de cortantes y momentos en la losa



Cortantes a los ejes

$$V_{1-2h} = \frac{M_1 - M_2}{L} = \frac{20251 - 3627}{9.40} = 1768.5 \text{ Kg}$$

$$V_{2-1h} = 1768.5 \text{ Kg}$$

$$V_{1-2i} = \frac{w_1 L}{2} + \frac{w_3 L}{6} = \frac{1124 (9.40)}{2} + \frac{1467 (9.40)}{6} = 7581.1 \text{ Kg}$$

$$V_{2-1i} = \frac{w_1 L}{2} + \frac{w_3 L}{3} = \frac{1124 (9.40)}{2} + \frac{1467 (9.40)}{3} = 9879.4 \text{ Kg}$$

$$V_{1-2e} = 7581.1 + 1768.5 = 9349.6 \text{ Kg}$$

$$V_{2-1} = 9\,879.4 - 1\,768.5 = 8\,110.9 \text{ Kg}$$

Constantes a los paños ($X_1 = 0.40 \text{ m}$, $X_2 = 9.40 - 0.40 = 9.00 \text{ m}$)

$$V_p = V_1 - w_1 (X) - \frac{w_3 (X)^2}{2L}$$

$$V_{p1} = 9\,349.6 - 1124 (0.40) - \frac{1467 (0.40)^2}{2 (9.40)} = 8,887.5 \text{ Kg}$$

$$V_{p2} = 9\,349.6 - 1124 (9.0) - \frac{1467 (9.0)^2}{2 (9.4)} = -7,087.0 \text{ Kg}$$

Momentos al paño ($X_1 = 0.40$, $X_2 = 9.00$)

$$M_p = R (X) - \frac{w_1 X^2}{2} - \frac{w_3 X^3}{6L} - M_1$$

$$M_{p1} = 9\,349.6 (0.40) - \frac{1124 (0.40)^2}{2} - \frac{1467 (0.40)^3}{6 \times 9.40} - 20\,251 = -16\,602.7 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{p2} = 9\,349.60 (9.00) - \frac{1124 (9.00)^2}{2} - \frac{1467 (9.00)^3}{6 \times 9.40} - 20\,251 = -588.4 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momento Positivo (en la losa)

$$\text{Punto de inflexión: } X_{1-2} = \frac{-w_1 \pm \sqrt{w_1^2 + \frac{2V_1 w_3}{L}}}{\frac{w_3}{L}}$$

$$X_{1-2} = \frac{-1124 \pm \sqrt{(1124)^2 + \frac{2 \times 9\,349.6 \times 1467}{9.40}}}{1467 \div 9.40}$$

$$X_{1-2} = \frac{-1124 \pm 2044.9}{156.06} = 5.90 \text{ m}$$

$$M_{(+) } = V (X) - \frac{w_1 X^2}{2} - \frac{w_3 X^3}{6L} - M_1$$

$$M_{(+)} = 9 \cdot 349 \cdot 60(5.90) - \frac{1124(5.90)^2}{2} - \frac{1467(5.90)^3}{6 \times 9.40} = 20 \cdot 251$$

$$M_{(+)} = 10 \cdot 006.4 \text{ Kg} - \text{M}$$

Revisión por flexión (se considera como más desfavorable el momento al paño del muro izquierdo)

$$d_M = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}} ; b = 1.0 \text{ M (ancho unitario)}$$

$$d_M = 0.273 \sqrt{16602} = 35.18 \text{ M}$$

Se adopta $d = 75 \text{ cm}$; $a = 5 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$

Revisión por cortante (rige también el lado izquierdo)

$$d_V = \frac{V}{V_{perm} b} = \frac{8 \cdot 887.50}{4.62 \times 100} = 19.24 \text{ cm} < 75 \text{ cm O.K.}$$

Acero de refuerzo principal : (acero negativo)

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1660200}{2000 \times 0.90 \times 75} = 12.29 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas de $3/4'' \emptyset$ a cada 23 cm

$$Sep = \frac{a_s \times 100}{A_s} = \frac{2.85 \times 100}{12.29} = 23.20 \text{ cm} > 23 \text{ cm}$$

Acero positivo :

$$A_s = \frac{10 \cdot 006 \cdot 40}{2000 \times 0.90 \times 75} = 7.41 \text{ cm}^2$$

Colóquese var. de $1/2'' \emptyset$ a cada 14 cm

$$Sep = \frac{a_s \times 100}{A_s} = \frac{127}{7.41} = 17 > 14 \text{ cm O.K.}$$

Acero por temperatura :

$$A_{st} = 0.002 b h = 0.002 \times 100 \times 30 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 1/2" Ø a cada 20 cm

$$\text{Sep} = \frac{\alpha_s \times 100}{A_s} = \frac{127}{6} = 21.2 > 20 \text{ Cm}; \text{ bien}$$

Cálculo de la longitud de desarrollo del acero principal de refuerzo:

Al cambiar de signo el momento de negativo a positivo su valor es nulo, es decir:

$$M_0 = V_1 X - \frac{w_1 X^2}{2} - \frac{w_3 X^3}{6 L} - M_1 = 0$$

$$M_0 = 9\,349.6 (X) - \frac{1124 X^2}{2} - \frac{1467 X^3}{6 \times 9.40} - 20\,251 = 0$$

$$9\,349.6 X - 562 X^2 - 26 X^3 - 20\,251 = 0$$

$$20\,251 - 9\,349.6 X + 562 X^2 + 26 X^3 = 0$$

$$X_1 = 2.65$$

$$X_2 = 8.92$$

$$L = 2.65 + 0.40 + 0.60 = 3.65 \text{ M}$$

El acero principal en la losa se desarrollará 3.65 M a partir del paramento izquierdo del muro y se continuará con acero de temperatura hasta la extrema derecha por no requerir aquí acero principal.

Diseño del muro izquierdo.- (Momento y cortante al paño)

$$E = 0.143 \times 1.800 \times 5.78^2 = 8.599 \text{ Ton}$$

$$y = 5.78 \div 3 = 1.927 \text{ M}$$

$$M = 8.599 \times 1.927 = 16.568 \text{ Ton} - \text{M}$$

Revisión por flexión

$$d_f = 0.270 \sqrt{16\,568} = 34.75 \text{ Cm}$$

Revisión por cortante

$$d_v = \frac{8\,599}{4.62 \times 100} = 18.61 \text{ Cm}$$

Se adopta : $d = 75 \text{ cm}$; $\lambda = 5 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$

Acero de refuerzo principal :

$$A_s = \frac{1\ 656\ 800}{2000 \times 0.90 \times 75} = 12.27 \text{ Cm}^2$$

Se colocarán varillas $3/4'' \emptyset$ a cada 23 cm

$$Sep = \frac{as \times 100}{A_s} = \frac{285}{1227} = 23.2 > 23 \text{ OK}$$

Acero de refuerzo por temperatura.-

$$A_L = 0.0020 \times 30 \times 100 = 6.00 \text{ Cm}^2$$

Se colocarán varillas $1/2'' \emptyset$ a cada 20 cm

Diseño del muro derecho.- (Momento y cortante al paño)

$$E = 0.086 \times 2.200 \times 3.46^2 = 2.265 \text{ Ton}$$

$$y = 3.46 \div 3 = 1.153 \text{ M}$$

$$M = 2.265 \times 1.153 = 2.612 \text{ Ton} - \text{M}$$

Revisión por flexión :

$$d M = 0.270 \sqrt{2\ 612} = 13.80 \text{ Cm}$$

Revisión por cortante :

$$d v = \frac{2\ 265}{4.62 \times 100} = 4.90 \text{ cm}$$

Se adopta : $d = 75 \text{ cm}$; $\lambda = 5 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$

Acero de refuerzo principal :

$$A_s = \frac{226\ 500}{2000 \times 0.90 \times 75} = 1.68 \text{ Cm}^2 < A_{st}$$

Se colocarán varillas $1/2'' \emptyset$ a cada 20 cm

Acero por temperatura: varilla $1/2'' \emptyset$ a cada 20 cm.

Corte de la mitad del acero principal de refuerzo en el muro izquierdo

suponiendo $h = 4.20 \text{ M}$ (de la parte superior hacia abajo)

$$E = 0.143 \times 1.800 \times 4.20^2 = 4.540 \text{ Ton}$$

$$y = 4.20 \div 3 = 1.40 \text{ M}$$

$$M = 4.50 \times 1.40 = 6.357 \text{ Ton} - M$$

$$\text{para varillas de } 3/4 \text{ a } 46 \text{ se tiene: } A_s = \frac{as (100)}{Sep} = \frac{2.85(100)}{46} = 6.196$$

$$\text{Por otra parte: } M_u = 6.196 \times 2\,000 \times 0.90 \times 0.6133 = 6.840 \text{ Ton}$$

Como $M_u > M$ O.K.

$$d = 25 + \frac{50 \times 420}{578} = 61.33 \text{ cm}$$

$$h = 4.2 - 0.61 = 3.59 \text{ M}$$

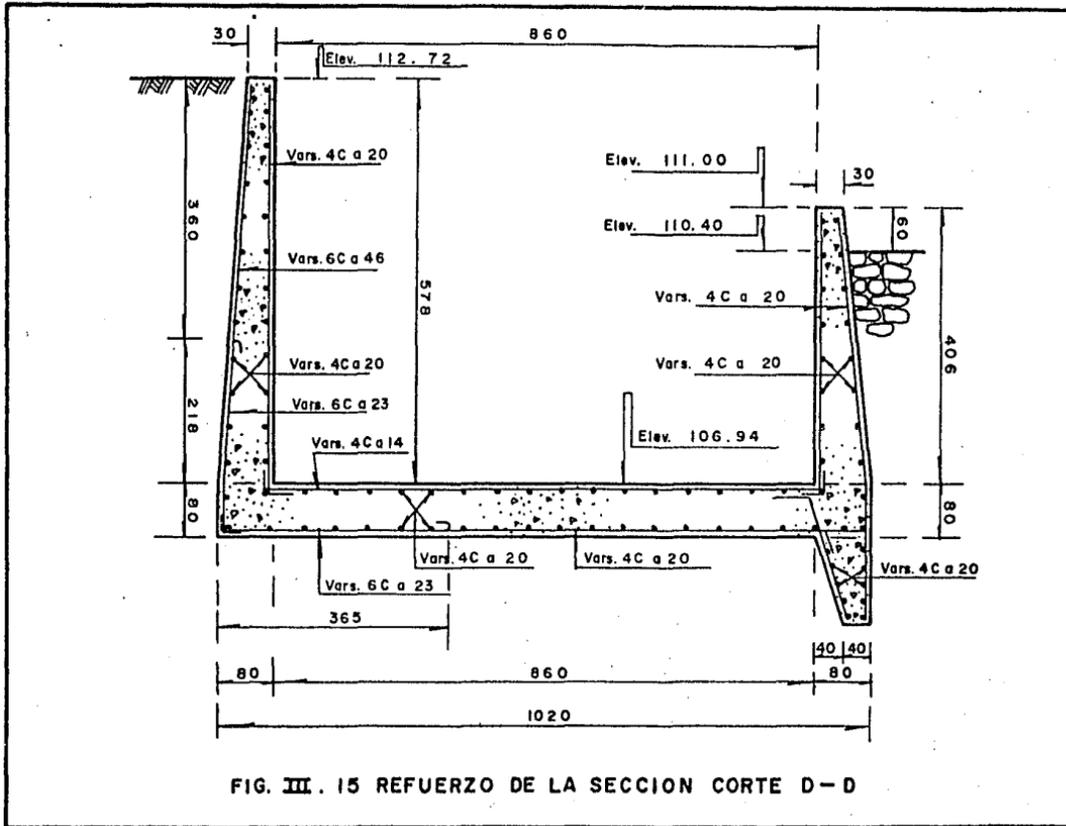
Tomamos $h = 3.60 \text{ M}$

Nota. - En el muro derecho no es necesario cortar el acero de refuerzo principal ya que domina el acero por temperatura.

El refuerzo en la sección (corte D - D) será según la figura III.15

La sección del corte C - C adoptará el armado de la sección D - D

(véase plano No. 4).



b) - Diseño de muros y losa según cortes E - E y F - F

(véase figura III.16)

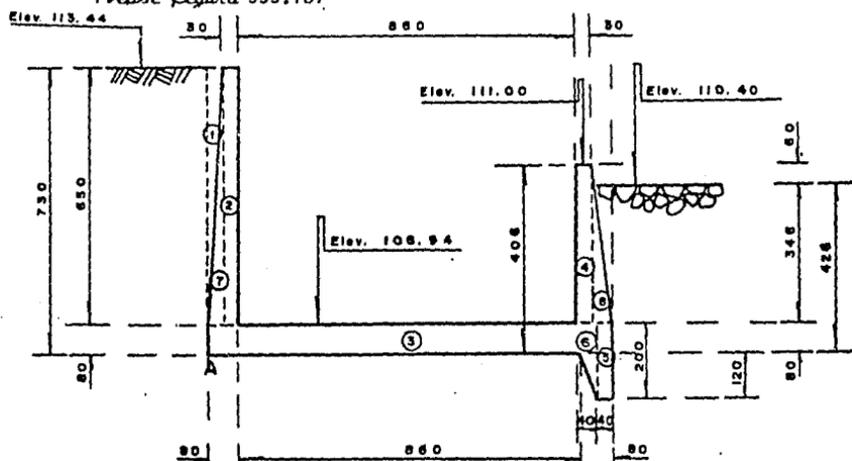


FIG. III. 16 MUROS SEGUN CORTE E-E Y F-F

Determinación de los momentos respecto al punto "A"

ZONA	AREA (M ²)	PESO VOL. (Ton/M ³)	PESO (Ton)	BRAZO (M)	MOMENTO (Ton - M)
1	1.625	1.800	2.925	0.167	0.4875
2	1.950	2.400	4.680	0.650	3.0420
3	8.160	2.400	19.584	5.100	99.8784
4	1.218	2.400	2.923	9.550	27.9166
5	0.737	2.200	1.622	10.057	16.3121
6	0.720	2.400	1.728	9.867	17.0496
7	1.625	2.400	3.900	0.333	1.3000
8	1.015	2.400	2.436	9.867	24.0352
Σ			39.798		190.0214

Empuje muro izquierdo:

$$E = 0.143 \times 1.800 \times 7.30^2 = 13.717 \text{ Ton}$$

$$y = 7.30 \div 3 = 2.433 \text{ M}$$

$$M = 13.717 \times 2.433 = 33.378 \text{ Ton - M}$$

Empuje muro derecho

$$E = 0.50 \times 0.172 \times 2.200 \times 4.26^2 = 3.434 \text{ Ton}$$

$$y = 4.26 \div 3 = 1.420 \text{ M}$$

$$M = 3.434 \times 1.422 = 4.875 \text{ Ton} - \text{M}$$

$$\Sigma V = 39.798 \text{ Ton}$$

$$\Sigma M = 190.0214 + 33.378 + 4.875 = 218.524 \text{ Ton} - \text{M}$$

Excentricidad.-

$$X = \frac{218.524}{39.798} = 5.50 \text{ M}$$

$$e = 10.20 \div 2 - 5.50 = -0.40 \text{ M} < 1.70 \text{ M} \quad \text{O.K.}$$

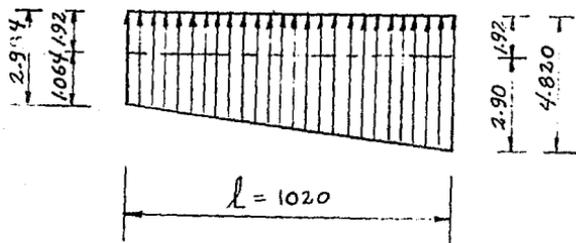
La resultante si cae dentro del tercio medio.

El signo negativo nos indica que la máxima fatiga se inclina al lado derecho de la sección considerada.

Esfuerzos.-
$$F = \frac{p}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) \quad (\text{de cálculos anteriores})$$

$$F_{\text{máx}} = \frac{39.798}{10.20} \left(1 + \frac{6 \times 0.40}{10.20} \right) = 4.820 \text{ Ton/M}^2$$

$$F_{\text{mín}} = \frac{39.798}{10.20} \left(1 - \frac{6 \times 0.40}{10.20} \right) = 2.984 \text{ Ton/M}^2$$



Fatiga en la losa: $F_L = 0.80 \times 2.400 = 1.92 \text{ Ton/M}^2$

$$1.92 \text{ Ton/M}^2 < 2.984 \text{ Ton/M}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

Diseño de la losa

Momentos a los ejes

Muro izquierdo

$$E = 0.143 \times 1.800 \times 6.90^2 = 12.255 \text{ Ton}$$

$$y = 6.90 \div 3 = 2.30 \text{ M}$$

$$M = 12.255 \times 2.30 = 28.186 \text{ Ton} - \text{M}$$

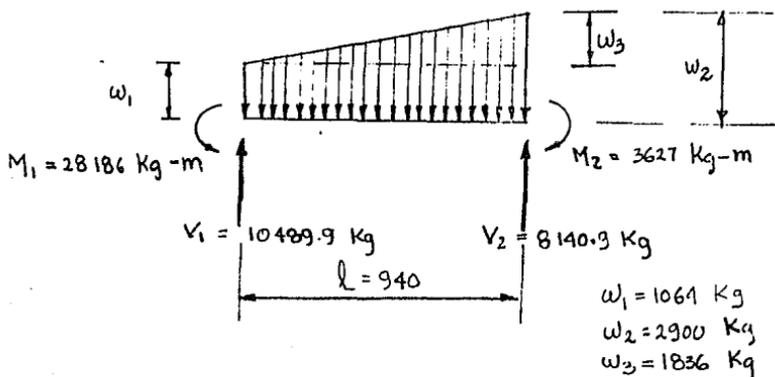
Muro derecho

$$E = 0.086 \times 2.200 \times 3.86^2 = 2.819 \text{ Ton}$$

$$y = 3.86 \div 3 = 1.287 \text{ M}$$

$$M = 2.819 \times 1.287 = 3.627 \text{ Ton} - \text{M}$$

Como en el análisis del muro anterior, invertiremos las cargas y se considerarán los momentos por efecto del empuje en los muros, actuando en los puntos 1 y 2, aunque las cargas w_1 y w_2 corresponden a 10.20 metros de claro, las tomaremos a distancia entre ejes, es decir a 9.40 M.



Cálculo de contantes y momentos en la losa

Contante a los ejes (hiperestático)

$$V_1 = V_2 = \frac{M_1 - M_2}{L} = \frac{28186 - 3627}{940} = 2612.7 \text{ Kg}$$

Contante a los ejes (isostático)

$$V_1 = \frac{w_1 l}{2} + \frac{w_3 l}{6} = \frac{1064 (9.40)}{2} + \frac{1836 (9.40)}{6} = 7877.2 \text{ Kg}$$

$$V_2 = \frac{w_1 L}{2} + \frac{w_3 L}{3} = \frac{1064 (9.40)}{2} + \frac{1836 (9.40)}{3} = 10\,753.6 \text{ Kg}$$

$$V_{1e} = 7\,877.2 + 2\,612.7 = 10\,489.9 \text{ Kg}$$

$$V_{2e} = 10\,753.6 - 2\,612.7 = 8\,140.9 \text{ Kg}$$

Constantes a los paños ($X_1 = 0.40$, $X_2 = 9.00$)

$$V_p = V_1 - w_1 X - \frac{w_3 X^2}{2L}$$

$$V_{1p} = 10\,489.9 - 1064 (0.40) - \frac{1836 (0.40)^2}{2 (9.4)} = 10\,049 \text{ Kg}$$

$$V_{2p} = 10\,489.9 - 1064 (9.00) - \frac{1836 (9.00)^2}{2 (9.4)} = -6\,997 \text{ Kg}$$

Momentos a! paño ($X_1 = 0.40$, $X_2 = 9.00$)

$$M_p = V_1 (X) - \frac{w_1 X^2}{2} - \frac{w_3 X^3}{6L} = M_i$$

$$M_{1p} = 10\,489.9 (0.40) - \frac{1064 (0.40)^2}{2} - \frac{1836 (0.40)^3}{6 (9.40)} = 28\,186$$

$$M_{1p} = -24\,077 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{2p} = 10\,489.9 (9.00) - \frac{1064 (9.00)^2}{2} - \frac{1836 (9.00)^3}{6 (9.40)} = -28\,186$$

$$M_{2p} = -600 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momento positivo (en la losa)

$$\text{Punto de inflexión } X_{1-2} = \frac{-w_1 \pm \sqrt{w_1^2 + \frac{2V_1 w_3}{L}}}{w_3/L}$$

$$X_{12} = \frac{-1064 \pm \sqrt{(1064)^2 + \frac{2(10\,489) 1836}{9.40}}}{1836/9.4} = 6.26 \text{ m}$$

$$M_{(+) } = Vx - \frac{w_1 X^2}{2} - \frac{w_3 X^3}{6L} = M_i$$

$$M_{(+)} = 10\,489.9 (6.26) - \frac{1064 (6.26)^2}{2} - \frac{1836 (6.26)^3}{6 \times 9.4} = 28\,186$$

$$M_{(-)} = 8\,647.2 \text{ Kg} - \text{M}$$

Revisión del Peralte :

$$d_M = 0.273 \sqrt{M} = 0.273 \sqrt{24\,077} = 42.4 \text{ cm}$$

$$d_V = \frac{10\,753.60}{462} = 23.3 \text{ cm}$$

Se adopta $d = 75 \text{ cm}$; $r = 5 \text{ cm}$ y $h = 80 \text{ cm}$

Acero de refuerzo principal (acero negativo)

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

$$A_s = \frac{24\,077\,00}{20\,000(0.90175)} = 17.83 \text{ Cm}^2$$

Se colocarán varillas $3/4" \emptyset$ a cada 16 cm

$$S = \frac{as \times 100}{A_s} = \frac{285}{17.83} = 16.0 \text{ cm} ; \text{ bien}$$

Acero positivo ($M = 8\,647.2 \text{ Kg} - \text{M}$)

$$A_s = \frac{864\,700}{20\,000(0.90175)} = 6.4 \text{ Cm}^2$$

Se colocarán varillas de $1/2" \emptyset$ a cada 18

$$Sep = \frac{as \times 100}{A_s} = \frac{127}{6.4} = 19.8 \text{ cm} ; \text{ bien}$$

Acero por temperatura : (6.00 Cm^2)

Colóquese varillas de $1/2" \emptyset$ a cada 20 cm en los lechos inferior y superior normales al acero principal.

Cálculo de la longitud necesaria del acero de refuerzo negativo :

El momento cambia de negativo a positivo cuando su valor es nulo, es decir :

$$M_0 = V_1 (X) - \frac{w_1 (X)^2}{2} - \frac{w_3 X^3}{6 L} - M_1 = 0$$

$$10\,489.9 X - \frac{1064 (X)^2}{2} - \frac{1836 X^3}{54} - 28\,186 = 0$$

$$-28\,186 - 10\,489.9 X + 532 X^2 + 34 X^3 = 0$$

$$X_1 = 3.40 \qquad X_2 = 8.765$$

$$L_1 = 0.40 + 3.40 + 0.60 = 4.40 \text{ m}$$

Por ser muy bajo el momento negativo al extremo derecha, se colocará -
acero de 1/2" Ø a cada 20 cm y en la parte izquierda varillas de 3/4" Ø
a cada 16 en una longitud de 4.40 a partir del paño exterior del muro.

Diseño del muro izquierdo (cortante y momento al paño)

$$E = 0.143 \times 1\,800 \times 6.50^2 = 10.875 \text{ Ton}$$

$$y = 6.50/3 = 2.167 \text{ m}$$

$$M = 10.875 \times 2.167 = 23\,563 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Penalite por momento

$$d_m = \alpha \sqrt{M} = 0.273 \sqrt{23\,563} = 41.91 \text{ cm}$$

Penalite por cortante

$$d_v = \frac{V}{V_{perm} b} = \frac{10\,875}{462} = 23.54 \text{ cm}$$

Adóptese $d = 75 \text{ cm}$, $a = 5 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$

./.

Acero de Refuerzo Principal

$$A_S = \frac{2\,356\,300}{2000 (0.90) 75} = 17.45 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 3/4" Ø a cada 16 prolongándose hacia la losa (ver cálculo de la losa)

El armado por temperatura (6.00 cm²) será igual que en la losa.

Conte de la mitad del acero principal en el muro :

$$A_s \text{ nec.} = 0.5 (17.45) = 8.72 \text{ Cm}^2$$

Suponiendo $h = 4.70 \text{ m}$ desde la parte superior,

$$d = 25 + \frac{50 \times 470}{650} = 61.15 \text{ cm}$$

$$E = 0.143 \times 1.800 \times 4.70^2 = 5.686 \text{ Ton}$$

$$y = 4.70/3 = 1.567 \text{ M}$$

$$M = 5.686 \times 1.567 = 8.908 \text{ Ton - M}$$

$$M_R = 8.72 \times 2\,000 \times 0.90 \times 0.6115 = 9.598 \text{ Ton - M}$$

$$M_R > M \quad \therefore \quad \text{bien}$$

$$L = 6.50 - 4.70 + 0.60 = 2.40 \text{ M}$$

Diseño del muro derecho

$$E = 0.086 \times 2.200 \times 3.46^2 = 2.265 \text{ Ton - M}$$

$$y = 3.46/3 = 1.153 \text{ M}$$

$$M = E \cdot y = 2\,612 \text{ Kg - M}$$

No se requiere revisión del peralte dado lo bajo del valor de las sollicitaciones, de igual forma se concluye que rige acero por temperatura, es decir, varillas de 1/2" Ø a cada 20 cm en ambas caras y sentidos.

El refuerzo de los muros según los cortes E-E y F-F se colocará como se muestra en las figuras 333.17 y 333.18

F) Estructura de Limpia .- Para dimensiones, elevaciones, estaciones y cortes, véase los planos 3 y 4 de la estructura de limpia plano general y' estructural respectivamente.

Analizaremos, como caso más desfavorable, el muro más alto, desde la elevación 106.94 hasta la elevación 113.44 ($h = 6.50 \text{ M}$)

Como la compuerta radial se fabricará de manera especial, tomaremos para fines de cálculo los datos consignados en el libro de compuertas y mecanismos editado por la S.A.R.H. que de acuerdo a las dimensiones requeridas $A = 3.50 \text{ M}$ y $B = 4.00 \text{ M}$, según el plano tipo S.A.R.H. CM-C-38 tener como peso :

Compuerta completa = 2950 KG.

Malacate = 1 300 KG.

El diseño de la estructura será analizado con cuatro condiciones de carga, a saber :

- 1.- Estructura vacía, sin subpresión
- 2.- Estructura vacía, con subpresión
- 3.- Estructura llena, con las compuertas cerradas y considerando subpresión.
- 4.- Estructura llena, con las compuertas abiertas y considerando subpresión.

Cargas que actúan en la estructura :

Se tomarán momentos en el extremo derecho del corte A-A, es decir, donde están localizados los llanaderos. (Véase figuras 333.19, 333.20 y 333.21)

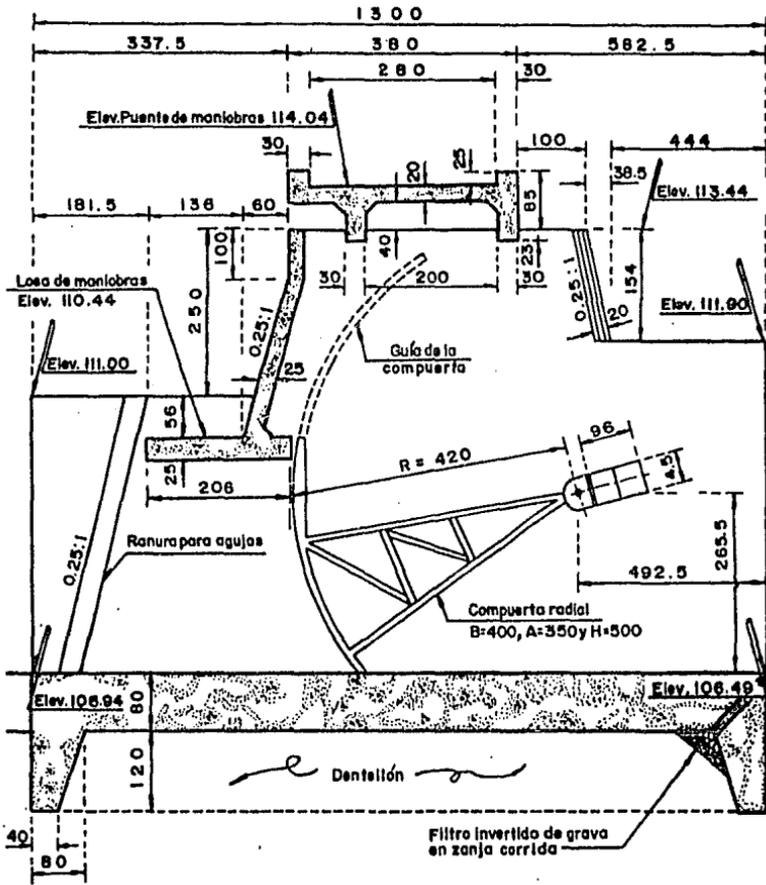
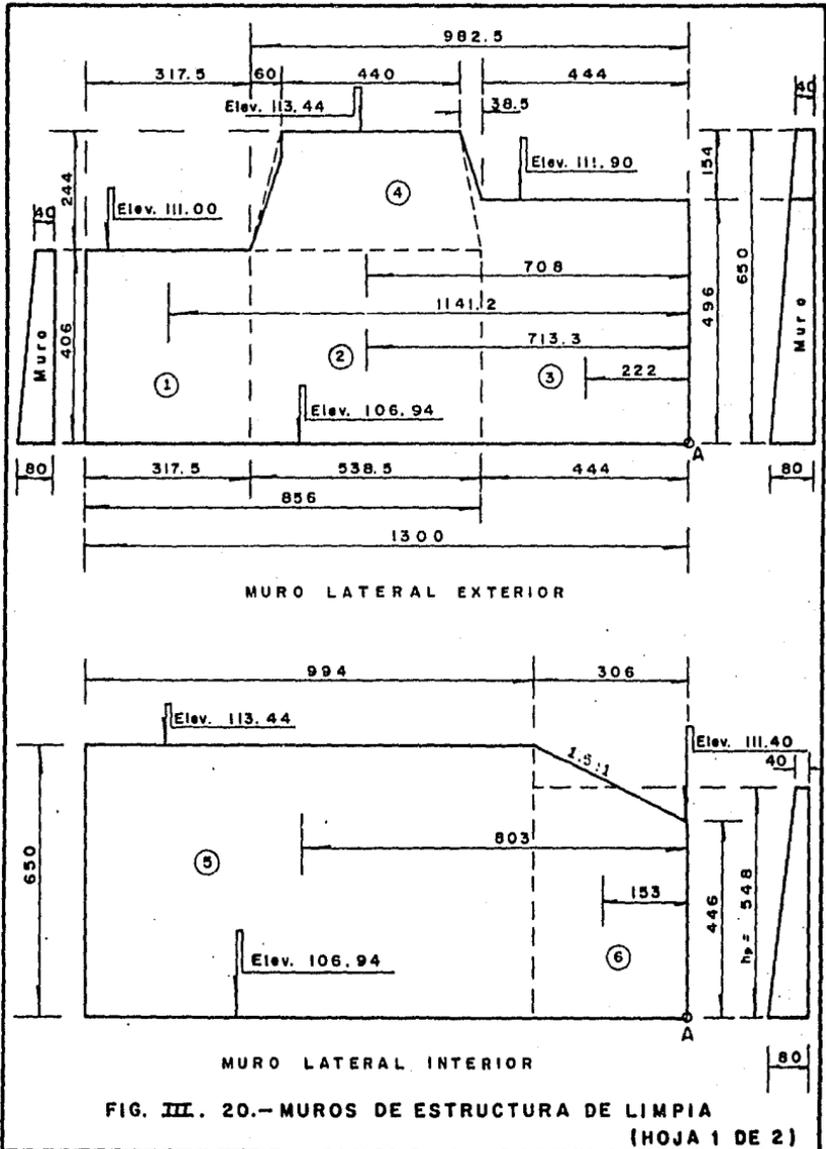
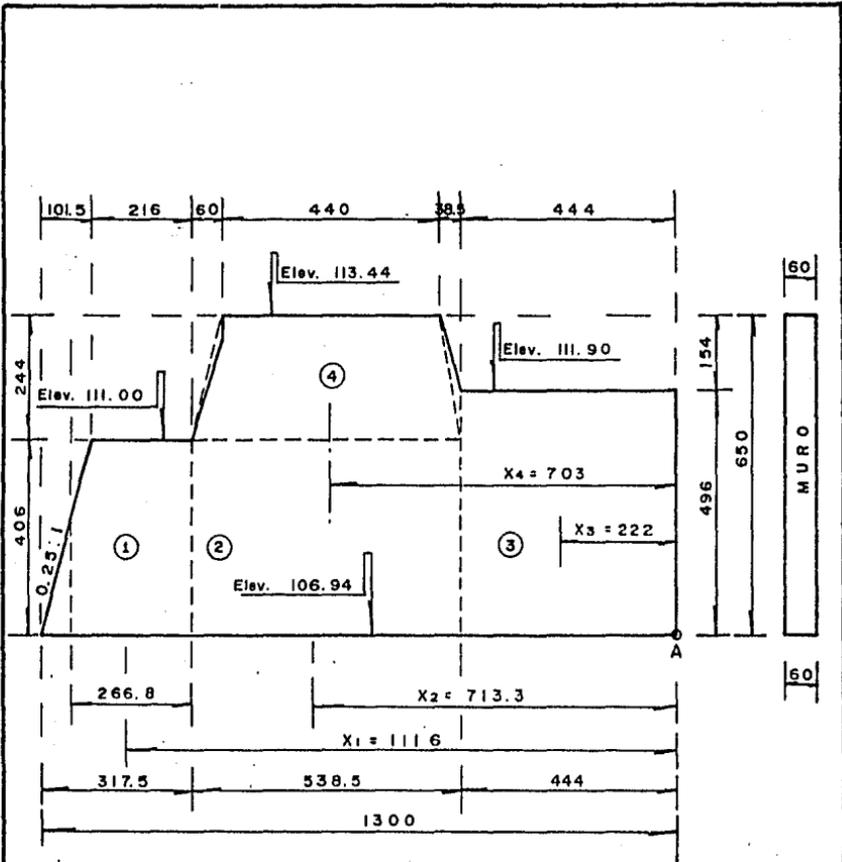


FIG. III. 19.— ESTRUCTURA DE LIMPIA CORTE A — A





MURO INTERMEDIO

FIG. III. 20.- MUROS DE ESTRUCTURA DE LIMPIA

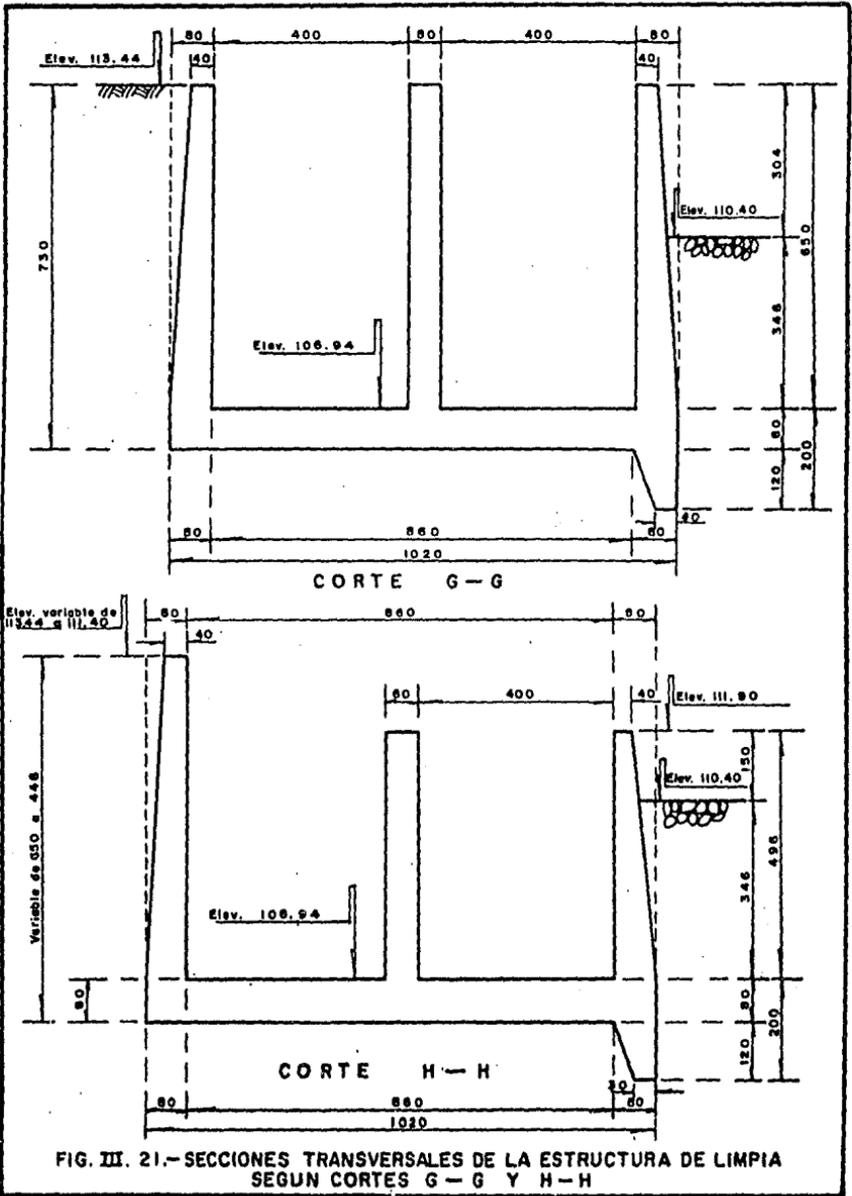


FIG. III. 21.- SECCIONES TRANSVERSALES DE LA ESTRUCTURA DE LIMPIA SEGUN CORTES G-G Y H-H

1.- LOSA DEL PUENTE DE MANIOBRAS ($L = 9.40$ M, PESO VOLUMETRICO DEL CONCRETO = 2400 Kg/M³)

AREA (M ²)	VOLUMEN (M ³)	CARGA VERT. (Kg)	BRAZO (M)	MOMENTO (Kg-M)
0.135	1.269	3 045.60	9.075	27 638.82
0.560	5.264	12 633.60	7.525	95 067.84
0.199	1.871	4 489.44	8.2750	37 150.12
0.329	3.093	7 422.24	5.975	44 347.88
Σ		27,590.88		204,204.66

$$X_1 = \frac{M}{P} = 7.401 \text{ M}$$

$$P_1 = 27,590.88 \text{ Kg}$$

$$M_1 = 204,204.66 \text{ Kg-M}$$

2.- PESO DE LOS MALACATES

$$P_2 = 1300 \times 2 = 2600 \text{ Kg}$$

$$X_2 = 6.33 \text{ M (Conforme a instalaci3n de malacates)}$$

$$M_2 = 16,458 \text{ Kg-M}$$

3.- PANTALLA ($L = 2 \times 4.00 = 8.00$ M)

$$P_1 = 0.60 (0.25) 8.00 (2400) + 2.474 (0.25) (19.200) + 2.06 (0.25) 19200 = 24643.20 \text{ Kg}$$

$$M_1 = 2880.00 (9.10) + 11875.20 (9.525) + 9888.00 (10.155) = 239,731.92 \text{ Kg-M}$$

$$X_1 = M/P = 9.728 \text{ M}$$

4.- MUROS LATERALES (Véase figura 133.20)

Espe3on promedio en las 3reas 1, 3, 5, y 6 = 0.60 M

Espe3on promedio en el 3rea 2 = 0.753 M

Espe3on promedio en el 3rea 4 = 0.553 M

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 3.175 (4.06) 0.60 (2\ 400) = 18\ 562.32\ Kg, X_1 = 11.413\ M \\
 P_2 &= 5.385 (4.06) 0.753 (2\ 400) = 39\ 511.00\ Kg, X_2 = 7.133\ M \\
 P_3 &= 4.44 (4.96) 0.60 (2\ 400) = 31\ 712.26\ Kg, X_3 = 2.22\ M \\
 P_4 &= 4.893 (2.44) 0.553 (2\ 400) = 15\ 845.34\ Kg, X_4 = 7.08\ M \\
 P_5 &= 9.54 (6.50) 0.60 (2\ 400) = 93\ 036.00\ Kg, X_5 = 8.03\ M \\
 P_6 &= 3.05 (5.48) 0.60 (2\ 400) = 24\ 147.07\ Kg, X_6 = 1.53\ M \\
 \Sigma &= 222\ 816.39
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_1 &= P_1 (X_1) = 211\ 851.76\ Kg - M \\
 M_2 &= P_2 (X_2) = 281\ 831.96\ Kg - M \\
 M_3 &= P_3 (X_3) = 70\ 401.21\ Kg - M \\
 M_4 &= P_4 (X_4) = 112\ 185.00\ Kg - M \\
 M_5 &= P_5 (X_5) = 747\ 098.35\ Kg - M \\
 M_6 &= P_6 (X_6) = 36\ 945.02\ Kg - M \\
 \Sigma &= 1'460\ 313.30\ Kg - M
 \end{aligned}$$

$$P_4 = 222\ 816.39\ Kg$$

$$M_4 = 1'460\ 313.30\ Kg - M$$

$$X = M/P$$

$$X_4 = 6\ 554\ M$$

5.- BIURO INTERMEDIO

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 0.60 (2\ 400) 2\ 668(4.06) = 15\ 598.20\ Kg ; & X_1 &= 11.160\ M \\
 P_2 &= 1\ 440(15.385) 4.06 = & 31\ 482.86\ Kg ; & X_2 &= 7.133\ M \\
 P_3 &= 1\ 440(4.44) 4.96 = & 31\ 712.26\ Kg ; & X_3 &= 2.22\ M \\
 P_4 &= 1\ 440(4.893) 2.44 = & 17\ 192.04\ Kg ; & X_4 &= 7.03\ M \\
 \Sigma & & & & 95\ 985.36\ Kg
 \end{aligned}$$

$$M_1 = P_1 (X_1) = 174\ 075.91 \text{ Kg} - M$$

$$M_2 = P_2 (X_2) = 224\ 567.24 \text{ Kg} - M$$

$$M_3 = P_3 (X_3) = 70\ 401.22 \text{ Kg} - M$$

$$M_4 = P_4 (X_4) = \frac{120\ 860.04}{\Sigma} \text{ Kg} - M$$

$$\Sigma = 589\ 904.41$$

$$P_5 = 95\ 985.36 \text{ Kg}$$

$$M_5 = 589\ 904.41 \text{ Kg} - M \quad X = M/P$$

$$X_5 = 6\ 146 \text{ M}$$

6.- LOSA DEL PISO

$$P_6 = 0.80 (10.20) 13.00 (2\ 400) = 254\ 592.00 \text{ Kg}$$

$$X_6 = 6.50 \text{ M}$$

$$M_6 = 1'654\ 848.00 \text{ Kg} - M$$

7.- DENTELON JZQUIERDO

$$A = (0.40 + 0.80) 0.5 \times 1.20 = 0.72 \text{ M}^2$$

$$P_7 = 0.72 \times 8.6 \times 2\ 400 = 14\ 860.80 \text{ Kg}$$

$$X_7 = 12.70$$

$$M_7 = 188\ 732.16 \text{ Kg} - M$$

8.- DENTELON DERECHO

$$P_8 = 14\ 860.80 \text{ Kg}$$

$$X_8 = 0.30 \text{ M}$$

$$M_8 = 4\ 458.24 \text{ Kg} - M$$

9.- DENTELON LONGITUDINAL

$$P_9 = 0.60 \times 1.20 \times 13.00 \times 2\ 400 = 22\ 464.00 \text{ Kg}$$

$$X_9 = 6.50 \text{ M}$$

$$M_9 = 146\ 016.00 \text{ Kg} - M$$

10.- COMPUERTAS RADIALES

$$P_{10} = 2 \times 2\,950 = 5\,900 \text{ Kg}$$

$$X_{10} = 8.18 \text{ M (dato tomado del cálculo de la compuerta)}$$

$$M_{10} = 48\,262.00 \text{ Kg-M}$$

11.- MENSULAS

$$P_{11} = 624 \times 4 = 2\,496.00 \text{ Kg}$$

$$X_{11} = 4.96 - 0.69 = 4.27 \text{ Kg}$$

$$M_{11} = 10\,657.92 \text{ Kg}$$

12.- SUBPRESIÓN.- Para calcular el efecto de la subpresión se utilizará un método generalizado basado en la teoría de Bligh. Por lo tanto el valor de la subpresión en un punto cualquiera de la cimentación se calcula con la fórmula siguiente :

$$S = \delta^{\wedge} C (H + h - K x)$$

en donde:

S = Subpresión

δ^{\wedge} = Peso volumétrico del agua

C = Coeficiente de reducción del área de presiones que depende de la porosidad del terreno.

H = Carga Hidrostática en el punto inicial

h = desnivel entre el punto considerado y la superficie del terreno

$K = h/L$ = coeficiente de permeabilidad

L = Longitud total del recorrido

X = recorrido de filtración hasta el punto considerado

$$L = 2.00 + 0.40 + 1.26 + 11.40 + 1.13 = 16.19 \text{ M}$$

$$H = 5.00 \text{ M (Altura máxima posible del agua)}$$

$$K = h/L = 5.00/16.19 = 0.308833$$

$$C = 0.75$$

$$S = \gamma C (H + h - Kx)$$

$$S = 1\,000 \times 0.75 (5.00 + h - 0.308833x)$$

$$S = 750 (5.00 + h - 0.308833X)$$

Se pueden tabular los valores para la subpresión en los puntos de recorrido de filtración, (Véase figura 339.22)

PUNTOS	h (m)	X (m)	S (Kg/m ²)
B	2.00	2.00	4 876.75
C	2.00	2.40	4 694.10
D	0.80	3.66	3 502.25
E	0.80	15.06	861.74
F	0.00	16.19	0

RESULTANTE DE LA SUBPRESION (MOMENTOS RESPECTO A "B")

AREA ESTUDIADA	FUERZA KG	BRAZO (M)	MOMENTO (KG-M)
183 x 0.40 x 0.50	36.6	0.1333	4.879
1375 x 0.40	550.0	0.2000	110.000
1375 x 0.40 x 0.5	275.0	0.5333	146.667
3502 x 0.80	2 801.6	0.4000	1 120.640
(13502 + 862) 0.5 x 11.40	24874.8	5.3506	133 095.000
862 x 0.80 x 0.5	344.8	12.4667	4 298.507
Σ	28 882.8		138 775.693

$$X = \frac{M}{F} = \frac{138\,775.693}{28\,882.800} = 4.8048 \text{ M (respecto a "B")}$$

$$F_{12} = 28,882.8 \text{ Kg}$$

$$X_{12} = 1\,300 - 4.8048 = 8.1952 \text{ M (respecto a "A")}$$

$$M_{12} = 236\,700.32 \text{ Kg - M}$$

13.- PESO DEL AGUA CON COMPUERTAS ABIERTAS

$$P_{13} = 5.00 \times 8.00 \times 13.00 \times 1\,000 = 520\,000 \text{ Kg}$$

$$X_{13} = 6.50 \text{ m}$$

$$M_{13} = 3\,380\,000 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (\text{se desprecia el volumen de la pantalla})$$

14.- PESO DEL AGUA CON COMPUERTAS CERRADAS

$$P_{14} = 15.00 \times 8.00 \times 3.875 + 8.00 \times 3.25 \times 0.945 \times 0.50 \times 1000 = 167\,285.0 \text{ Kg}$$

$$X_{14} = 13.00 - \frac{3.875 \times 5.00 \times 1.9375 + 0.945 \times 3.25 \times 0.50 \times 4.19}{3.875 \times 5.00 + 0.945 \times 3.25 \times 0.50}$$

$$X_{14} = 10.897$$

$$M_{14} = 1\,822\,904.65 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

15.- EMPUJE HIDROSTATICO SOBRE LA PILA INTERMEDIA

$$E_{15} = 0.60 \times 4.06^2 \times 1000 \times 0.50 = 4\,945.08 \text{ Kg}$$

$$Y_{15} = 1.3533 \text{ m}$$

$$M_{15} = 6\,692.34 \text{ Kg}$$

16.- EMPUJE HIDROSTATICO SOBRE LA PANTALLA

$$E_{16} = 8.00 \times 1000 \times 0.5 (1.75)^2 = 12\,250 \text{ Kg}$$

$$Y_{16} = 3.25 + 1.75 \div 3 = 3.833 \text{ m}$$

$$M_{16} = 46\,958.33 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

17.- FUERZA TRANSMITIDA POR LAS COMPUERTAS A LOS PASADORES

Componente de la reacción vertical

$$F_v = w BR (H_0 + H_1) (\cos \beta - \cos \alpha) + \frac{1}{2} (H_2 \cos \beta + H_1 \cos \alpha) - R/2(\alpha + \beta)$$

(Véase la figura 333.23)

$$w = 1\,000 \text{ Kg/m}^3 \quad \beta = \text{ang. sen } 2.66/4.20 = 39.296$$

$$H_0 = 1.75 \text{ m} \quad \alpha = \text{ang. sen } 0.59/4.20 = 8.075$$

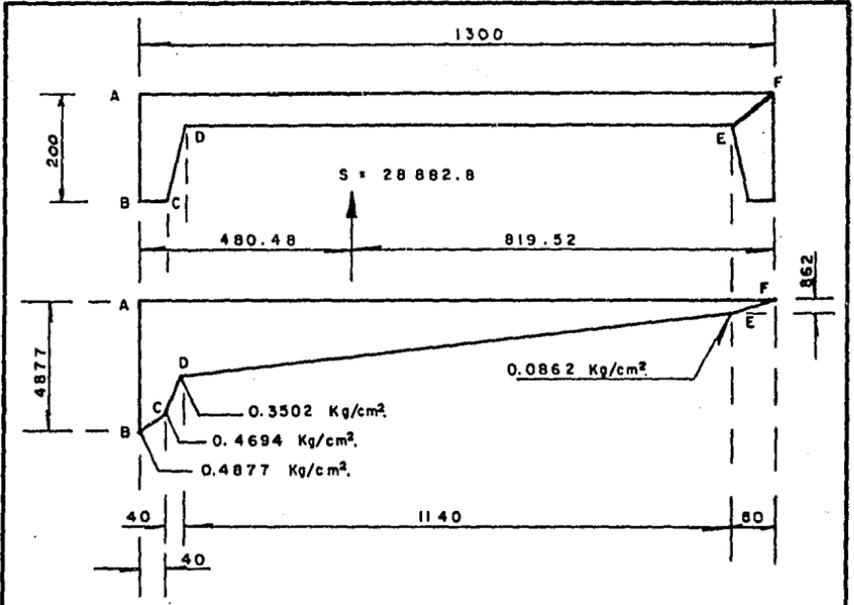


FIG. III. 22.—DIAGRAMA DE SUBPRESION EN LA LOSA

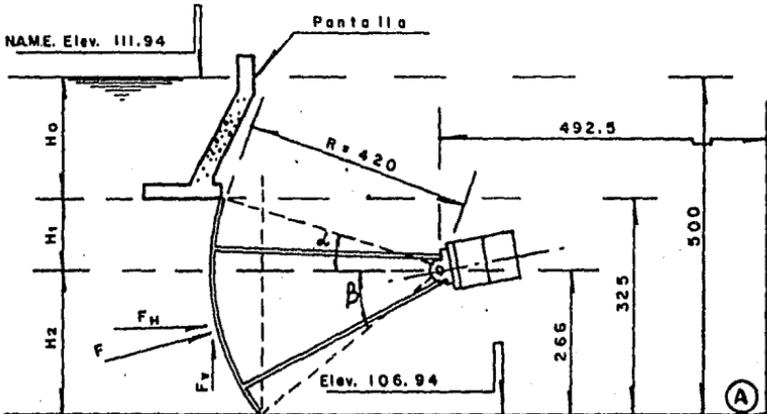


FIG. III. 23.—PRESION HIDROSTATICA EJERCIDA SOBRE LAS COMPUERTAS RADIALES

$$\begin{aligned}
 H_1 &= 0.59 \text{ M} & \cos \beta &= 0.774 \\
 H_2 &= 2.66 \text{ M} & \cos \alpha &= 0.990 \\
 R &= 4.20 \text{ M} & \beta &= 0.686 \text{ rad} \\
 B &= 8.00 \text{ M} & \alpha &= 0.141 \text{ rad}
 \end{aligned}$$

$$F_v = 1000 \times 800 \times 4.20 (2.341 - 0.216) + 0.5(2.66 \times 0.774 + 0.59 \times 0.990 - 0.5 \times 4.20 (0.827))$$

$$F_v = 33\ 600 (-0.505 + 1.322 - 1.737) = -30\ 912.00 \text{ Kg.}$$

$$X_v = 4.925 \text{ M}$$

$$M_v = 152\ 241.60 \text{ Kg-M}$$

Componente de la reacción horizontal

$$F_h = \frac{W B}{2} [2(H_0 + H_1)(H_1 + H_2) - (H_1^2 - H_2^2)]$$

$$F_h = \frac{1000 (8.00)}{2} [2(1.75 + 0.59)(0.59 + 2.66) - (0.3481 - 7.0756)]$$

$$F_h = 4000 (4.68 \times 3.250 + 6.728) = 87\ 752.00 \text{ Kg}$$

$$X_h = 2.66 \text{ M}$$

$$M_h = 233\ 420.32 \text{ Kg}$$

a) PRIMERA CONDICION.- Estructura vacía sin subpreción.

CONCEPTO	CARGA VERT. (Kg)	BRAZO (X) (M)	MOMENTO Mx (Kg-M)
P ₁	27 590.88	7.401165	204 204.66
P ₂	2 600.00	6.330000	16 458.00
P ₃	24 643.20	9.728116	239 731.92
P ₄	222 816.39	6.553886	1'460 313.30
P ₅	95 985.36	6.145774	589 904.41
P ₆	254 592.00	6.500000	1'654 848.00
P ₇	14 860.80	12.700000	188 732.16
P ₈	14 860.80	0.300000	4 458.24
P ₉	22 464.00	6.500000	146 016.00
P ₁₀	5 900.00	8.180000	48 262.00
P ₁₁	2 496.00	4.270000	10 657.92
Σ	688 809.43		4'563 586.61

$$X = \frac{4'563'586.61}{688'809.43} = 6.63 \text{ M}$$

$$e = \frac{L}{2} - X \quad (\text{Excentricidad})$$

$$e = 6.50 - 6.63 = -0.13 \text{ M (a la izquierda del } \Phi \text{)}$$

Cálculo de los esfuerzos en la cimentación

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right)$$

$$f = \frac{688'809.43}{13.00 \times 10.20} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.13}{13.00} \right) = \begin{cases} f_{\text{max}} = 5,506.32 \text{ Kg/M}^2 \\ f_{\text{min}} = 4,882.96 \text{ Kg/M}^2 \end{cases}$$

b) SEGUNDA CONDICION. - Estructura vacía con subpresión:

CONCEPTO	CARGA VERT. (Kg)	BRAZO (X) (M)	MOMENTO Mx (Kg-M)
P ₁ a P ₁₁	628'809.43	6.625325	4'563'586.61
P ₁₂	28'882.80	8.195200	- 236'700.32
Σ	659'926.63		4'326'886.29

$$X = \frac{4'326'886.29}{659'926.63} = 6.56 \text{ M}$$

$$e = 6.50 - 6.56 = -0.06 \quad (\text{a la izquierda del } \Phi \text{)}$$

Cálculo de los esfuerzos en la cimentación :

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right)$$

$$f = \frac{659'926.63}{132.6} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.06}{13.00} \right) = \begin{cases} f_{\text{max}} = 5,114.64 \text{ Kg/M}^2 \\ f_{\text{min}} = 4,839.00 \text{ Kg/M}^2 \end{cases}$$

c) TERCERA CONDICION. - Estructura llena, con las compuertas cerradas y --
considerando subpresión.

CONCEPTO	CARGA VERT. (Kg)	CARGA HORZ. (Kg)	BRAZO (M)	MOMENTO (Kg-M)
P ₁ a P ₁₂	659 926.63			4'326 886.29
P ₁₄	167 285.00		10.8970	1'822 904.65
P ₁₇ (V)	- 30 912.00		4.9250	- 152 241.60
P ₁₅ (H)		4 945.08	1.3533	- 6 692.34
P ₁₆ (H)		12 250.00	3.8333	- 46 958.33
P ₁₇ (H)		87 752.00	2.6600	- 233 420.32
Σ	796 299.63			5'710 478.35

Paso de la resultante : $X = \frac{\Sigma M}{\Sigma F_v}$

$$X = \frac{5'710\ 478.35}{796\ 299.63} = 7.17\ M$$

$$e = 6.50 - 7.17 = 0.67\ M \quad (\text{excentricidad})$$

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right)$$

$$f = \frac{796\ 299.63}{132.6} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.67}{13.00} \right) = \begin{matrix} f_{\max} = 7\ 862.29\ Kg/M^2 \\ f_{\min} = 4\ 148.26\ Kg/M^2 \end{matrix}$$

d) CUARTA CONDICION.- Estructura llena, con las compuertas abiertas y considerando subpresión.

CONCEPTO	CARGA VERT. (Kg)	CARGA HORZ. (Kg)	BRAZO (M)	MOMENTO (Kg-M)
P ₁ a P ₁₂	659 926.63			4'326 886.29
P ₁₃	520 000.00		6.5000	3'380 000.00
P ₁₅		4 945.08	1.3533	- 6 692.34
P ₁₆		12 250.00	3.833	- 46 958.33
Σ	1'179 926.63			7'653 235.62

Paso de la resultante :

$$X = \frac{7'653 \ 235.62}{1'179 \ 926.63} = 6.49 \text{ M}$$

$$e = 6.50 - 6.49 = 0.01 \text{ M} \quad (\text{excentricidad})$$

$$f = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6 e}{h} \right)$$

$$f = \frac{1'179 \ 926.63}{132.6} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.01}{13.00} \right) = \begin{cases} f_{\text{max}} = 8 \ 939.46 \text{ Kg/M}^2 \\ f_{\text{mín}} = 8 \ 857.32 \text{ Kg/M}^2 \end{cases}$$

Por los cálculos anteriormente obtenidos, se observa que rige la última condición por lo que será con la que se diseñará la losa de cimentación, pero antes es indispensable conocer las sollicitaciones de los muros.

e) Diseño

EMPUJE DE TIERRA SOBRE LOS MUROS LATERALES

DISEÑO DEL MURO EXTERIOR $h = 6.50 \text{ M}$

$$E = 0.5 \times 0.286 \times 1800 \times 6.50^2 = 10 \ 875 \text{ Kg}$$

$$Y = 6.50/3 = 2.167 \text{ M}$$

$$M = 23 \ 566 \text{ Kg-M}$$

Peralte por momento :

$$d_M = 0.273 \sqrt{23 \ 566} = 41.90 \text{ Cm}$$

Peralte por cortante :

$$d_V = \frac{10 \ 875}{4.62 \times 100} = 23.54 \text{ Cm}$$

Se adopta: $d = 75 \text{ cm}$, $r = 5 \text{ cm}$, $h = 80 \text{ cm}$

Acero de refuerzo principal

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

$$A_s = \frac{23 \ 566 \ 00}{2000(0.90175)} = 17.45 \text{ Cm}^2$$

Se colocarán varillas de $3/4'' \emptyset$ a cada 16 cm

$$S = \frac{2.85 \times 100}{17.45} = 16.33 > 16; \quad \text{bién}$$

$$A_s = \frac{2.85 \times 100}{S} = \frac{285}{16} = 17.81 \text{ cm}^2 > 17.45 \text{ cm}^2 : \cdot \text{bién}$$

Acero por temperatura :

$$A_{S_t} = 0.0015 \times 40 \times 100 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas de $1/2'' \emptyset$ como sigue :

1.- En el paramento mojado a cada 20 cm en dos direcciones

2.- En el paramento seco, a cada 20 cm en dirección normal al acero de refuerzo principal.

Cálculo de la distancia a partir de la parte superior del muro, a la cual puede contarse la mitad del acero principal del mismo.

Suponiendo $h = 4.95 \text{ M}$

$$E = 0.143 \times 1800 \times 4.95^2 = 6307 \text{ Kg}$$

$$y = 4.95 \div 3 = 1.65 \text{ M}$$

$$M = 10406 \text{ Kg-M}$$

$$\text{Peralte efectivo : } d = 35 + \frac{40 \times 495}{650} = 65.46 \text{ Cm}$$

$$A_s = 0.5 \times 17.81 = 8.91 \text{ Cm}^2$$

$$M_R = A_s (2000) (0.90) (0.65) \quad (\text{momento resistente})$$

$$M_R = 8.91 (2000) (0.90) (0.65) = 10425 > 10406 \text{ Kg-M}$$

Se colocarán varillas de $3/4'' \emptyset$ a cada 32 cm

Lo anterior significa que contaremos la mitad del acero principal de refuerzo a $4.95 - 0.65 = 4.30 \text{ M}$, a partir de la parte superior del muro.

REFUERZO PARA LA LOSA DEL PISO

(Se calculará con las máximas fatigas que fueron obtenidas en la cuarta condición de cargas anteriormente analizada).

Esfuerzo máximo transversal = 8 939.46 Kg/M²

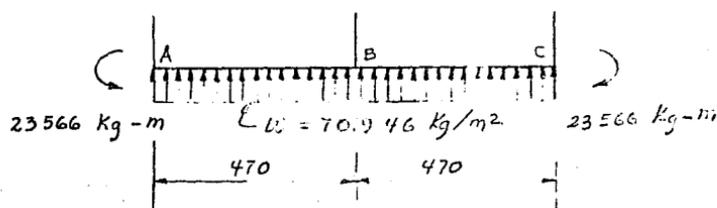
En una franja de un metro = 8 939.46 Kg/M

Menos peso de losa del piso = 1 920.00 Kg/M

Carga neta de diseño = 7 019.46 Kg/M

También se considerará el momento máximo al paño del muro, transmitido a la losa.

Croquis de las solicitaciones en la losa del piso



Momentos de empotramiento :

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{BC} = M_{CB} = \frac{w L^2}{12} = 12 921.66 \text{ Kg-m}$$

El análisis se hará por el método de H. Cross

Factores de distribución $AB = CB = 1$

Factores de distribución $BA = BC = 0.5$

MUÑO	A		B		C	
BRAZO	A O	A B	B A	B C	C B	C O
F.D.	0	1.0	0.5	0.5	1.0	0
M.E.	- 23 566	+ 12 922	- 12 922	+ 12 922	- 12 922	+ 23 566
0	0	+ 10 644	0	0	- 10 644	0
T	0	0	+ 5 322	- 5 322	0	0
0	0	0	0	0	0	0
Σ	- 23 566	23 566	- 7 600	+ 7 600	- 23 566	+ 23 566

Contantes y momentos flexionantes :

$$\text{BARRA } A - B \quad V_{\text{isost.}} = \frac{7\,019.46 (4.7)}{2} = 16\,907 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{hiper.}} = \frac{23\,566 - 7\,600}{4.7} = 3\,397 \text{ Kg}$$

$$V_{AB} = 16\,907 + 3\,397 = 20\,304 \text{ Kg}$$

$$V_{BA} = 16\,907 - 3\,397 = 13\,510 \text{ Kg}$$

Momento máximo positivo (cuando $V = 0$)

$$20\,304 - W X = 0 ; \quad X = \frac{20\,304}{7\,019.46} = 2.893 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = V_{AB} (X) - \frac{W X^2}{2}$$

$$M_{(+)} = 20\,304 (2.893) - \frac{7\,019.46 (2.893)^2}{2} = 23\,566$$

$$M_{(+)} = 5\,798.96 \text{ Kg-m}$$

$$\text{BARRA } B - C \quad V_{\text{isost.}} = 16\,907 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{hiper.}} = \frac{23\,566 - 7\,600}{4.7} = 3\,397 \text{ Kg}$$

$$V_{BC} = 16\,907 - 3\,397 = 13\,510 \text{ Kg}$$

$$V_{CB} = 16\,907 + 3\,397 = 20\,304 \text{ Kg}$$

Cálculo del momento máximo positivo :

$$X = \frac{V_{BC}}{W} = \frac{13\,510}{7\,019.46} = 1.92 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 13\,510 \times 1.92 - \frac{7\,019.46 (1.92)^2}{2} = 7\,600$$

$$M_{(+)} = 5\,400.93 \text{ Kg-m}$$

Peralte por momento :

$$d_m = 0.273 \sqrt{23\,566} = 41.90 \text{ cm}$$

Peralte por contante :

$$d_v = \frac{20\,304}{4.62 \times 100} = 43.94 \text{ cm}$$

Se adopta $d = 75 \text{ cm}$; $l = 5 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$

Acero de refuerzo negativo

$$A_{S(-)} = \frac{23\ 566\ 00}{2000 \times 0.90 \times 75} = 17.45\ \text{Cm}^2 \text{ (junto al muro extremo)}$$

Se colocarán varillas de $3/4'' \emptyset$ a cada 16 cm

$$A_{S(-)} = \frac{7\ 600\ 00}{2000 \times 0.90 \times 75} = 5.63\ \text{Cm}^2 \text{ (junto a la pila)}$$

Acero de refuerzo positivo

$$A_{S(+)} = \frac{579\ 896}{2000 \times 0.90 \times 75} = 4.29\ \text{Cm}^2 < 6.00\ \text{Cm}^2$$

Acero por temperatura = 6.00 Cm²

Se colocarán varillas de $1/2'' \emptyset$ a cada 20 cm en la parrilla superior - en ambos sentidos, y en la parrilla inferior normal al acero principal.

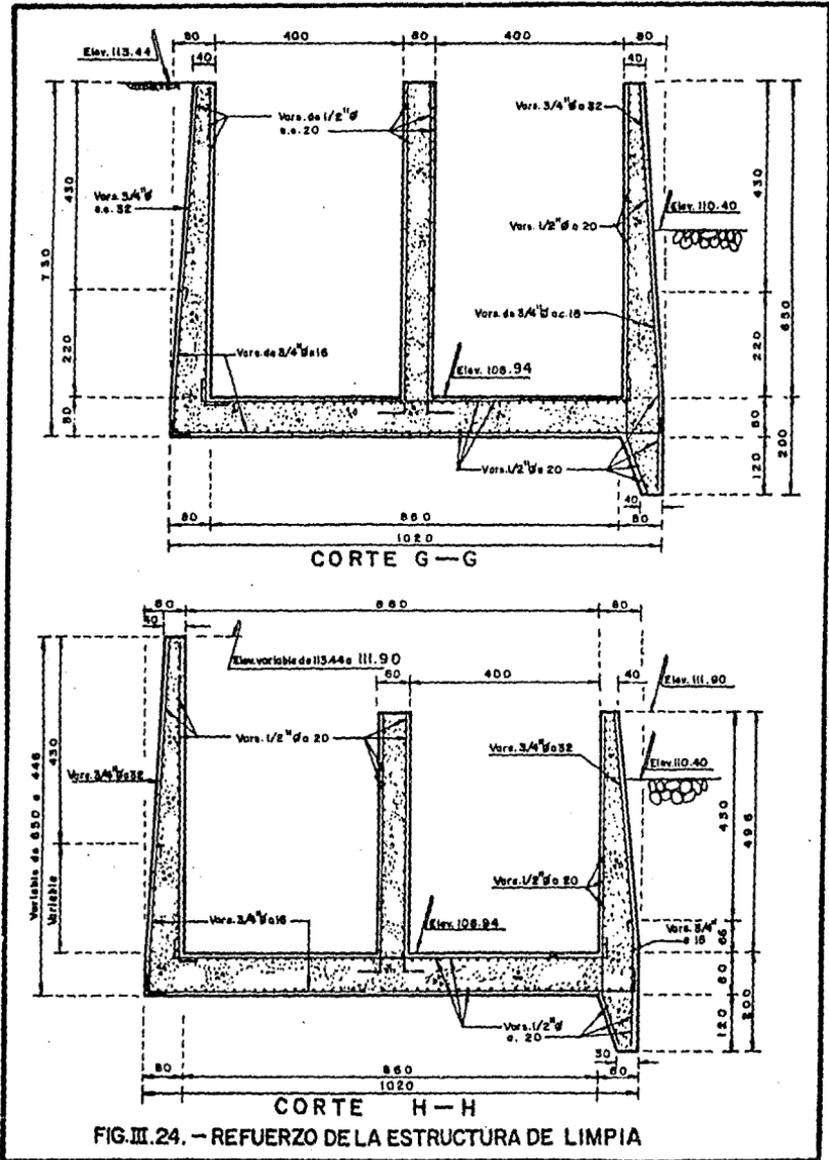
El acero negativo se colocará constante en toda la losa, no justificándose el corte del refuerzo entre muros y pila por ser relativamente corta la longitud entre ellos.

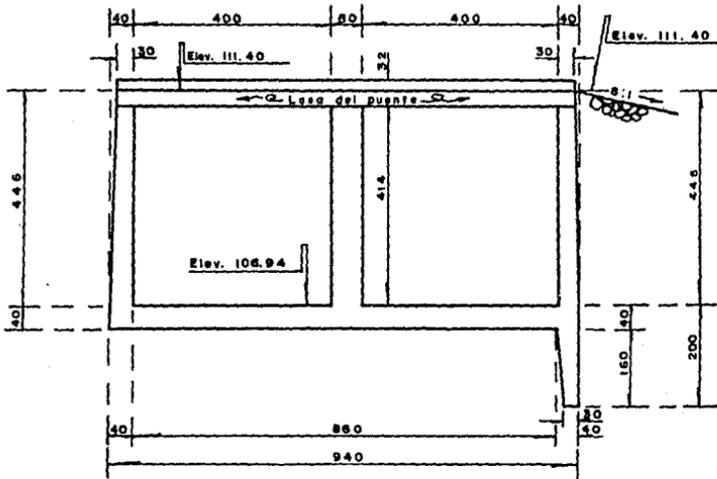
El croquis del refuerzo de losa, muros y pila de la estructura de limpia, se ilustra en la figura III.24 adoptando este armado tanto para la sección del corte G-G como para la sección del corte H-H con la diferencia de que en esta última, el desarrollo del acero principal de los muros - laterales será menor tal como se observa en el plano No. 4.

G) Desarenador

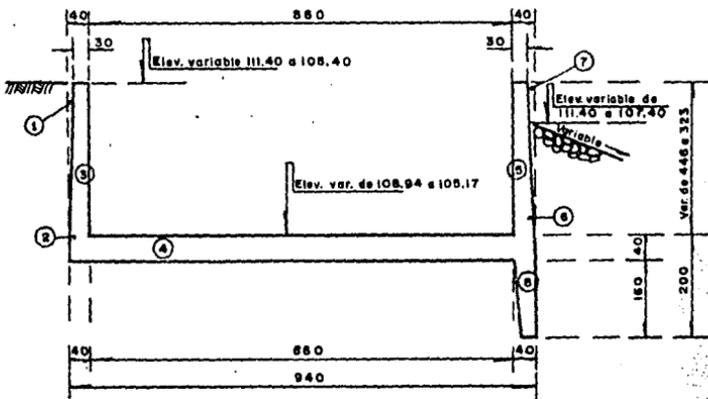
a).- Diseño de muros y losas según cortes J - J y J - J

Para la sección localizada en el corte J - J, las cargas actuantes son mayores que en la sección J - J, ya que en la primera está localizado el puente para vehículos, sin embargo el cálculo se hará con base en las solicitaciones del corte J - J, pues éstas son mayores por tener el doble del claro de la sección bajo el puente tal como se muestra en la figura III.25.





CORTE I — I



CORTE J — J

FIG. III. 25 - SECCIONES TRANSVERSALES DEL DESARENADOR
SEGUN CORTES I-I Y J-J

Analizando las cargas que actúan en la estructura y tomando momentos respecto al punto "A", tendremos elementos verticales:

ZONA	VOLUMEN (M ³)	PESO VOL. (TON/M ³)	PESO (TON)	BRAZO (M)	MOMENTO (TON-M)
1	0.223	1.800	0.4014	0.033	0.0134
2	0.223	2.400	0.5352	0.067	0.0357
3	1.338	2.400	3.2112	0.250	0.8028
4	3.760	2.400	9.024	4.700	42.4128
5	1.338	2.400	3.2112	9.150	29.3825
6	0.223	2.400	0.5352	9.333	4.9952
7	0.560	2.400	1.3440	9.225	12.3984
8	0.223	2.200	0.49106	9.367	4.5952
Σ			18.7528		94.6360

Elementos Horizontales :

En el muro izquierdo :

$$E = 0.143 \times 1.800 \times 4.86^2 = 6.079 \text{ Ton}$$

$$y = 4.86 \div 3 = 1.620 \text{ M}$$

$$M = 6.079 \times 1.620 = 9.850 \text{ Ton-M}$$

En el muro derecho:

$$E = 0.086 \times 2.200 \times 4.86^2 = 4.469 \text{ Ton}$$

$$y = 4.86 \div 3 = 1.620 \text{ M}$$

$$M = 4.469 \times 1.620 = 7.240 \text{ Ton-M}$$

$$E W = 18.7528 \text{ Ton}$$

$$E M = 94.6360 + 9.850 - 7.240 = 97.2460 \text{ Ton-M}$$

$$X = \frac{97.2460}{18.7528} = 5.185 \text{ M}$$

$$e = 9.40 \times 0.50 - 5.185 = -0.485 \text{ M} < 1.57 \text{ M} \quad \therefore \text{ bien}$$

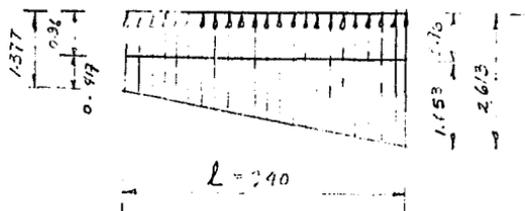
(La fatiga máxima cae al lado derecho dentro del tercio medio)

Esfuerzos.-

$$f_{\max} = \frac{18.7528}{9.40} \left(1 + \frac{0.485 \times 6}{9.40} \right) = 2.613 \text{ Ton/M}^2$$

$$f_{\min} = \frac{18.7528}{9.40} \left(1 - \frac{0.485 \times 6}{9.40} \right) = 1.377 \text{ Ton/M}^2$$

$$f_{\text{Losa}} = 0.40 \times 2400 = 0.960 \text{ Ton/M}^2$$



MOMENTOS A LOS EJES.-

Muro izquierdo

$$E = 0.143 \times 1.800 \times 4.66^2 = 5.587 \text{ Ton}$$

$$y = 4.66 \div 3 = 1.553 \text{ M}$$

$$M = 5.587 \times 1.553 = 8.683 \text{ Ton-M}$$

Muro derecho

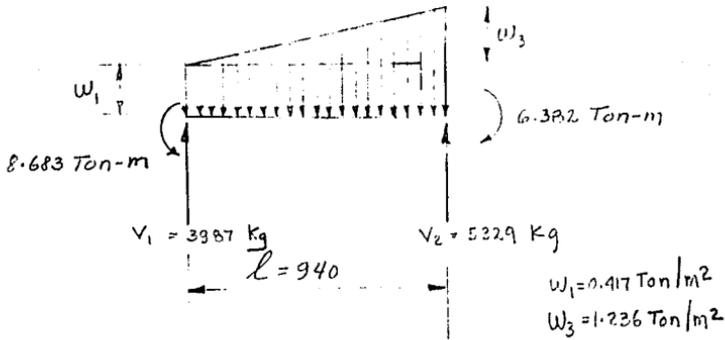
$$E = 0.086 \times 2.200 \times 4.66^2 = 4.109 \text{ Ton}$$

$$y = 1.553 \text{ M}$$

$$M = 4.109 \times 1.553 = 6.382 \text{ Ton-M}$$

Diseño de la losa

Cálculo de cortantes y momentos en la losa:



Constantes hiperestáticas a los ejes :

$$V_{1h} = V_{2h} = \frac{M_1 - M_2}{l} = \frac{8.683 - 6.382}{9.00} = 0.256 \text{ Ton}$$

Constantes isostático a los ejes

$$V_{1i} = \frac{w_1 l}{2} + \frac{w_3 l}{6} = \frac{0.417 \times 9.00}{2} + \frac{1.236 \times 9.00}{6} = 3.731 \text{ Ton}$$

$$V_{2i} = \frac{w_1 l}{2} + \frac{w_3 l}{3} = 1.877 + \frac{1.236 \times 9}{3} = 5.585 \text{ Ton}$$

$$V_{1e} = 3.731 + 0.256 = 3.987 \text{ Ton.}$$

$$V_{2e} = 5.585 - 0.256 = 5.329 \text{ Ton.}$$

Constantes al paño :

$$V_p = (X_1 = 0.15 \text{ m}, \quad X_2 = 9.00 - 0.15 = 8.85 \text{ m})$$

$$V = V_1 - w_1 (X) - \frac{w_3 X^2}{2 l}$$

$$V_{1p} = 3987 - 417 (0.15) - \frac{1236 (0.15)^2}{2 (9.00)} = 3923 \text{ Kg}$$

$$V_{2p} = 3987 - 417 (8.85) - \frac{1236 (8.85)^2}{2 (9.00)} = 5082 \text{ Kg}$$

Momento al paño: ($X_1 = 0.15$, $X_2 = 8.85$ M)

$$M_p = V_1 X - \frac{w_1 X^2}{2} - \frac{w_3 X^3}{6L} - M_1$$

$$M_{1p} = 3\,987 (0.15) - \frac{417 (0.15)^2}{2} - \frac{1\,236 (0.15)^3}{6 \times 9} - 8\,683$$

$$M_{1p} = -8\,090 \text{ Kg-M}$$

$$M_{2p} = 3\,987 (8.85) - \frac{417 (8.85)^2}{2} - \frac{1\,236 (8.85)^3}{54} - 8\,683$$

$$M_{2p} = -5\,594 \text{ Kg-M}$$

Momento positivo en la losa:

$$\text{Punto de inflexión } X_{1-2} = \frac{-w_1 \pm \sqrt{w_1^2 + \frac{2V_1 w_3}{L}}}{w_3/L}$$

$$X_{1-2} = \frac{-417 \pm \sqrt{(417)^2 + \frac{2 \times 3\,987 \times 1\,236}{9.00}}}{1\,236/9.00} = 5.17 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = V_1 (X) - \frac{w_1 X^2}{2} - \frac{w_3 X^3}{6L} - M_1$$

$$M_{(+)} = 3\,987 (5.17) - \frac{417 (5.17)^2}{2} - \frac{1\,236 (5.17)^3}{54} - 8\,683$$

$$M_{(+)} = 3\,194 \text{ Kg-M}$$

Revisión por flexión: (aige el momento al paño izquierdo)

$$d_m = 0.273 \sqrt{h/b}; \quad b = 1.0 \text{ m}$$

$$d_m = 0.273 \sqrt{8\,090} = 24.55 \text{ m}$$

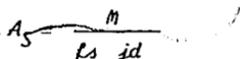
Revisión por constante

$$d_v = \frac{V}{V_{perm} b} \quad (\text{el máximo constante al paño})$$

$$d_v = \frac{5\ 082}{4.62 \times 100} = 11.00\ \text{M}$$

Adóptese : $d = 35\ \text{cm}$, $r = 5\ \text{cm}$ y $h = 40\ \text{cm}$

Acero de refuerzo negativo (momento a los paños)



$$A_s = \frac{8\ 683\ 00}{2\ 000 (0.90) 35} = 13.78\ \text{Cm}^2$$

Se colocarán varillas a cada 20 cm de 3/4" Ø

$$\text{Sep} = \frac{as \times 100}{A_s} = \frac{2.85 \times 100}{13.78} = 20.7 < 20\ \text{cm}; \text{ bién}$$

Acero de refuerzo positivo :

$$A_s = \frac{319\ 400}{2000 \times 0.90 \times 35} = 5.07 < 6.00\ \text{Cm}^2$$

Acero de temperatura :

$$A_t = 0.015 (100) 40 = 6.00\ \text{Cm}^2$$

Colóquense varillas de 1/2" Ø a cada 20 cm

Longitud del acero principal de refuerzo :

Cuando el momento es nulo cambia su signo de negativo a positivo

$$M_0 = V_1 (X) - \frac{w_1 X^2}{2} - \frac{w_3 X^3}{54} - M_1 = 0$$

$$3\ 987 X - \frac{417 X^2}{2} - \frac{1\ 236 X^3}{54} - 8\ 683 = 0$$

$$8\ 683 - 3\ 987 X + 208.5 X^2 + 22.888 X^3 = 0$$

$$X_1 = 2.653, \quad X_2 = 7.45$$

$$3\ 987 (2.653) - \frac{417 (2.653)^2}{2} - \frac{1\ 236 (2.653)^3}{54} - 8\ 683 = 0$$

La longitud en los dos lados de la losa será :

$$L c 1 = 0.40 + 2.65 + 0.60 = 3.65 \text{ metros}$$

$$L c 2 = 9.00 - 7.45 + 0.60 + 0.40 = 2.55 \text{ M}$$

Diseño del muro izquierdo

Cálculo de cortante y momento al paño

$$E = 0.143 \times 1\ 800 \times 4.46^2 = 5\ 120 \text{ Kg}$$

$$y = 1.486 \text{ M}$$

$$M = 7\ 612 \text{ Kg-M}$$

$$d_m = 0.273 \sqrt{7\ 612} = 23.82 \text{ Cm (revisión por momento)}$$

$$d_m = \frac{5\ 120}{4.62 \times 100} = 11.02 \text{ cm (revisión por cortante)}$$

Adóptese : $d = 35 \text{ cm}$; $a = 5 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$

Acero de refuerzo principal :

$$A_s = \frac{761200}{2\ 000 (0.90) 35} = 12.08 \text{ Cm}^2$$

Para continuar el armado de la losa; refuérense con varillas de 3/4" Ø

a 20

$$s_{cp} = \frac{a_s \times 100}{A_s} = \frac{285}{12.08} = 23.6 > 20 \text{ cm} ; \text{ bien}$$

Diseño del muro derecho

$$E = 0.086 \times 2\ 200 \times 4.46^2 = 3\ 763.5 \text{ Kg}$$

$$y = 1.486 \text{ M}$$

$$M = 5\ 592.5 \text{ Kg-M}$$

$$d_m = 0.273 \sqrt{5\ 593} = 20.41 \text{ cm} > 35 \text{ cm}$$

$$d_v = \frac{3\ 764}{462} = 8.15 \text{ cm} > 35 \text{ cm} ; \text{ bien}$$

$$A_S = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$$

$$A_S = \frac{559250}{2000 (0.90) 35} = 8.88 \text{ Cm}^2$$

Colóquense varillas de $3/4'' \text{ } \emptyset$ a cada 20 cm

Para conservar la separación del extremo derecho de la losa

Reducción de la mitad del acero principal en muros:

Suponiendo $h = 3.54 \text{ M}$ (de arriba hacia abajo)

$$E = 0.143 \times 1800 \times 3.54^2 = 3,225.6 \text{ Kg}$$

$$Y = 1.18 \text{ M}$$

$$M = EY = 3806.2 \text{ Kg-M}$$

$$d = 25 + \frac{10 \times 354}{446} = 32.94 \text{ Cm}$$

$$A_S = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$$

$$A_S = \frac{380620}{2000 (0.90) 32.94} = 6.4 \text{ Cm}^2; \text{ bien}$$

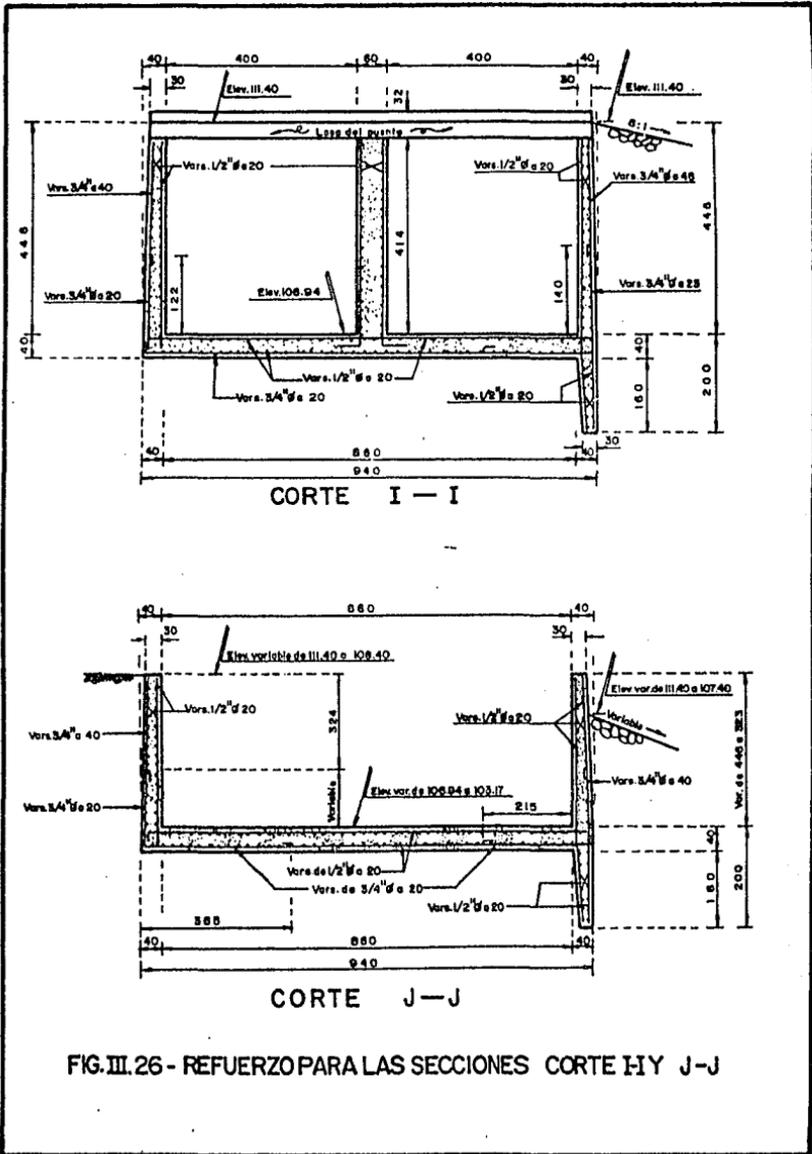
Se dejarán varillas de $3/4'' \text{ } \emptyset$ a cada 40 cm contando el acero a 3.54

0.30 = 3.24 M a partir de la corona del muro.

La colocación del armado será conforme al mostrado en la figura 333.26.

b) Diseño de muros y losa según corte K - K

Haciendo referencia a la figura 333.27 que muestra la sección transversal del desarenador según el corte K - K, se analizará ésta, con la altura máxima que varía de 3.23 a 2.00 metros, se calcularán momentos generados por fuerzas verticales y horizontales respecto al punto "A" localizado a la extrema inferior izquierda de la losa del desarenador.



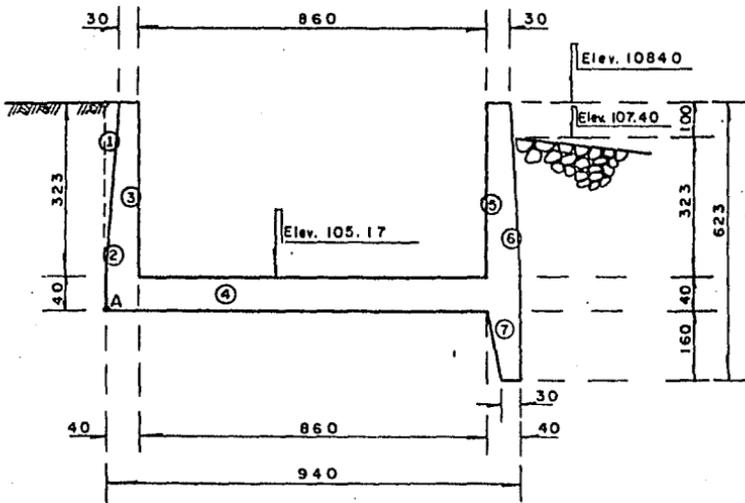


FIG. III. 27-SECCION TRANSVERSAL DE DESARENADOR
SEGUN CORTE K-K

Cálculo de fuerzas y momentos por fuerzas verticales:

ZONA	VOLUMEN (M ³)	PESO VOL. (Ton-M ³)	PESO (Ton)	BRAZO (M)	MOMENTO (Ton-M)
1	0.1615	1.800	0.2907	0.033	0.0096
2	0.1615	2.400	0.3876	0.067	0.0258
3	0.9690	2.400	2.3256	0.250	0.5814
4	3.7600	2.400	9.0240	4.700	42.4128
5	0.9690	2.400	2.3256	9.150	21.2792
6	0.1615	2.400	0.3876	9.333	3.6176
7	0.5600	2.400	1.3440	9.217	12.3872
8	0.0770	2.200	0.1694	9.377	3.1741
Σ			16.2545		81.9016

Cálculo de los empujes en los muros.-

Muro izquierdo

$$E = 0.143 \times 1.800 \times 3.63^2 = 3.392 \text{ Ton}$$

$$Y = 3.63 \div 3 = 1.210 \text{ M}$$

$$M = 3.392 \times 1.210 = 4.104 \text{ Ton}$$

Muro derecho

$$E = 0.086 \times 2.200 \times 2.63^2 = 1.308 \text{ Ton}$$

$$h = 2.63 \div 3 = 0.876 \text{ M}$$

$$M = 1.308 \times 0.876 = 1.147 \text{ Ton-M}$$

$$\Sigma W = 16.2545 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma M_A = 81.9016 + 4.104 - 1.147 = 84.8586 \text{ Ton-M}$$

$$X = \frac{84.8586}{16.2545} = 5.22 \text{ M}$$

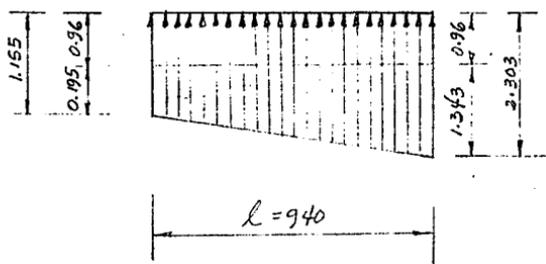
$$e = 9.40 \times 0.5 - 5.22 = -0.52 \text{ M (Excentricidad a la derecha de la losa)}$$

Esfuerzos :

$$f_{\max} = \frac{16.2545}{9.40} \left(1 + \frac{6 \times 0.52}{9.40} \right) = 2.303 \text{ Ton/M}^2$$

$$f_{\min} = \frac{16.2545}{9.40} \left(1 - \frac{6 \times 0.52}{9.40} \right) = 1.155 \text{ Ton/M}^2$$

$$\text{Fatiga en la losa} = 0.40 \times 2.400 = 0.96 \text{ Ton/M}^2$$



MEMBROS .- (Momentos a los ejes)

Muro izquierdo

$$E = 0.143 \times 1.800 \times 3.43^2 = 3.028 \text{ Ton}$$

$$h = 3.43 \div 3 = 1.143 \text{ M}$$

$$M = 3.028 \times 1.143 = 3.462 \text{ Ton-M}$$

Muro derecho

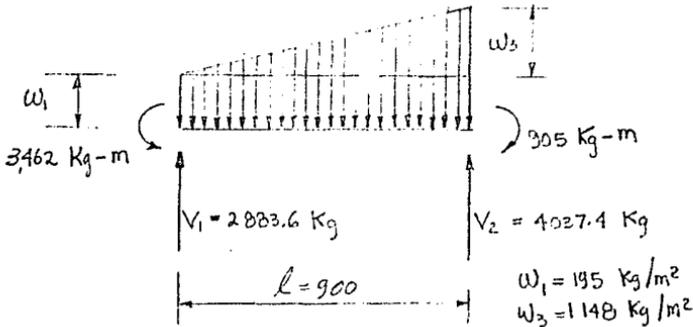
$$E = 0.086 \times 2.200 \times 2.43^2 = 1.117 \text{ Ton}$$

$$h = 2.43 \div 3 = 0.81 \text{ M}$$

$$M = 1.117 \times 0.81 = 0.905 \text{ Ton-M}$$

Diseño de la losa

Cálculo de constantes y momentos en la losa:



Constantes hiperestáticas a los ejes

$$V_{1h} = V_{2h} = \frac{M_1 - M_2}{l} = \frac{3462 - 905}{9.00} = 284.1 \text{ Kg}$$

Constantes isostáticas a los ejes

$$V_{1i} = \frac{w_1 l}{2} + \frac{w_3 l}{6} = \frac{195 (9.00)}{2} + \frac{148 (9.00)}{6} = 2599.5 \text{ Kg}$$

$$V_{2i} = \frac{w_1 l}{2} + \frac{w_3 l}{3} = 877.5 + \frac{148 (9.00)}{3} = 4321.5 \text{ Kg}$$

$$V_{1e} = 2599.5 + 284.1 = 2883.6 \text{ Kg}$$

$$V_{2e} = 4321.5 - 284.1 = 4037.4 \text{ Kg}$$

Constantes al paño:

$$V_p = (X_1 = 0.15 \text{ m}, \quad X_2 = 8.85 \text{ m})$$

$$V = V_1 - w_1 (X) - \frac{w_3 X^2}{2l}$$

$$V_{1p} = 2883.6 - 195 \times 0.15 - \frac{148 (0.15)^2}{2 (9.00)}$$

$$V_{1p} = 2883.6 - 29.25 - 1.435 = 2852.9 \text{ Kg}$$

$$V_{2p} = 2883.6 - 195(8.85) - \frac{1148(8.85)^2}{18.00}$$

$$V_{2p} = -3837.4 \text{ Kg}$$

Momento al paño ($X_1 = 0.15$, $X_2 = 8.85 \text{ m}$)

$$M_p = V_1 X - \frac{w_1 X^2}{2} - \frac{w_3 X^3}{6L} - M_1$$

$$M_{1p} = 2883.6(0.15) - \frac{195(0.15)^2}{2} - \frac{1148(0.15)^3}{54} - 3462 = -3031.7 \text{ Kg-m}$$

$$M_{2p} = 2883.6(8.85) - \frac{195(8.85)^2}{2} - \frac{1148(8.85)^3}{54} - 3462 = -314.5 \text{ Kg-m}$$

Momento positivo en la losa :

$$\text{Punto de inflexión } X_{1-2} = \frac{-w_1 \pm \sqrt{w_1^2 + \frac{2V_1 w_3}{L}}}{w_3/L}$$

$$X_{1-2} = \frac{195 \pm \sqrt{(195)^2 + \frac{2(2883.6)1148}{9.00}}}{1148/9.00} = 8.42 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = V_1 (X) - \frac{w_1 X^2}{2} - \frac{w_3 X^3}{6L} - M_1$$

$$M_{(+)} = 2883.6(8.42) - \frac{195(8.42)^2}{2} - \frac{1148(8.42)^3}{54} - 3462$$

$$M_{(+)} = 1214.8 \text{ Kg-m}$$

Revisión del peralte

$$d_m = 0.273 \sqrt{M} = 0.273 \sqrt{3031.7} = 15.03 \text{ Cm}$$

$$d_v = \frac{V}{v_{perm} b} = \frac{4037.4}{462} = 8.74 \text{ Cm}$$

Adóptese : $d = 35 \text{ cm}$, $l = 5 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$.

Cálculo del acero negativo :

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

$$A_s = \frac{3\ 031\ 70}{2\ 000 (0.90) 35} = 4.81 < 6.00 \text{ Cm}^2$$

Cálculo del acero positivo:

$$A_s = \frac{121480}{2\ 000 (0.90) 35} = 1.93 < 6.00 \text{ Cm}^2$$

El armado de la losa será con varillas de 1/2" Ø en sus parrillas superior e inferior en ambos sentidos.

Diseño de los muros :

Muro izquierdo .- (Momentos y constantes al paño)

$$E = 0.143 \times 1.800 \times 3.23^2 = 2.685 \text{ Ton}$$

$$V = 3.23 \div 3 = 1.077 \text{ M}$$

$$M = 2.635 \times 1.077 = 2.891 \text{ Ton-M}$$

Penalte por momento

$$d_M = 0.273 \sqrt{2\ 891} = 14.68 \text{ Cm}$$

Penalte por constante

$$d_v = \frac{2\ 685}{4.62 \times 100} = 5.81 \text{ Cm}$$

Se adopta : $d = 35 \text{ cm}$; $n = 5 \text{ cm}$; $e = 40 \text{ cm}$

Acero de refuerzo principal.-

$$A_s = \frac{289\ 100}{2\ 000 \times 0.90 \times 35} = 4.59 \text{ Cm}^2 < 6.00 \text{ Cm}^2$$

Se colocarán varillas de 1/2" Ø a cada 20 cm.

Acero por temperatura.-

En una cara: varas 1/2" Ø a cada 20 cm

En dos caras: varas 1/2" Ø a cada 28 Cm

Muro derecho.-

Como domina el refuerzo por temperatura, este muro lo reforzaremos igual que el muro izquierdo.

NOTA.- Por ser los muros de poca altura, no contaremos varillas.

Para detalles del armado consúltese la figura III.28

III) Muros de Contención

a) Diseño del muro según corte L - L

Haciendo referencia a la figura III.29, el patín izquierdo varía de 150 a 0 centímetros, ya que el terraplen en este lado puede o no tener relleno según el punto de localización.

Para efectos de diseño se analizará para la condición más desfavorable, que es sin relleno del lado izquierdo y con el patín de 150 cm de ancho.

Momento por cargas verticales respecto al punto "A"

SECCION	AREA (M ²)	PESO (KG)	BRAZO (M)	MOMENTO (KG-M)
1	1.771	4 250.4	1.70	7 225.68
2	1.360	3 264.0	1.70	5 548.80
3	0.253	455.4	1.87	851.60
4	7.590	13 662.0	2.65	36 204.30
Σ		21 631.8		49 830.38

Momento por cargas horizontales

$$E = 0.286 \times 0.5 \times 1\,800 \times 5.46^2 = 7\,673.5 \text{ Kg}$$

$$Y = 1.82 \text{ m}$$

$$M = E Y = 13\,965.8 \text{ Kg-m}$$

Revisión de la estabilidad del muro :

Posición de la resultante :

$$\Sigma M = 49\,830.38 - 13\,965.8 = 35\,864.6 \text{ Kg-m}$$

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{35\,864.6}{21\,631.8} = 1.66 \text{ m}$$

Excentricidad :

$$e = 0.5 \times 3.40 - 1.66 = 0.04 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{3.40}{6} = 0.57 > 0.04 \text{ (ca e dentro del tercio medio)}$$

Revisión por deslizamiento:

$$F.S. = \frac{\mu \Sigma F_v}{\Sigma F_h} \geq 1.5$$

μ = Coeficiente de fricción (entre tierra y concreto = 0.56)

$$F.S. = \frac{0.56(21\,631.8)}{7\,673.5} = 1.57 > 1.5 \quad \therefore \text{ bien}$$

Revisión por volcamiento

$$F.S. = \frac{E M}{E M_h} \geq 2.0$$

$$F.S. = \frac{35\,864.6}{13\,965.8} = 2.56 > 2.0 \quad \therefore \text{ bien}$$

Pasa ambas condiciones de estabilidad

Diseño de la losa

Cálculo de los esfuerzos de trabajo:

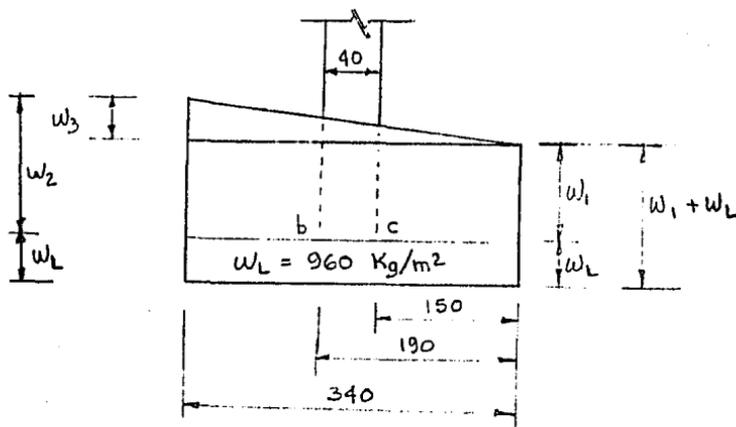
de acuerdo a la expresión de la escuadría

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{6} \right)$$

$$f = \frac{21\,631.8}{3.40} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.04}{3.40} \right) = \begin{cases} f_{\text{máx}} = 6\,811.4 \text{ Kg/M}^2 \\ f_{\text{mín}} = 5\,913.1 \text{ Kg/M}^2 \end{cases}$$

Peso de la losa : $w_L = 2\,400 \times 0.4 = 960 \text{ Kg/M}^2$

Esquema del diagrama de esfuerzos :



$$w_1 = 5\,913.1 - 960 = 4\,953.1 \text{ Kg/M}^2$$

$$w_2 = 6\,811.4 - 960 = 5\,851.4 \text{ Kg/M}^2$$

$$w_3 = w_2 - w_1 = 898.3 \text{ Kg/M}^2$$

$$f_b = 4\,953.1 + \frac{898.3 \times 1.90}{3.40} = 5\,455.1 \text{ Kg/M}^2$$

$$f_c = 4\,953.1 + \frac{898.3 \times 1.50}{3.40} = 5\,349.4 \text{ Kg/m}^2$$

Cálculo de las sollicitaciones en el punto " b "

$$V_b = w_1 l + \frac{w_3 l}{2}$$

$$V_b = 4\,953.1 \times 1.5 + \frac{898.3 \times 1.5}{2} = 8\,103.4 \text{ Kg}$$

$$M_b = \frac{w_1 l^2}{2} + \frac{w_3 l^2}{3}$$

$$M_b = \frac{1\,753.1 (1.5)^2}{2} + \frac{898.3 (1.5)^2}{3} = 6\,246.00 \text{ Kg-M}$$

Revisión del peralte

$$d_M = 0.273 \sqrt{M} = 0.273 \sqrt{6\,246} = 21.6 \text{ Cm}$$

$$d_V = \frac{8\,103.4}{4.62 \times 100} = 17.54 \text{ Cm}$$

Adóptese $d = 35 \text{ cm}$, $r = 5 \text{ cm}$ y $h = 40 \text{ cm}$

Acero Principal :

$$A_s = \frac{M}{f_s f d} = \frac{624600}{2000 (0.90135)} = 9.91 \text{ Cm}^2$$

Colóquense vars de 3/4" Ø a cada 28 cm

$$Sep = \frac{as \times 100}{A_s} = \frac{285}{9.91} = 28.8 > 28 \text{ Cm}$$

Colóquense varillas de 1/2" Ø a cada 20 cm en el lecho superior en ambos sentidos y en el lecho inferior normal al acero principal.

Provénguese el armado a todo lo largo de la losa.

Diseño del muro :

Constante y momento al paño :

$$E = 0.286 \times 1\ 800 (5.06)^2 \times 0.5 = 6\ 590.3 \text{ Kg}$$

$$Y = 5.06/3 = 1.68666 \text{ M}$$

$$M = 11\ 115.7 \text{ Kg-M}$$

Revisión del peralte :

$$d_M = 0.273 \sqrt{M} = 0.273 \sqrt{11\ 115.7} = 28.8 \text{ Cm}$$

$$d_V = \frac{V}{V_{perm} b} = \frac{6\ 590}{462} = 14.3 \text{ Cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} d = 35 \text{ cm} \\ n = 5 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Acero Principal

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

$$A_S = \frac{11\ 115.70}{2000(0.90)35} = 17.64 \text{ Cm}^2$$

Colóquense varillas de 3/4" Ø a cada 16 centímetros

$$Sep = \frac{as\ 100}{A_S} = \frac{285}{17.64} = 16.1 \text{ cm} > 16 \text{ cm}; \text{ bién}$$

El armado por temperatura colóquense con varillas de 1/2" Ø a cada 20 Cm.

Distancia, desde la corona del muro a la cual puede suprimirse la mitad del acero de refuerzo ($A_S = 17.64 \text{ Cm}^2$)

$$M_R = 0.5 (A_S) 2\ 000 (0.90) 35$$

$$M_R = 0.5 (17.64) 2\ 000 (0.90) 35 = 555\ 660 \text{ Kg-Cm}$$

$$M_R = 5\ 556.60 \text{ Kg-M}$$

Supóngase $h = 4.00 \text{ M}$

$$E = 0.143 \times 1\,800 (4.00)^2 = 4\,118.4 \text{ Kg}$$

$$Y = 1.3333 \text{ M}$$

$$M = E Y = 5\,491.2 \text{ Kg-M} < M_R; \text{ bien}$$

El corte de las varillas será :

$$Y = 506 - 400 + 30 = 136 \text{ Cm a partir de la parte superior de la zapata.}$$

El refuerzo de este muro se muestra en la figura 333.30

b).- Diseño del muro según corte $M - M$

La poca altura (2.00 metros), de este muro no justifica su cálculo por lo que será reforzado con varillas de $1/2'' \text{ } \emptyset$ a cada 20 centímetros -- (acero por temperatura) tal como se muestra en el Plano No. 4.

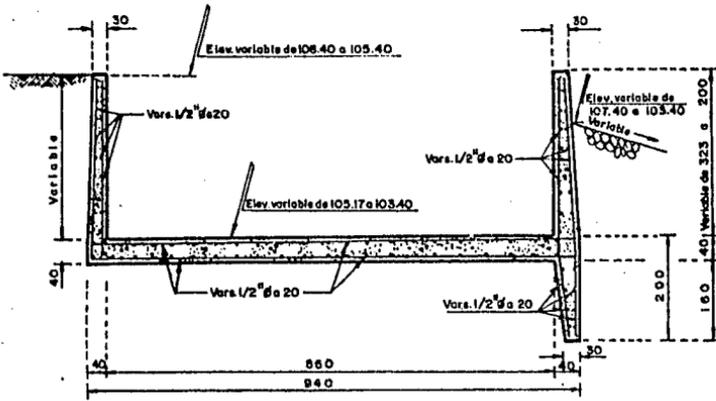


FIG. III-28.- REFUERZO PARA LA SECCION SEGUN CORTE K-K

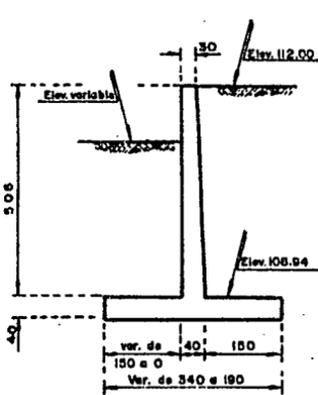


FIG. III 29.- MURO DE CONTENCIÓN SEGUN CORTE L-L

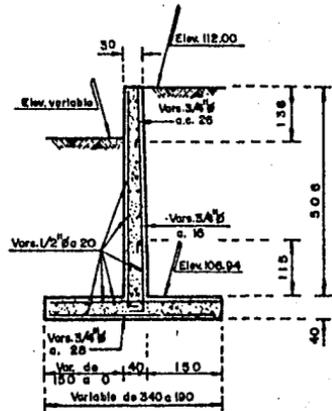


FIG. III 30.- REFUERZO DEL MURO DE CONTENCIÓN CORTE L-L

3) Losa del puente para vehículos

DATOS DE PROYECTO :

De acuerdo a como se muestra en el plano No. 4, el puente vehículo lo componen dos losas planas apoyadas sobre los muros extremos e intermedio.

Claro de una losa - - - - - = 4.30 M

Lóngitud de una losa - - - - = 4.60 M

Ancho de la calzada - - - - = 6.80 M

Ancho de las guarniciones - - = 0.30 M

Ancho total del puente - - - = 7.40 M

Peralte de las guarniciones = 0.20 M

Espesor de la losa = 0.32 M

Bombeo - - - - - = 0.06 M

Perfil a dos aguas

Carga viva: tipo HS - 20 en dos líneas de circulación.

Momento por carga permanente :

$$\text{Losa} = 0.32 \times 2 \ 400 \times 1.00 = 768.0 \text{ Kg/M}$$

$$\text{Guarniciones} = 0.30 \times 0.20 \times 2 \times 2 \ 400 = 288.0 \text{ Kg/M}$$

$$W = 1056.0 \text{ Kg/M}$$

$$M_{cm} = \frac{W L^2}{8} = \frac{1056.0 (4.30)^2}{8} = 2440.68 \text{ Kg-M}$$

Se debe considerar el momento por carga viva más impacto, las normas - A.A.S.H.O así como las especificaciones para Proyectos de puentes editados por S.O.P., indican que dicho efecto se calcula con la siguiente expresión :

$$M_{EV+I} = \frac{M I}{2 E}$$

Donde:

M_{CV+I} = Momento por carga viva e impacto

M = Momento ocasionado por carga viva uniforme equivalente en un carril de circulación por metro.

$$J = \frac{15.24}{L + 38.1} \leq 30 \% \text{ (Porcentaje de incremento por impacto)}$$

L = Longitud entre apoyos

E = Ancho efectivo en la losa sobre el que se distribuye la carga de una rueda.

$$E = 0.06 L + 1.22 \leq 2.13$$

$$E = 0.06(4.30) + 1.22 = 1.478 \text{ m} < 2.13$$

$$J = \frac{15.24}{4.30 + 38.1} = 0.359, \text{ tomése } J = 30 \%$$

De acuerdo a la tabla de momentos de especificaciones para puentes:

$$M_{CV} = \frac{(176\,591 - 15\,485)(4.30 - 4.27)}{(4.57 - 4.27)} + 15\,485 = 15\,595.6 \text{ Kg-M}$$

$$M_{CV+J} = \frac{15\,595.6 \times 1.30}{2 \times 1.478} = 6\,858.69 \text{ Kg-M}$$

Momento total :

$$M_T = 2\,440.68 + 6\,858.69 = 9\,299.36 \text{ Kg-M}$$

Revisión del peralte propuesto por flexión

$$d_m = \alpha \sqrt{M} = 0.270 \sqrt{929936} = 26.04$$

$$\text{Adóptese : } d = 28 \text{ cm, } z = 4 \text{ cm, } h = 32 \text{ cm}$$

Acero principal de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot d} = \frac{929936}{2000(0.90128)} = 18.45 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas $3/4'' \phi$ a cada 13 cm

$$A_s = \frac{100 A_s}{S} = \frac{100 \times 2.85}{13} = 21.92 > 18.45 \text{ cm}^2$$

Acero de distribución :

De acuerdo a las mismas especificaciones para repartir el peso de cada rueda en su respectivo ancho de distribución, se necesita colocar acero en el lecho inferior de la losa, estimado como un porcentaje del refuerzo principal y colocándolo perpendicularmente al mismo, dicho porcentaje está dado por la siguiente expresión:

$$p = \frac{100}{\sqrt{3.28 L}} = \frac{100}{\sqrt{3.28(4.30)}} = 26.63 \%$$

$$A_{s_d} = 0.2663 \times 18.45 = 4.91 \text{ cm}^2$$

con varillas de $1/2'' \phi$, $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

Separación :

$$S = \frac{127}{A_s} = \frac{127}{4.91} = 25.8 \text{ cm}$$

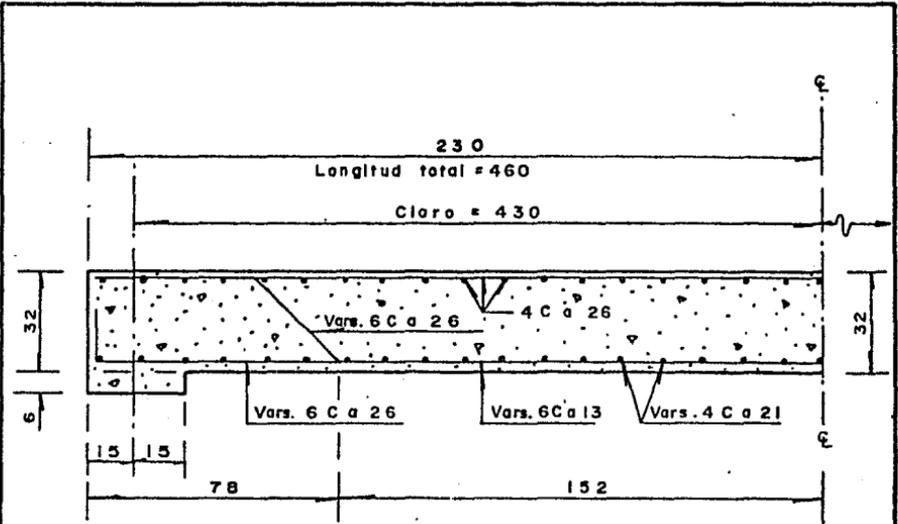
Colóquese varillas de $1/2'' \phi$ a cada 25 cm

Acero por temperatura :

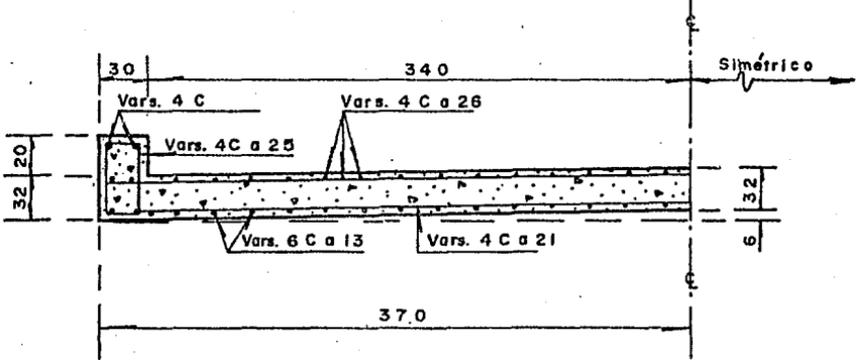
$$A_{st} = 0.0015 \times 32 \times 100 = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{127}{4.8} = 26.4 \text{ cm}$$

Colóquese varillas $1/2'' \phi$ a cada 26 cm



MEDIO CORTE POR EL EJE DEL CAMINO



MEDIO CORTE TRANSVERSAL

FIG. III. 31.—ARMADO Y DIMENSIONES DEL PUENTE VEHICULO

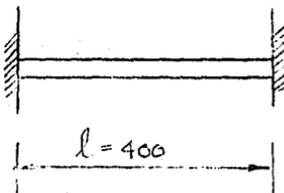
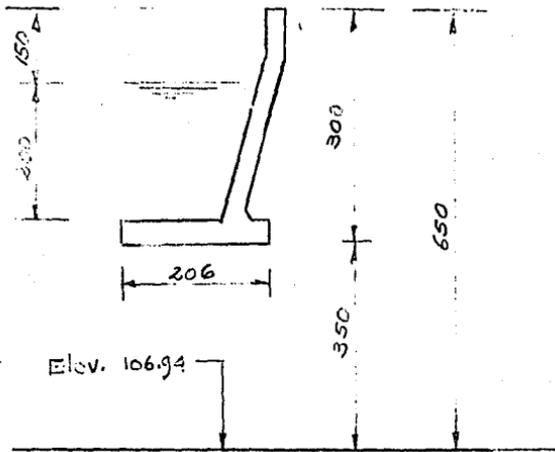
Doblado de varillas : (a partir del $\frac{1}{2}$)

$$X = \frac{4.30}{2} \sqrt{0.5} = 1.5203 \text{ cm}$$

El armado de las trabes marginales será por fraguado y armado colocando 4 varillas longitudinales de $1/2'' \phi$, con estribos $1/2'' \phi$ a cada 25 cm., para detalle de armado véase la figura 333.31

El armado de la losa de operación de las compuertas, se adoptó de planos tipo de la S.A.R.H.

7) Pantalla en compuertas radiales



$$W = 2R = 1000 \times 2.0 = 2,000.0 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de momentos :

$$M_{(-)} = \frac{W L^2}{12} = \frac{2000 \times (4.0)^2}{12} = 2666.67 \text{ Kg.}$$

$$M_{(+)} = \frac{W L^2}{24} = \frac{2000 (4)^2}{24} = 1333.37 \text{ Kg.}$$

$$d = 17.5 \text{ cm}$$

$$n = 7.5 \text{ cm}$$

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

$$A_{S(-)} = \frac{266667}{2000 \times 0.9 \times 17.5} = 8.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{S(+)} = \frac{1333.33 \times 100}{2000 \times 0.9 \times 17.5} = 4.23 \text{ cm}^2 < 6.0 \text{ cm}^2$$

Colóquense varillas $1/2'' \phi$ a cada 25 cm

Para $A_{S(-)}$, Se proponen varillas de $1/2'' \phi$

$$S = \frac{1.27 \times 100}{8.46} = 15, \text{ Colóquese varillas de } 1/2'' \phi \text{ a } 15 \text{ cm}$$

El armado de la pantalla se muestra en el plano No. 4 (Estructura de Limpia margen derecha).

CAPITULO IV.- CONCLUSIONES

Es muy aconsejable que se analice con mucha atención la bondad de una obra no únicamente en el aspecto técnico en cuanto a -- funcionamiento y seguridad, sino que la persona encargada de -- tomar la decisión de construirla deberá medir de antemano los' beneficios que de ella se obtengan y relacionarlo con el costo y mantenimiento para definir la factibilidad, asegurando de -- ésa manera la inversión y continuidad de construcción de obras similares.

El presente trabajo se encauzó al aspecto técnico pero por ser un caso real, es decir que la presa derivadora San Miguel fue' proyectada y construida e inclusive ya está en operación, fué' necesario también hacer un estudio socioeconómico previo al -- proyecto ejecutivo.

En el capítulo II, se trató sobre los estudios hidrológicos -- para considerarse en un proyecto de derivación, sin embargo en este caso no fué necesario ya que a corta distancia aguas arri- ba del sitio de la derivadora se tiene una presa de almacena- miento que regula los escurrimientos, partiendo entonces con -- un gasto de diseño en la cortina de la presa derivadora igual' al del vertedor de demasías de la presa de almacenamiento, que es de $800 \text{ M}^3/\text{seg.}$

En cuanto a la selección del sitio de desplante de la obra se -- encontró que el lugar elegido presentaba las condiciones favora-- bles respecto a geología, geometría del cauce y seguridad en efec-- tos del remanso que ocasiona la sobreelevación del tirante del -- río.

Algunos otros aspectos como considerar arrastre de azolves y cuer-- pos flotantes fué descartado por tener próximo aguas arriba el -- control del río con la presa de almacenamiento "El Sabinal", redu-- ciendo considerablemente estos fenómenos que en caso de presentar-- se ocasionan problema en las obras de toma y desarenador, es de-- cir que los azolves acumulados en el área de conductos de la obra de toma en ocasiones llegan a ser tan importantes que logran pe-- netrar a los canales de riego, en cuanto a cuerpos flotantes afec-- tan las compuertas radiales y sus mecanismos correspondientes, -- sin embargo en este caso fueron considerados por seguridad los -- dos aspectos, ya que se dejó un escalón de 1.06 metros entre piso de desarenador y rasante de conductos (mayor que el mínimo reco-- mendable) para depósito de azolves, también se protegió el área -- de compuertas con una pantalla de concreto.

Para mayores detalles consúltense los planos correspondientes.

Por lo que se refiere a estudio de selección de tipo de contina -- vertedora no fué necesario ya que la poca altura del vertedor y -- las condiciones del lugar así como la experiencia en ese tipo de' obras dió como resultado adoptar una derivadora tipo indio. La --

topografía de ambas márgenes indica que no se tendrán inundaciones con el efecto de remanso, asegurando con ello no poner en peligro vidas humanas ni daños materiales.

En cuanto al manejo del río, se propuso que durante la ejecución de la obra se consideraran dos etapas de construcción mediante ataguías., aconsejando que las ataguías de la primera etapa protejan los desplantes de ambos desarenadores tal como lo muestra el plano de obra de desvío, procediendo a la construcción de las obras en las dos márgenes e inclusive un pequeño tramo de cortina en cada lado. Una vez ejecutado lo anterior, deberán removerse las ataguías de la primera etapa y se colocarán las de la segunda, a fin de construir la parte central de la cortina vertedora, posteriormente se removerán las ataguías' y se hará una limpieza final.

BIBLIOGRAFIA

- | | | |
|--|--|------|
| PRESAS DE DERIVACION | S.A.R.H. | 1975 |
| PROYECTO DE ZONAS DE RIEGO | S.A.R.H. | 1971 |
| ESCURRIMIENTO EN CUENCAS GRANDES | R. SPRINGALL G. | 1967 |
| HIJRAULICA GENERAL | G. SOTELO AVILA | 1974 |
| CURSO DE CAPACITACION PARA
INGENIEROS PROYECTISTAS EN
ZONAS DE RIEGO | S.A.R.H. | 1978 |
| ANALISIS DE FACTIBILIDAD TECNICA,
ECONOMICA Y SOCIAL EN LA ZONA DE
RIEGO DEL RIO COCHONG, S.N. | S.A.R.H. | 1980 |
| INGENIERIA SIMPLIFICADA | HARRY PARKER | 1976 |
| REGlamento DE LAS CONSTRUCCIONES
DE CONCRETO REFORZADA (ACI 318-71) | INSTITUTO MEXICANO
DEL CEMENTO Y
DEL CONCRETO. | 1974 |