



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

28
145

PROYECTO DE LA PRESA DERIVADORA NEXPA

Trabajo que para obtener
el título de ingeniero civil
presenta el

Sr. Manuel Ortiz García



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

" PROYECTO DE LA PRESA DERIVADORA NEXPA "

I. DESCRIPCION DEL DISTRITO DE RIEGO DE NEXPA, GRO.

a) CARACTERISTICAS GENERALES DE LA REGION

**b) DESCRIPCION DE LAS OBRAS QUE FORMARAN LA ZONA
DE RIEGO NEXPA.**

**II. GENERALIDADES SOBRE DIFERENTES TIPOS DE PRESAS -
DERIVADORAS**

III. SELECCION DEL TIPO ADECUADO.

IV. CALCULOS HIDRAULICOS Y ESTRUCTURALES

PROYECTO DE LA PRESA DERIVADORA "NEXPA"

CAPITULO I

DESCRIPCION DEL DISTRITO DE RIEGO DE NEXPA, GRO.

- A) Introducción
- B) Características generales de la región.
 - 1. Localización.
 - 2. Orografia y estudios topográficos.
 - 3. Hidrografia y estudios hidrológicos.
 - 4. Estudio geológico.
 - 5. Comunicaciones.
 - 6. Servicios públicos.
 - 7. Clima
 - 8. Usos del suelo y del agua.
 - 9. Cultivos.
- C) Descripción de las obras que formarán la Zona de Riego de Nexpa.
 - 1. Sistema de almacenamiento.
 - 2. Sistema de derivación.
 - 3. Obras de conducción.
 - 4. Red de distribución.
 - 5. Red de drenaje
 - 6. Red de caminos

CAPITULO II

GENERALIDADES SOBRE DIFERENTES TIPOS DE PRESAS DERIVADORAS

1. Definciióny características.
2. Localización.
3. Altura de la cresta vertedora.
4. Disposición en planta.
5. Diques.
 - a) Diques de cresta fija
 - b) Diques de cresta móvil.
6. Obra de limpia (desarenador)
7. Obra de toma.
8. Cimentación
9. Materiales de construcción.

CAPITULO III

SELECCION DEL TIPO ADECUADO

1. Generalidades.
2. Características.

CAPITULO IV

PROYECTO DETALLADO DEL TIPO ESCOGIDO

- A) Cálculos Hidráulicos
 1. De la cortina o dique vertedor.
 2. De la obra de limpia
 3. De la obra de toma.

B) Cálculos estructurales

1. De la cortina.
2. De la obra de toma.
3. De la obra de limpia.

CAPITULO I

DESCRIPCION DEL DISTRITO DE RIEGO DE NEXPA, GRO.

A). Introducción.

En el Valle de Nexpa, localizado en la planicie -- costera del sur del Estado de Guerrero, existen unas 15 000 ha de tierras aptas para el desarrollo de una agricultura intensiva. A la vez se dispone de 720 millones de m³ anuales, correspondientes al caudal medio del escurrimiento del río Nexpa.

Ahí, la mayor parte de la tierra suele cultivarse bajo la modalidad de temporal, mientras que los recursos hidráulicos se desaprovechan casi totalmente. En consecuencia, el nivel socioeconómico de los residentes del Valle, reviste ca racteres precarios.

Por lo anterior, las tres iniciativas que a continuación se mencionan, buscan aprovechar los recursos hidráulicos disponibles para propiciar la explotación agrícola intensiva, a fin de mejorar las condiciones de vida de los habitantes asentados en el valle de Nexpa.

La alternativa más pequeña consiste en construir una presa derivadora para atender con riego 8 500 ha., localizadas en la parte alta del valle, en ambas márgenes del río, protegiendo contra inundaciones esa zona mediante bordos laterales a los cauces.

La segunda contempla adicionalmente a la anterior, la construcción de una presa de almacenamiento y regulación, localizada 6 kms aguas arriba de la derivadora mencionada y la ampliación de la superficie regable hasta 13 259 Ha de riego por gravedad.

Finalmente la alternativa mayor, pretende beneficiar toda la superficie apta para la agricultura de riego en el valle (14 983 Ha), esto se lograría sumando a lo anterior 1 454 Ha por bombeo del canal Principal Margen Izquierda.

B. Características generales de la región.

1. Localización

La zona del río Nexpa se encuentra en la llamada Costa Chica del Estado de Guerrero, a unos 100 kms al sureste de Acapulco y comprende parte de los municipios de Ayutla, Copala, Florencio Villarreal y San Marcos.

Geográficamente se halla localizada hacia los 16°45' de latitud norte y los 99°15' de longitud oeste de Greenwich. Su altura varía entre los 5 y 35 metros sobre el nivel del mar.

2. Orografía y estudios topográficos

La Costa Chica, donde se encuentra alojada la zona beneficiada, está limitada al sur por el litoral del océano pacífico, y hacia el norte por la Sierra Madre del Sur. No presenta accidentes orográficos de importancia, pues sólo se observan ahí pequeñas serranías que constituyen las primeras es -

tribaciones de aquella unidad orogénica.

Con el propósito de obtener la información topográfica requerida para la formulación de los proyectos, se llevaron a cabo los siguientes trabajos:

- a) Levantamiento a escala 1:5 000 con equidistancias de un metro entre curvas de nivel y referidos al nivel medio del mar de toda la zona regable posible (36 850 Ha).
- b) Levantamiento a escala 1:5 000 del vaso de la presa de almacenamiento y derivadora.
- c) Levantamiento a escala 1:2000 de la zona de las boquillas de ambas presas.
- d) Deslinde catastral (nombre y colindancia de predios).
- e) Estudio de uso del suelo de la superficie regable.

3. Hidrografía y estudios hidrológicos.

El río Nexpa constituye el dren principal del área del proyecto. Sus escurrimientos se integran con las aportaciones de otras corrientes que confluyen en forma de abanico unos 10 km aguas arriba del poblado de Nexpa, dentro del municipio de Ayutla. Dichas corrientes son Los Sauces, que procede de las inmediaciones de la población Xalpatláhuac, y corre en dirección sureste; el río Tecoanapa, con curso paralelo al anterior; el río Tlaquilenango, que se origina en la Sierra de La Palma y es el principal formador del Nexpa; el río Nexpa tiene curso con orientación Noreste-suroeste con el nombre del río Ayutla;

y por último se le une el río Zapote, que fluye paralelamente - al anterior donde toma el nombre de Nexpa.

Aguas abajo del poblado de Nexpa, el río del mismo nombre prosigue con rumbo sur, hasta descargar en la Laguna de Chautengo. Recorre aproximadamente 60 km y su cuenca total estimada hasta su desembocadura comprende 1 233 km².

Por medio de las observaciones en esta estación hidrométrica Nexpa, situada en el puente de la carretera Acapulco-Pinotepa Nacional sobre el mismo río, se pudieron obtener volúmenes, los valores medios, máximos y mínimos anuales de escurrimiento, los gastos máximos instantáneos y las precipitaciones medias mensuales.

Las observaciones en la mencionada estación hidrométrica Nexpa, se iniciaron el 15 de junio de 1964. Dada la proximidad de ésta y el sitio de derivación -3 km-, pudieron inferirse los volúmenes registrados en el cuadro "1-1". Es pertinente señalar que este arreglo comprende, tanto los registros disponibles de la Estación Nexpa -junio 1964-diciembre 1975- como las extrapolaciones obtenidas hasta el año de 1944, correlacionando las precipitaciones en la cuenca con los escurrimientos.

En el cuadro "1-2" se consignan los valores medios-máximos y mínimos anuales, tanto de los escurrimientos pertenecientes al período en que se registraron efectivamente los datos, como de aquellos correspondientes a la ampliación histórica para cada uno de los sitios de las alternativas de diseño.

En el cuadro "1-3" aparecen los gastos máximos ins

tantáneos que se han registrado cada año en la citada estación - hidrométrica, desde 1964 hasta 1970. No apareciendo datos de -- 1971 a 1975, debido a que no se registraron por fallas desconocidas.

Finalmente en el cuadro "1-4" aparece la precipitación media mensual que se ha obtenido también por medio de esa - estación en el mismo período de tiempo.

CUADRO 1 - 1

VOLUMENES MEDIDOS ANUALES ESCURRIDOS EN EL SITIO DE LA DERIVACION

AÑO	VOLUMEN (10^6 m3)	AÑO	VOLUMEN (10^6 m3)
1944	729.78	1961	1 137.6
1945	342.65	1962	872.4
1946	740.3	1963	1 300.1
1947	438.1	1964	483.5
1948	607.0	1965	444.3
1949	594.3	1966	509.9
1950	584.6	1967	766.6
1951	803.4	1968	401.0
1952	760.5	1969	1 192.0
1953	559.0	1970	971.1
1954	1 100.2	1971	307.1
1955	1 278.8	1972	352.0
1956	757.3	1973	618.3
1957	736.1	1974	417.5
1958	891.5	1975	291.2
1959	755.9		
1960	677.6		

CUADRO 1-2
 CARACTERISTICAS DEL ESCURRIMIENTO DEL RIO NEXPA
 (millones de m3).

Concepto	Período	Derivación	Almacenamiento
Vol. med. anual	1965 - 1975	607.0	478.3
Vol. máx. anual	1969	1 192.0	938.8
Vol. mín. anual	1972	252.0	198.6
Vol.med. anual	1944 - 1975	727.1	573.0
Vol. máx. anual	1963	1 300.1	1 024.5
Vol. mín. anual	1972	252.0	198.6

CUADRO 1 - 3
 GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS
 (m3/seg).

Fecha	Gasto máximo
27/VII/64	639
10/X/65	552
14/VII/66	403
27/IX/67	2 306
9/IX/68	524
31/VII/69	1 892
10/IX/70	811

CUADRO 1 - 4

PRECIPITACION MEDIA MENSUAL

Mes	Precipitación (cm)
Enero	1.3
Febrero	0.4
Marzo	0.3
Abril	0.9
Mayo	2.8
Junio	16.4
Julio	18.7
Agosto	13.9
Septiembre	10.9
Octubre	5.3
Noviembre	1.5
Diciembre	0.7

4. Estudio geológico

Para conocer las condiciones geológicas y las características de los materiales superficiales y del subsuelo en los sitios donde se proyecta construir las presas, se llevó a cabo una serie de reconocimientos y exploraciones con los siguientes resultados:

La boquilla de la presa de almacenamiento "El Guineo", - con longitud de unos 570 m y altura de 60 m, ha sido labrada por el río Nexpa en roca intrusiva. El cauce, de 120 m de ancho, - se prolonga a la izquierda en una pequeña terraza de 100 m, y - las laderas de ambos márgenes presentan pendientes moderadas.

Dicho cauce contiene hacia el centro, depósitos - hasta de 6 m. de espesor de gravas de diversos tamaños y arena gruesa; la terraza contiene los depósitos de acarreo con un espesor máximo de 7 m., 40 m aguas arriba del eje aparece granodiorita sana, aguas abajo del eje también se observan afloramientos; en la margen izquierda aflora roca ígnea intrusiva grano - deorítica alterada, cubierta parcialmente por una capa delgada de suelo residual arenoso; en la margen derecha se presentan -- bloques graneodoríticos sanos con diámetro de 3 m o más de forma redondeada por procesos de exfoliación, al igual que en la - margen izquierda.

En lo que se refiere al sitio de derivación, se observó que el río Nexpa ha labrado su cauce en roca metamórfica que aflora en las laderas y solo en el centro se encuentra material de acarreo.

5. Comunicaciones

Por cuanto a caminos se refiere, la región se encuentra comunicada por la carretera troncal Acapulco-Pinotepa - Nacional, que atravieza en dirección oriente-poniente, que toca las poblaciones de San Marcos, Cruz Grande y Cuajinicuilapa.

Existe además una carretera estatal que une Cruz - Grande con Ayutla. De esta población parte el camino que pasa por Buenavista y Tecoaapa, y entronca en Tierra Colorada con la carretera México-Acapulco.

Ninguna vía férrea atravieza la zona. Se han construido en la zona algunas aeropistas para el tránsito de avionetas; a 90 km de distancia de la población de Nexpa se localiza -

el aeropuerto Internacional de Acapulco. La región pertenece --
íntegramente al Hinterland del Puerto Marítimo de Acapulco.

6. Servicios públicos

a) Electrificación

Existe una subestación operando en Cruz Grande y la línea de alimentación de energía proviene de Acapulco. Puede --
afirmarse que la zona dispone del flujo eléctrico suficiente para su desarrollo, pues está integrada al Sistema Centro Sur.

b) Agua potable y alcantarillado

En los municipios ubicados aguas abajo del sitio --
de derivación, (Ayutla y Florencio Villarreal) residen 69 547 --
habitantes de los cuales sólo el 23% cuenta con servicio de --
agua potable.

En lo referente al drenaje, del total de la pobla--
ción, sólo el 13% disfrutan de este servicio.

c) Servicios educativos y asistenciales

En cuanto a centros educativos, la zona presenta --
graves deficiencias, pues solo existen escuelas primarias en las poblaciones de la región y escuelas secundarias en las poblaciones de Cruz Grande y Las Vigas; además se encuentra una Escuela-Técnica Agropecuaria en Cruz Grande.

En lo que respecta a servicios médicos, existen --
tres Centros de Salud de la Secretaría de Salubridad y Asisten-

cia.

7) Clima

El clima de la zona se clasifica como tropical de selva y de sabana, húmedo o semihúmedo, cálido y con algunas lluvias en verano, la temperatura media en todos los meses del año oscila entre los 22°C, alcanzando una máxima de 42°C. y una mínima de 12°C.

Debido a la falta de datos de evaporación, por la humedad del medio ambiente se infiere que la evaporación no es muy grande.

8) Usos del suelo y del agua

a) Agricultura

Es la actividad productiva más importante que se desarrolla en la zona, la mayoría de los cultivos son de ciclo corto y se explotan bajo la modalidad de temporal, y los peores dependen de la humedad y del riego manual.

El uso actual del suelo se concreta en la siguiente tabla y por alternativa de proyecto.

CUADRO 1 - 5

USO ACTUAL DEL SUELO POR ALTERNATIVA

U S O S	A L T E R N A T I V A S		
	I (Has)	II (Has)	III (Has)
Terrenos con humedad eventual y cultivos mixtos.	3 795	4 838	5 227
Tierras con riego manual y -- cultivos mixtos.	1 581	3 790	3 790
Cultivos anuales de temporal.	325	834	1 083
Matorrales y pastos nativos	1 630	1 944	1 999
Monte medio	1 169	2 123	2 884
TOTAL:	8 500	13 529	14 983

En las modalidades mencionadas se explotan los cultivos de maíz, sorgo, ajonjolí, frijol, chile verde, camote, melón y jamaica, así como los frutales de palma de coco, limonero, mango, tamarindo, plátano y papaya y los pastos de variedad pangola y guinea.

b) Ganadería

La actividad ganadera que se desarrolla en la zona reviste cierta importancia. El ganado vacuno que existe, en su gran mayoría es de raza criolla con cruces de cebú.

c) Aprovechamientos hidráulicos

El aprovechamiento del agua puede concretarse en la-

siguiente tabla:

CUADRO 1 - 6
APROVECHAMIENTOS HIDRAULICOS

USO DEL AGUA	VOLUMEN CONSUMIDO 10 ³ m ³		
	Aguas arriba	Aguas abajo	Total
Doméstico	444	59	503
Pecuario	590	219	809
Industrial	0	0	0
Agrícola	18 901	21 478	40 379
T O T A L E S :	19 935	21 756	41 691

9) Cultivos

Dadas las condiciones climáticas de la zona por beneficiar, pues ahí no se presentan heladas, es factible la producción de numerosos cultivos durante todo el año, siempre que se satisfagan los requerimientos de agua mediante la aplicación de riegos suficientes y oportunos y que exista un sistema de drenaje eficaz.

Según las condiciones agrológicas, también se reporta que son favorables para la explotación de diversos cultivos que se mencionan a continuación: ajonjolí, camote, chile, cocotero, estropajo, frijol, jamaica, tomate, limonero, maíz, mango, melón, papayo, pastos, sandía, sorgo, soya y tamarindo.

B. Descripción de las obras que formarán la zona de riego del río Nexpa.

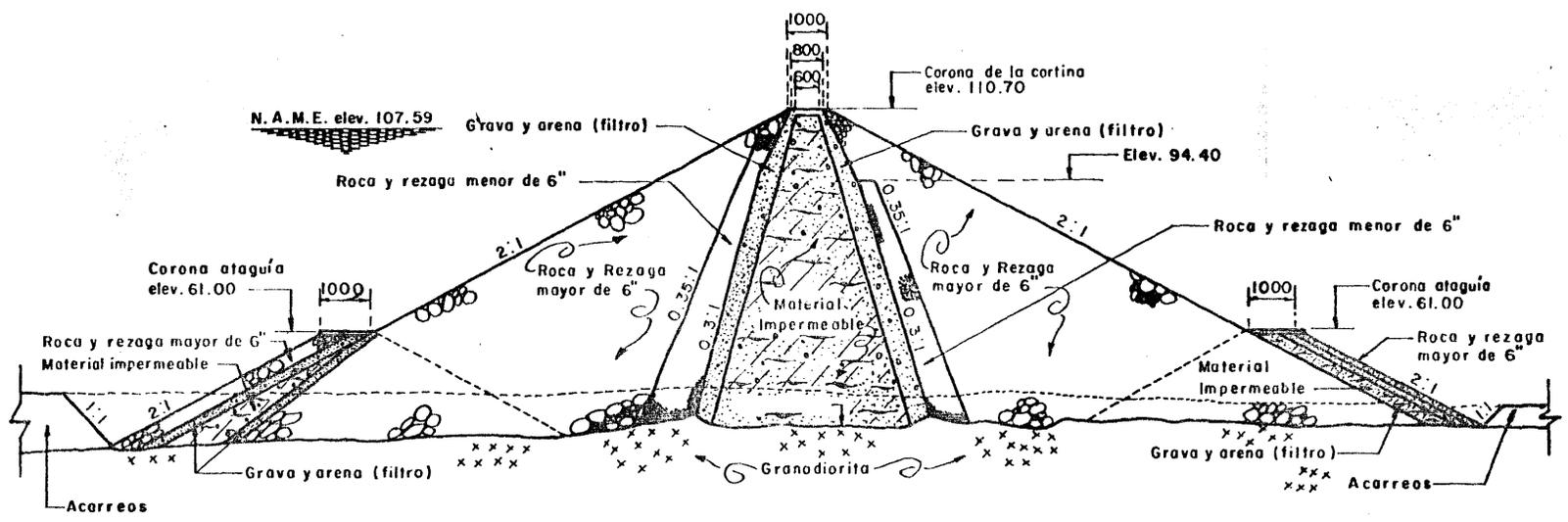
1. Sistema de almacenamiento

La presa de almacenamiento "El Guineo", nombre que proviene del sitio en el cual se construirá, almacenará los escu- rrimientos naturales del río Nexpa para utilizarlos en el riego - de 15 000 Ha de terrenos agrícolas, al mismo tiempo que sirva de control a sus avenidas.

Ahora bien, atendiendo a la descripción de la presa propiamente dicha, debe señalarse que estará formada por una cor- tina de materiales graduados en cuyo centro se conformará con ta- ludes 0.2:1, un núcleo de material impermeable que habrá de des- plantarse desde una trinchera de cimentación de 8 m de profundi- dad media, por encontrarse hasta ahí la graneodiorita firme. A- ambos lados del núcleo se sobrepondrán filtros de arena y grava - seleccionada, cuyo talud exterior será 0.5:1 y su espesor mínimo de 2 m, mismo que ocurre en la liga de la corona; estos filtros -- quedarán confinados y protegidos con sendas chapas de enrocamien- to a volteo, tanto en un paramento como en el otro, de modo que- sus taludes sean de 2:1. La altura de la cortina desde el nivel de desplante, será de 61.50 y su corona observará una anchura de 10.0 m.

La obra de toma que habrá de ubicarse en la margen- izquierda, se proyectó del tipo túnel con tubería a presión. El túnel se revestirá de concreto; su sección herradura modificada - de 2.50 m de radio y su longitud de 337.0 m. En el centro de es- te túnel se construirá un tapón de concreto simple, a partir del- cual se iniciará la tubería de presión, cuyo diámetro será de -- 1.83 m; será de acero e irá equipada con una válvula de chorro - divergente de 1.06 m, que serán operadas desde una caseta que pa- ra ese fin se localizará en el mismo lugar.

PRESA DE ALMACENAMIENTO "EL GUINEO"



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

La obra de control y excedencias, diseñada para un gasto de 5 100 m³/seg., se alojará en la margen izquierda y consistirá en un vertedor de cresta libre de sección rectangular de 56.23 m de longitud de cresta.

La sección vertedora será un cimacio de perfil Creager, el canal de descarga será de sección trapecial de 50.0 m de plantilla, taludes de 0.5:1 y pendiente de 0.16, y que al final tendrá un dissipador de energía y a partir del cual se conducirá el agua al cauce del río.

En el cuadro 1-7 se consignan las características más importantes de la presa.

Capacidad total hasta el NAME	259 000 000 m ³ .
Capacidad de azolves	20 000 000 m ³ .
Capacidad para riego	107 000 000 m ³ .
Capacidad para control de avenidas	132 900 000 m ³ .
Elevación de la cresta vertedora	94.40 m.
Elevación del NAME	107.59 m.
Elevación de la corona de la cortina	110.70 m.
Gasto máximo de descarga del vertedor	5 100 m ³ /seg.
Longitud de la cresta vertedora	56.23 m.
Gasto de la obra de toma	23 m ³ /seg.

2. Sistema de derivación

La presa derivadora Nexpa se construirá como ya se dijo, a unos 3 km aguas arriba del puente de la carretera Acapulco-Pinotepa Nacional, sobre el río Nexpa. Será de tipo flotante o tipo indio y consistirá en una cortina de sección vertedora. Esta se detallará ampliamente en el capítulo III, ya que es el -

objeto de este trabajo.

3. Obras de conducción

Las obras de conducción serán dos canales principales que se construirán uno en cada margen del río Nexpa, serán de sección trapecial, con taludes 1.5:1, revestidos de concreto en su totalidad, ya que los suelos en los que se alojarán son algo permeables. Respecto a su longitud y su capacidad inicial el de la margen derecha computa 21.105 km y 9.34 m³/s. en tanto que el de la margen izquierda 26.97 km y 7.73 m³/s. respectivamente.

En el cuadro 1-8 se consignan las características geométricas e hidráulicas de los canales principales, en sus primeros kilómetros.

4. Red de distribución

La red de distribución la integran los canales laterales, sublaterales y ramales; sus secciones serán trapeciales, sus taludes de 1.5:1 y totalmente revestidos de concreto en sus 165.4 km de desarrollo.

5. Red de drenaje

El sistema de drenaje, cuyo objeto es desalojar las aguas de lluvia, así como los excedentes y retornos de riego, alcanzará una longitud de 216.22 km.

Además de las estructuras que requerirá, se prevé la construcción de interceptores del sistema natural, de manera

que las descargas ocurran fuera de las lagunas litorales, a fin de prevenir la contaminación de dichas lagunas.

6. Red de caminos

Se proyectó el más idóneo sistema de caminos para que permita una eficiente movilidad dentro de la zona de riego, como el transporte de insumos y productos agropecuarios no tengan tropiezos. El sistema lo conformarán caminos principales, secundarios y de enlace, todos los cuales se revestirán con una carpeta de materiales selectos a lo largo de sus 226.36 km de longitud.

CUADRO 1 - 8

Canal Principal margen derecha.

$b = 2.0 \text{ m.}$
 $d = 2.0 \text{ m.}$
 $A = 10.0 \text{ m}^2.$
 $p = 9.2 \text{ m.}$
 $r = 1.087 \text{ m.}$
 $s = 0.0002$
 $n = 0.016$
 $V = 0.934 \text{ m/seg.}$
 $Q = 9.34 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $b_{lc} = 0.30 \text{ m.}$
 $b_{lt} = 0.30 \text{ m.}$

Canal Principal Margen izquierda

$b = 1.60 \text{ m.}$
 $d = 1.60 \text{ m.}$
 $A = 6.4 \text{ m.}$
 $p = 7.36 \text{ m.}$
 $r = 0.87 \text{ m.}$
 $s = 0.00045$
 $n = 0.016$
 $V = 1.208 \text{ m/seg.}$
 $Q = 7.73 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $b_{lc} = 0.30 \text{ m.}$
 $b_{lt} = 0.30 \text{ m.}$

C A P I T U L O I I

GENERALIDADES SOBRE DIFERENTES TIPOS DE PRESAS DE DERIVACION.

1. Definición y características

La presa de derivación es la obra de tipo permanente que se construye en el lecho de una corriente, con la finalidad de elevar el nivel de la superficie del agua a una altura conveniente que haga posible la derivación de un cierto gasto a la bocatoma para conducirla a la zona por beneficiar y que esté diseñada para permitir que el agua vierta sobre ella.

Generalmente se utilizan en corrientes de agua de anchura considerable con relación al caudal de escurrimiento, éste se subdivide en pequeños cauces en épocas de estiaje, haciendo imposible el recoger el total o la mayor parte del agua que escurre si no se hace la construcción de la presa de derivación.

Otras finalidades de la presa de derivación, pueden ser la disminución de las variaciones del nivel del agua al variar el caudal o disminuir la velocidad del agua, y por lo tanto, la erosión del fondo o lecho del río.

Las diferencias principales entre las presas de almacenamiento y las presas de derivación son las siguientes:

- a) La presa de almacenamiento tiene por objeto primordial, almacenar el agua para generación de energía eléctrica, para abastecimiento de agua potable para riego y para controlar

las avenidas del río; y la presa derivadora sirve para levantar el tirante del mismo, para llevar el gasto requerido a la zona por beneficiar.

- b) La cortina de la presa de derivación permite que pase el agua excedente sobre ella, y en la presa de almacenamiento generalmente se construye una obra especial llamada vertedor de excedencias.
- c) La altura de la presa de almacenamiento es muy grande en comparación de la presa de derivación, que generalmente es pequeña.
- d) La longitud de la cortina, en la presa de derivación es -- por lo general corta en comparación con la longitud de la presa de almacenamiento, que alcanza longitudes considerables.

2. Localización

En el curso de una corriente se presentan varios -- tramos en los cuales es factible la construcción de la presa de derivación, debiendo inclinarnos a elegir aquel que llene mejor los requisitos siguientes:

- a) Que el nivel del agua máximo en la presa de derivación, -- sea suficiente para dominar la zona de riego o el sitio de la distribución. O en otras palabras, que la diferencia -- de carga entre la entrada a la obra de toma y el sitio más alejado de la conducción, sea suficiente para conducir por gravedad el agua, teniéndose en cuenta todas las pérdidas -- de carga posibles y los desniveles por las pendientes que-

hay que dar a los canales.

- b) Que el terreno de cimentación sea suficiente para soportar la estructura.
- c) Que el ancho del cauce, sea más o menos igual a la longitud requerida para la cresta vertedora.

Además de lo anterior, un factor decisivo para la localización es estudiar la alternativa más económica entre:

- a) La localización en el tramo de un cauce lejano a la zona de riego, de un dique vertedor de poca altura con línea de conducción larga.
- b) Un dique de mayor altura y corta línea de conducción en un tramo de cauce cercano a la zona de riego.

Es decir, se localizará en el punto en que se balancee el costo creciente de la excavación del canal poco profundo y el aumento del costo del dique vertedor.

En conclusión, la localización de una presa derivadora queda determinada por comparación de las soluciones posibles de ciertas partes del río favorable para la construcción del dique, de la obra de toma y de la parte superior del canal de conducción.

Los métodos más empleados en la localización de un dique vertedor, son los siguientes:

- a) Valiéndose del levantamiento topográfico de la zona, se pue

de hacer una localización aproximada.

- b) Con la nivelación de los puntos más altos de la zona por regar y con la pendiente apropiada del canal de conducción, - se desarrolla hasta encontrar su intersección en el río.
- c) Se fija la localización del dique vertedor en el cauce, de modo que su altura domine sobradamente la zona de riego, haciendo posteriormente la conducción de acuerdo con la topografía, ya sea siguiendo las curvas de nivel y estableciendo caídas y rápidas durante el desarrollo.

3. Altura de la cresta vertedora.

Esta se fija tomando en cuenta el nivel que tendrán las aguas normales en el canal de conducción, más la carga correspondiente para poder dar la velocidad de paso a través de las compuertas de la toma y vencer las pérdidas en cada caso. - Se debe de determinar por las condiciones del caudal de ecurrencia del río en la época de estiaje, ya que algunos sistemas de irrigación durante este período el caudal puede o no ser suficiente para dar el gasto deseado. Si se le da una altura mayor que la necesaria, se aumenta el peligro de que alcance el agua niveles muy altos en la corona, que aumentados por el remanso que resulta hacia arriba, puede originar inundaciones de terrenos cercanos y obligar a la corriente a que trate de buscar otro cauce en alguna depresión aguas arriba que haga necesaria la protección de las márgenes. Es conveniente que la carga para la toma sea pequeña, por lo que se usarán compuertas grandes, para que el conducto de paso quede ahogado.

Una de las partes principales de la presa derivado-

es la cortina, cuyo diseño debe hacerse tal, que vierta el agua sobre la misma y la bocatoma, que se encarga de captar el agua del río y llevarla al sistema de conducción.

Tiene además, las siguientes obras auxiliares:

- a) Estructura de limpia (desarenador). Salvo el caso en que el río sea de aguas limpias en toda época, caso muy poco frecuente, será necesario construir el desarenador, que sirve para mantener limpia de azolves la bocatoma.
- b) Esclusas para navegación. Estas se construyen en ríos que sean navegables y sirven para el paso de embarcaciones.
- c) Escala para peces. Es un depósito que regularmente va a un lado del dique de derivación y sirve para que los peces pasen de abajo hacia arriba. Consiste en un conducto de 1.0 a 1.5 m. dividido en una serie de depósitos escalonados, por los cuales el pez pueda pasar de un depósito al inmediato superior. El desnivel entre dos depósitos consecutivos no deberá exceder de 50 cm y la pendiente de la escala no debe ser mayor de 25%.
- d) Paso para leñas. Se usa cuando la corriente es utilizada en el transporte de maderas, es necesario establecer en la presa de derivación un dispositivo que no impida dicho transporte. Consiste en una longitud de un rebaje que se haga en la cresta vertedora, en una longitud que varía de 3 a 10 m. de acuerdo con la madera por transportar. La cresta de paso se pone de 1 a 1.5 m más baja que la cresta vertedora. Cuando no conviene el desperdicio de agua, se cierra la abertura del paso por medio de compuertas o ta-

blones. Si por la parte vertedora pasa durante todo el -- año una lámina de espesor necesario para que pase la madera, no será necesario hacer este dispositivo.

4. Disposición en planta.

La cortina de la presa de derivación puede disponerse en planta de las siguientes formas:

- a) Planta recta
- b) Planta curva
- c) Planta quebrada

La disposición en planta recta puede guardar varios ángulos respecto al sentido de la corriente, siendo la más recomendada en ángulo de 90° con el sentido de la corriente, pues -- tiene un menor costo de la obra y se tendrá mayor carga de agua.

La planta recta con ángulo oblicuo no es recomendable, porque se tienen a producir corrientes paralelas a la cortina motivando que haya erosiones en la cimentación de la misma.

La planta curva tiene la ventaja de una mayor longitud del dique vertedor originando que sea menor la carga de -- agua, y tiene también como ventaja que las grietas que aparecieran por efecto de las variaciones de temperatura, en la cortina -- tenderían a juntarse debido a la presión del agua y a la disposición del dique vertedor.

La planta quebrada nos da una mayor longitud de dique vertedor, disminuyendo así la carga de agua sobre la cresta

del mismo, debiéndose usar este tipo dedique donde se requiera, por los estudios comparativos con los otros tipos de disposiciones en planta. En general, se podrá aceptar cualesquiera de las formas antes descritas, teniendo en cuenta la longitud de cresta requerida, el ancho que se dispone en el río y la conveniencia de un terreno con buenas condiciones para la cimentación.

5. Diques

El dique es la obstrucción que se pone al río, con el objeto de levantar el tirante del río y encauzar el agua hacia la bocatoma.

Los diques vertedores se clasifican de la siguiente forma:

- a) De acuerdo con su disposición planimétrica, se dividen en: diques de planta recta, diques de planta curva y diques de planta quebrada.
- b) En función de la carga que obra sobre la cresta (variación de la curva de remanso), se dividen en: diques de cresta fija y diques de cresta móvil.
- c) De acuerdo con los materiales empleados en su construcción los diques pueden clasificarse como sigue: diques de ramaje y materiales pétreos, diques de madera, diques de enrocamiento y arcilla (tipo indio), diques de mampostería y diques de concreto.
- d) Teniendo en cuenta la naturaleza del terreno de cimentación, podemos subdividirlos en: diques sobre terreno permea

ble y diques sobre terreno impermeable.

Los puntos a, c y d están tratados en los incisos de este trabajo, solamente falta tratar los diques de cresta fija y de cresta móvil.

Diques de cresta fija. Entendemos por vertedor de cresta fija, aquél en el cual la cresta vertedora es constante, viniendo a hacer una obstrucción en todo lo ancho del río y cada caudal tiene una curva de remanso definida, son generalmente diques de poca altura.

Este tipo de presas de derivación tiene la ventaja de no requerir ninguna maniobra para su funcionamiento, además en época de avenidas permite el paso de cuerpos flotantes, debiéndose usar en los casos de corrientes donde se tiene poco gasto sólido, o sea, que los depósitos de épocas de avenidas sean pequeños y que la variación de régimen ocasionado por el dique no dañe los terrenos ribereños.

Para la elección del perfil transversal de los diques vertedores de cresta fija, es necesario tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) Deberán estar proporcionados para resistir los efectos debidos a las fuerzas estáticas y dinámicas.
- b) Deberán protegerse contra las filtraciones, y en caso de que éstas se produzcan, deben ser de poca magnitud y con pocas velocidades, inferiores a las de arrastre de los materiales que forman la base de la cimentación de la presa-derivadora (dique vertedor).

- c) Conviene darles una forma tal, que el coeficiente de gasto sea máximo, con objeto de que el gasto unitario sea mayor y por consiguiente tengamos una disminución en la longitud de la cresta.
- d) Es necesario proteger la parte de aguas abajo del dique -- vertedor, con un delantal de tal forma y extensión que evite la posibilidad de la socavación.

El diseño del dique vertedor dependerá de los materiales por emplear y de las condiciones locales de cada caso, - pero las fuerzas estáticas y dinámicas son comunes en toda clase de vertedores de este tipo. Pueden por consiguiente, asentarse principios generales de diseño que se derivan de considerar estas fuerzas actuando sobre un vertedor sólido colocado a través del río vertiendo agua.

Diques de cresta móvil. Los diques de cresta mó -- vil tienen la característica principal de que pueden variar la elevación de la cresta a una altura tal, que nos permita controlar tanto el caudal de la corriente, así como la carga necesaria para la derivación de nuestro gasto.

El empleo de este tipo de presas es en los siguientes casos:

- a) Cuando se desea aprovechar a la máxima elevación la curva de remanso en épocas de estiaje, así como darle paso al -- caudal total de escurrimiento en la época de avenidas.
- b) Cuando se tengan grandes caudales de escurrimiento y no -- se disponga de un ancho suficiente del río para colocar la-

presa de cresta fija.

- c) Cuando el gasto de la corriente es tan grande, de tal manera que los desarenadores sean insuficientes para mantener limpio el canal de entrada de la toma.

Existe una gran variedad de este tipo de presas, -- siendo de uso más frecuente las que a continuación se indican:

- a) presas de agujas
- b) presas de viguetas
- c) presas con compuertas giratorias alrededor de un eje horizontal.
- d) presas con compuertas verticales deslizantes.
- e) Presas de compuertas automáticas.

Generalmente este tipo de presas está formado por -- una serie de obturadores separados por pilas o columnas, las -- cuales pueden ser de madera, acero o concreto, soportando en su parte superior un puente de maniobras.

Fuerzas que intervienen en el cálculo de la estabilidad de un dique vertedor.

Fuerzas estáticas:

- a) Peso propio del dique vertedor
- b) Presión normal del agua en la cara de aguas arriba.
- c) Presión normal del agua en la cara de aguas arriba.
- d) Peso del agua que actúa sobre el dique.

Fuerzas dinámicas

- a) Las erosivas en el lado de aguas abajo del dique vertedor, producidas por las altas velocidades del agua al escurrir sobre el dique.
- b) El impacto sobre la cara de aguas arriba del dique, producto del choque de cuerpos flotantes.
- c) El arrastre de los materiales que forman la base del dique, ocasionado por la filtración debajo de él.

Para asegurar la estabilidad de un dique vertedor sujeto a las fuerzas antes mencionadas, deben satisfacerse las siguientes condiciones:

- a) No deberá aparecer tensión en la mampostería en el plano de contacto con la cimentación.
- b) No deberá haber tendencia al deslizamiento en el plano de cimentación o en cualquier otro horizontal.
- c) La fatiga máxima en el terreno de cimentación o en cualquier sección del dique, no deberá ser mayor que la de trabajo permitido.

Para satisfacer las condiciones anteriores, es necesario establecer los siguientes requisitos:

Para la primera condición es necesario que la resultante de las fuerzas no salga del tercio medio.

Para la segunda condición se calcula la resistencia al deslizamiento, dividiendo la suma de las fuerzas horizontales entre la suma de las fuerzas verticales, debiendo ser este cociente menor que el coeficiente de fricción de los materiales que forman el dique y el terreno.

Para la tercera condición se calculan las fatigas, tanto en la cimentación como en la mampostería y se comparan con las permisibles de trabajo.

6. Obra de limpia (desarenador)

La estructura llamada desarenador y que forma parte de la presa de derivación, tiene por finalidad:

- a) Mantener un canal de acceso bien definido frente a las compuertas reguladoras de la toma, en donde se depositan los sedimentos.
- b) Evitar la entrada de materiales gruesos al canal de conducción.
- c) Mantener el nivel del agua dentro de pequeños límites, cuando las variaciones de nivel en el río son pequeñas.

Las principales partes de que consta son: canal de-

sarenador, compuertas de limpia y canal de arrastre.

En las corrientes en que la cantidad de sedimentos es considerable, se deberá formar un canal desarenador enfrente de la bocatoma, que atraviese el dique vertedor y de preferencia hasta el nivel de aguas máximas, quedando dividido por las compuertas de limpia en el canal de aguas arriba y otro de aguas abajo. El canal desarenador a la altura del eje de la cortina vertedora, está dividido en cierto número de aberturas por pilas que dan apoyo al puente de maniobras. Estas aberturas están cerradas y reguladas por compuertas.

Con el objeto de asegurar un buen funcionamiento al desarenador, deberá proyectarse basándose en las siguientes especificaciones:

- a) La velocidad del agua al pasar por las compuertas de la bocatoma, estando cerradas las de limpia deberá ser menor que la del río y la del canal desarenador.
- b) La velocidad a través de las compuertas de limpia deberá ser lo suficientemente grande para producir el arrastre de los sedimentos, no sólo frente de éstas, sino en todo el canal de limpia. La elección de la velocidad depende de la naturaleza de los sedimentos y del período mínimo de limpia.
- c) La capacidad de las aberturas para las compuertas de limpia, deberá ser cuando menos igual al escurrimiento normal del canal de conducción durante el período de riego, pero de preferencia deberá tomarse mayor.
- d) El área de la sección transversal del canal de arrastre, de-

berá ser igual o de preferencia de 25 a 50% mayor que la sección transversal del canal de conducción.

- e) El piso del canal de arrastre se deberá colocar tan bajo como sea posible, con relación al umbral de la bocatoma.

Para un buen funcionamiento del canal desarenador, es necesario observar las siguientes reglas:

- a) Durante las avenidas se mantendrán de ser posible, cerradas las compuertas de la bocatoma, con lo cual se evita la entrada de gran cantidad de azolves en el canal de conducción.
- b) Deberán mantenerse cerradas las compuertas del desarenador el mayor tiempo posible, cuando estén abiertas las de la bocatoma.
- c) Se cerrarán las compuertas de la bocatoma cuando se abran las del desarenador, para limpiar el canal.

La capacidad de un desarenador depende principalmente de la cantidad de azolve acarreado por el río.

De acuerdo con el Ingeniero Bukly, la sección transversal de las compuertas, considerando la sección hasta el nivel de la cresta de la presa, deberá ser o no menor del doble de la sección de las compuertas de la toma.

Con capacidad para el desarenador de "n" veces al gasto de la toma donde $n = 2$ y aceptando una velocidad de arrastre del azolve, el área de paso a través del desarenador es:

$$A = \frac{Q}{V} ; \therefore Q = n \text{ veces el gasto de la toma y } n = 2.$$

$V = \text{velocidad de arrastre del azolve.}$

El número de compuertas será:

$$N = \frac{A}{a} ; \therefore a = \text{área de una compuerta}$$

Teniendo fija la altura de la misma, que será la diferencia entre la elevación de la cresta vertedora de la cortina y el fondo del canal desarenador.

Las dimensiones estándar de las compuertas radiales varían de 1.5 x 1.5 m, hasta 4.5 x 4.5 m. de 50 en 50 cm.

7. Obra de toma

Objeto y localización.

Objeto. El objeto principal de la bocatoma es el de dar paso al agua, del río al canal de conducción, regularizando en toda época el gasto requerido por las demandas de la zona de riego. Esta parte del sistema de derivación es muy importante, por lo cual es necesario hacer un diseño eficaz con mecanismos de operación de fácil maniobra y una buena construcción, puesto que una falla de la estructura o del mecanismo de control, puede dar lugar a un exceso de agua en el sistema de canalización por los peligros consiguientes, tanto en los canales, como en la zona de riego.

Localización

- a) Deberá estar localizada en un lugar apropiado para su - - construcción y de la parte superior de conducción y donde - no se presenten obras costosas como túneles, cortes profundos o grandes excavaciones en roca.
- b) Donde el plano vertical que contiene las compuertas reguladas pueda colocarse formando un ángulo recto con el di - que vertedor, para facilitar la localización del canal de - limpia.
- c) En las cercanías de los bancos de materiales de construcción.
- d) Donde pueda tenerse una margen del río que no esté erosio - nada.
- e) Donde se disponga de un terreno de cimentación resistente, impermeable y poco profundo.
- f) En el punto fijado por el estudio económico de la construcción del dique vertedor y el canal de conducción.
- g) En un tramo del río recto con velocidad uniforme y sección transversal regular.
- h) La mejor localización de la bocatoma es colocarla cerca - - del dique vertedor y junto los canales desarenadores, de - modo que los sedimentos depositados frente a ella puedan - ser arrastrados al abrirse las compuertas de limpia.

Factores que intervienen en el diseño de la bocatomá.

El diseño de las compuertas reguladoras varía considerablemente, no sólo por las condiciones locales, sino también por la experiencia y criterio del diseñador, siendo posible clasificarlas en dos tipos diferentes:

- a) De admisión superior o de tipo vertedor.
- b) De admisión inferior que trabaja como orificio.

Las del primer tipo incluyen aquellas estructuras en las cuales el agua al canal es vertida sobre el borde superior de las compuertas. Este tipo se emplea en los ríos de mucho gasto sólido, con objeto de tomar las aguas de las capas superficiales que están más limpias, la manera más sencilla para regular la altura de la cresta es por la remoción de tableros horizontales. Su construcción es fácil, pero son incómodas de operar, presentando mayor cantidad de fugas.

El escurrimiento en las compuertas de admisión superior se calcula en las épocas de avenidas, como vertedores de caída libre y en épocas de estiaje; como los tirantes son pequeños como un vertedor sumergido. Para asegurar el tirante normal de escurrimiento en el canal de conducción, el nivel del agua en el río deberá estar a mayor altura que la superficie del agua en el canal, con la carga suficiente para producir la descarga requerida bajo o sobre las compuertas reguladoras.

En el segundo tipo de admisión, la derivación del agua del río al canal de conducción se hace mediante el empleo de orificios ahogados, teniendo la ventaja respecto al primer

tipo de que la variación del escurrimiento en el canal, es muy pequeño con relación a las variaciones del río; en cambio no es favorable para la prevención de la entrada de los sedimentos pudiendo evitarse parcialmente, levantando el umbral de apoyo de las compuertas a una altura conveniente sobre el piso del canal de limpia y empleando aberturas de gran ancho y escasa altura.

El escurrimiento en este tipo de admisión se calcula como orificio ahogado teniendo en cuenta, que la velocidad de paso a través de las compuertas quede comprendida dentro de los valores 0.8 a 2.5 m/seg., la altura de las compuertas varía generalmente de 1.2 a 1.50 m.

Cuando la velocidad es grande se divide en pequeños claros por medio de pilas, columnas, etc., dependiendo de la longitud de los claros, de la presión del agua sobre las compuertas, la fuerza de operación disponible, el tipo de compuertas usado y en estudio entre el empleo de compuertas anchas o angostas.

En la mayoría de las bocatomas, se prevee un juego de ranuras adicionales cercanas al plano de las compuertas para inserción de tablones, usándose en casos de reparación o inspección de las compuertas o en el período de avenidas cuando la corriente acarrea la mayor cantidad de sedimentos, pudiendo usarse como vertedores.

Estos tablones o agujas también se emplean en la estructura de limpia, colocándose antes de las compuertas radiales.

8. Cimentación

La cimentación de la presa derivadora según el terreno en donde se desplante, se divide en diques sobre terreno impermeable o diques sobre terreno permeable.

Cuando se construye una presa derivadora sobre terreno impermeable, no implica gran dificultad y generalmente son de mampostería o de concreto, ya que no hay peligro de ser afectada por filtraciones.

Pero cuando se construye sobre terreno permeable, es requisito indispensable que no se produzca debajo de la cortina, arrastre de los materiales que forman la cimentación. Esto se logra haciendo que la velocidad de paso del agua, sea menor que aquella que provoca la erosión y el arrastre de los materiales. Por lo tanto es necesario disponer de una trayectoria de filtración lo suficientemente larga para que la mayor parte de la carga disponible sea absorbida por fricción. Para obtener esto, se aumentará la trayectoria de filtración colocando pantallas impermeables verticales, íntimamente ligar al piso de la presa, consistiendo éstas en dentellones de concreto o de arcilla, atagúfas, etc.

Existen varias teorías para encontrar la longitud de paso de filtración, siendo las más utilizadas la de Blight, la de Lane y la de Parker.

La teoría de Blight consiste en suponer que el agua escurre como por un tubo entre la superficie de la cimentación y el terreno, siguiendo una trayectoria de longitud igual al perímetro de contacto entre la estructura y el suelo.

El agua, a lo largo de su recorrido, deberá desarrollar una pérdida por fricción igual al valor de la carga inicial, para evitar que aflore aguas abajo, con la consecuente aparición del fenómeno de tubificación.

Este fenómeno de tubificación es el que nos sirve para encontrar la longitud del talud aguas abajo, ya que entre más largo sea el recorrido de la corriente, será menor su poder de arrastre.

De acuerdo con la teoría de Blight se tiene:

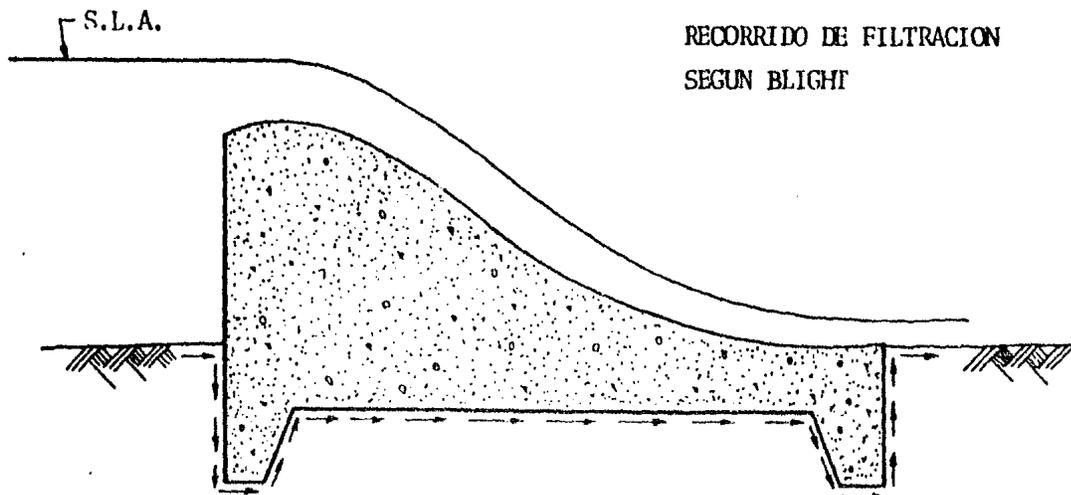
$$L = KH$$

Donde:

L = longitud total del recorrido del agua filtrante o paso de filtración.

K = coeficiente de permeabilidad, que depende del tipo de terreno.

H = tirante del agua al iniciarse el recorrido, o cargas por perder.



Para evitar el peligro de socavación o de arrastre, se han encontrado diversos valores de K, los que según Bligh, son los siguientes:

Clase de terreno:	Valores de K
Limo o arena muy fina	18
Arena fina	15
Arena de grano grueso	12
Grava y arena	9
Cascajo con grava y arena	4 a 6

La teoría de Lane considera como longitud de paso de filtración, la siguiente fórmula: $L = L_v + 1/3 L_h - ch$

L = longitud de paso de filtración

L_v = suma de las longitudes verticales

L_h = suma de las longitudes horizontales

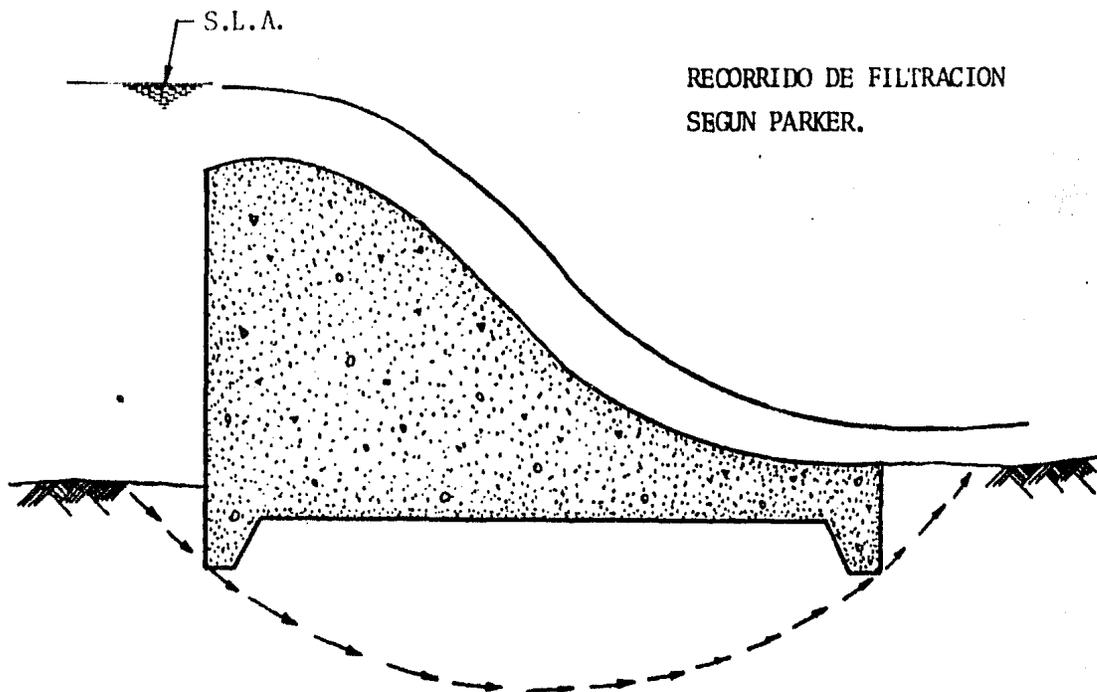
c = coeficiente de filtración, según experiencias de Lane.

h = carga que ocasiona el escurrimiento.

VALORES DE "C" DE LANE

Clase de terreno	Valores de C
Arena muy fina o limo	8.5
Arena fina	7.0
Arena media	6.0
Arena gruesa	5.0
Grava fina	4.0
Grava media	3.5
Grava gruesa o cantos rodados	3.0
Matatena, cantos rodados y grava	2.5
Arcilla suave	8.0
Arcilla media	2.0
Arcilla dura	1.8
Arcilla muy dura	1.6

Parker expuso que: la trayectoria de una partícula de agua al tratar de escurrir en el terreno que forma la cimentación de la estructura constituida por materiales permeables, tales como arena y grava, toma la forma de una elipse, en la cual el eje menor coincide con la línea centro de la estructura, en el caso de estructura simétrica. Esta elipse tocará lo puntos más bajos de los dentellones.



RECORRIDO DE FILTRACION
SEGUN PARKER.

9. Materiales de construcción

Las presas de derivación en lo que respecta al dique, pueden ser de caracter provisional y permanente, en sus materiales de construcción.

De caracter provisional son generalmente:

- a) Diques de ramajes y materiales pétreos.
- b) Diques de madera

Los diques de ramajes y materiales pétreos son generalmente de caracter provisional, que se emplean en derivaciones de poca importancia. Estos diques son poco resistentes a la erosión y a los empujes provocados por las avenidas, siendo los costos de conservación muy elevados.

Los diques de madera pueden ser provisionales o permanentes, según su importancia de la derivación. Muchas ve-

ces se emplea en lugar de diques de otro material más sólido,-- por abundar en el sitio madera. Un vertedor de este tipo es el de troncos.

De caracter permanente son:

- a) Diques de enrocamiento y arcilla (tipo in dio).
- b) Diques de mampostería.
- c) Diques de concreto.

Los diques de enrocamiento y arcilla tienen su origen en la India, es de sección transversal trapecial, generalmente con arcilla en su interior y protecciones de enrocamiento en sus taludes de aguas arriba y aguas abajo.

Los diques de mampostería y concreto son de sección transversal de "cimacio" o perfil tipo "Creager", y es un perfil que tiene una forma tal, que al verter el agua, ésta se pega al muro evitando la socavación del mismo.

Estos diques son muy resistentes y durables. Siendo su costo elevado, se justifica en derivaciones de importancia y debido a su resistencia, a la larga resultan más económicos en comparación con los diques anteriores.

El perfil Creager o cimacio se caracteriza como antes de dijo, por seguir la trayectoria inferior del chorro.

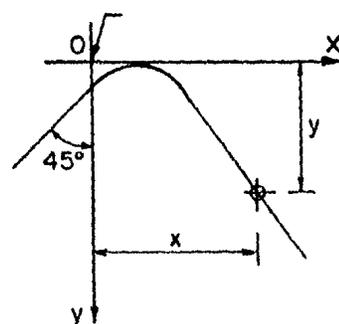
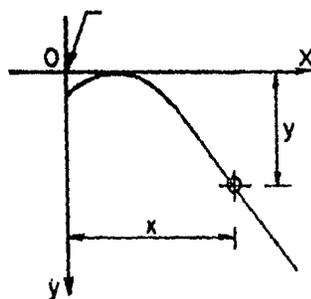
Como resultado de sus experimentos, Creager abarcados tipos de cimacios:

- a) Con cara aguas arriba vertical
 b) Con cara aguas arriba a 45°

En dichos experimentos Creager encontró ciertos valores para las coordenadas de este perfil, para una carga sobre la cresta de $H = 1.00$ m de tal manera que para cualquier valor de H bastará multiplicarlo por las coordenadas, para obtener el valor correspondiente.

Para un valor de carga de $H = 1.00$ m.

X	Paramento aguas arriba vertical	Paramento aguas arriba 45°
0.0	0.126	0.043
0.1	0.036	0.010
0.2	0.007	0.000
0.3	0.000	0.005
0.4	0.007	0.023
0.6	0.060	0.090
0.8	0.142	0.189
1.0	0.267	0.323
1.2	0.397	0.480
1.4	0.565	0.666
1.7	0.870	0.992
2.0	1.220	1.377
2.5	1.960	2.140
3.0	2.820	3.000
3.5	3.820	4.080
4.0	4.930	5.420
4.5	6.220	6.580



Este tipo se utiliza además de en las presas de derivación, en los vertedores de demasías en las presas de almacenamiento.

CAPITULO III

SELECCION DEL TIPO ADECUADO

1. Generalidades

Las aguas extraídas de la presa El Guineo para fines de riego, se conducirán por el cauce del río Nexpa hasta el sitio donde se proyecta construir la presa derivadora Nexpa.

Según los estudios geológicos, se encontró que -- abundaba la roca, pues en las laderas del cauce ésta afloraba y sólo en el centro del mismo se tenía material de acarreo. Debido a esta composición geológica, donde encontramos gran porcentaje de roca y conglomerados, se observó que era conveniente -- utilizar dichos materiales por razón económica, además de tener la ventaja de un subsuelo para cimentar una cortina tipo indio, que fue la que se adoptó.

Como las aguas escurridas en el río Nexpa serán -- controladas por la presa El Guineo, la presa derivadora será -- usada únicamente con el fin de elevar el tirante para proporcionar un gasto suficiente a los canales de conducción y satisfacer las demandas de los terrenos de cultivo.

Las condiciones que se necesitan cumplir por medio de este sistema son:

- a) Que sea capaz de dejar verter sobre su cortina una avenida máxima de 5 100 m³/seg, que es igual a la capacidad del -- vertedor de la presa de almacenamiento El Guineo.

- b) Que la capacidad de los desarenadores cumpla con la -- condición de que su capacidad no debe ser menor de dos veces la capacidad de la toma.
- c) Que derive al canal de conducción un gasto de -- 9.34 m³/seg., que es la capacidad de la obra de toma en la margen derecha y de la cual se va a hacer el estudio por ser el gasto mayor, ya que en la margen izquierda el gasto es de 7.73 m³/seg.

El gasto a que se hace mención fue determinado por medio de estudios hechos en la región. Dichos estudios consisten en determinar las variedades de cultivo que se tendrán, así como también el área por regar, y en función de estos datos, de terminar el gasto por unidad de superficie regada, que multiplicada por el área de cultivo obtenemos el gasto total por derivar.

Según la topografía del lugar donde se construirá la cortina vertedora se determina:

El muro vertedor de concreto será desplantado en la elev. 27.25.

El piso del canal de acceso y de la estructura del desarenador irá de la elev. 28.50 a 28.25.

El piso de la estructura para la toma, tendrá una cota de 30.0 m en ambas márgenes y la plantilla del canal de conducción también en ambas márgenes estará en la cota 30.0. Estas elevaciones fueron determinadas tomando en cuenta la elevación que tiene que llevar el agua, para que después de ser con-

ducida hasta el sitio de su utilización, se tenga el tirante necesario para satisfacer las necesidades de los cultivos.

2. Características

Como ya se dijo anteriormente, el tipo de la cortina que más nos conviene adoptar es el llamado tipo indio, debido principalmente a la abundancia de materiales propios para la construcción de diques de este tipo y además de las características del terreno sobre el cual vamos a desplantar la estructura.

La forma de este tipo de diques es una sección trapezoidal y el proceso constructivo de ellos, generalmente es a base de arcilla en su interior y protecciones de enrocamiento en sus taludes de aguas arriba y aguas abajo.

La presa derivadora Nexpa tendrá una sección trapezoidal, con una longitud de cresta vertedora de 272 m., el talud de aguas arriba de 3:1 y el de aguas abajo de 12:1. La finalidad de colocar este último con una pendiente tan suave y tomando en cuenta que el dique está desplantado en terreno sumamente permeable (conglomerado), es el de anular el efecto destructor provocado por las pequeñas corrientes que se forman a través del terreno de desplante. Dichas corrientes son originadas por la presión hidrostática sobre el piso del dique, pero que ya se dijo, si hacemos que esas corrientes tengan un gran recorrido de filtración, podemos anular la energía cinética que poseen las partículas de agua, y entonces no habrá arrastres de materiales, evitando con ello el fenómeno de tubificación que mina la cimentación, disminuyendo o anulando la estabilidad del dique.

Los desarenadores estarán colocados tanto en la margen derecha, como en la izquierda, formando un ángulo de 90° , - con respecto a la cortina y adyacentes a la obra de toma.

La cortina tendrá en su centro un muro de concreto simple. Dicho muro tendrá dos funciones principales: el de ayudar a la estabilidad del dique vertedor y el de disponer de un corazón lo más impermeable posible para disminuir las fugas de agua a través de la cortina.

Inmediatamente aguas arriba de este muro, se colocará material arcilloso compactado a todo lo largo del dique; enseguida sobre éste, se colocará una capa de 0.50 m de grava o rezaga, para que por último se coloque el enrocamiento de protección construido con rocas del mayor tamaño posible, que no excedan de 1.0 m, ya que es el espesor de dicho enrocamiento. - Este se colocará a volteo.

El cuerpo de aguas abajo del muro vertedor a que se aludió, constituye un delantal de enrocamiento de 43 m. de largo y espesor mínimo de 3.0 m; dicho delantal se iniciará con -- una banquetta de 7 m de ancho, que se aprovechará como vado para el paso de vehículos, a partir de la cual se observará un talud de 12:1 hasta el alcance de los 43 m. de longitud, pues ahí se construirá una trinchera trapecial de 5.50 m. de ancho de plantilla y 4 m de profundidad, con taludes de 2:1 que se rellenará de roca hasta el nivel que alcanzó el propio delantal. Paralelamente al muro vertedor y distantes a 12 m de centro a centro, se dará forma a unas zanjas, sobre el mismo cuerpo del delantal, en la superficie su anchura será de 1.5 m y en la base de -- 1.0 m y 1.5 m. de profundidad. Estas zanjas se llenarán de concreto para que funjan como atiezadores.

Las estructuras de limpia o desarenadores y las obras de toma, estarán construidas en su totalidad de concreto-armado.

Las compuertas de operación de los desarenadores, serán de acero y de tipo radial. Las de las obras de toma serán deslizantes, construidas de acero.

CAPITULO IV
 PROYECTO DETALLADO DEL TIPO ESCOGIDO

De acuerdo con lo tratado en el capítulo anterior, los datos para el proyecto son los siguientes:

Avenida máxima considerada	5 100 m ³ /seg.
Capacidad de la obra de toma (margen derecha)	9.34 m ³ /seg.
Capacidad de la obra de toma (margen izquierda)	7.73 m ³ /seg.
Longitud de la sección vertedora	272 m.
Elevación de aguas normales en el Canal Principal Margen Derecha.	32 m.
Elevación de aguas normales en el Canal Principal Margen Izquierda.	31.6 m.

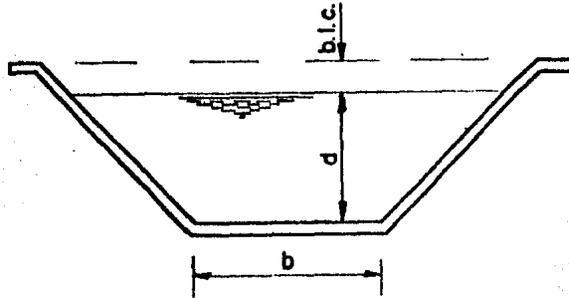
De acuerdo con el proyecto para la zona de riego, el Canal Principal Margen Derecha debe tener las características hidráulicas siguientes:

$$Q = 9.34 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad n = 0.016 \quad s = 0.0002$$

Para el cálculo de la toma es necesario conocer el tirante normal correspondiente a la sección adoptada para dicho canal, y la determinación de ese tirante se hace por tanteos.

Resolviendo por tanteos, se utiliza el procedimiento de igualar velocidades, proporcionadas por las expresiones -

relativas a la hipótesis de continuidad y a la fórmula de Manning. Después de haber realizado varios tanteos tenemos:



Para un tirante, $d = 2.0$ m, $b = 2.0$ m. y un talud de 1.5:1

$$A = d (b + td)$$

$$A = 2 (2 + 1.5 \times 2) = 10.0 \text{ m}^2.$$

$$P = b + 2d \sqrt{1 + t^2} = 2.0 + 2 \times 2.0 \sqrt{1 + (1.5)^2} = 9.21 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{10.0}{9.21} = 1.0858$$

$$r^{2/3} = 1.0564$$

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} r^{2/3}; \quad S = 0.0002; \quad S^{1/2} = 0.01414$$

$$V = \frac{1}{0.016} \times 0.01414 \times 1.0564 = 0.9334 \text{ m/seg.}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{9.34}{10} = 0.934 \therefore 0.934 = 0.9334 \text{ m/seg.}$$

A. Cálculos hidráulicos

Los cálculos hidráulicos para el proyecto, los dividiremos en tres grupos, aunque varios de estos cálculos son comunes.

1. Cálculo hidráulico de la cortina o dique vertedor.
2. Cálculo hidráulico de la obra de limpia.
3. Cálculo hidráulico de la obra de toma.

1. Cálculo hidráulico de la cortina

Estos cálculos se subdividen a su vez en:

- a) Cálculos de la altura de la cortina (cálculos comunes de la toma)
- b) Longitud de la cresta vertedora o carga sobre la cresta.
- c) Escurrimiento en el río aguas abajo de la cortina (salto hidráulico).
- d) Escurrimiento en el río aguas arriba de la cortina (curva de remanso).

a) Como un cálculo común de la cortina y de la obra de toma, tenemos el dimensionamiento de las compuertas de la misma.

Para determinar las dimensiones y el número de compuertas necesarias en la obra de toma, se necesita hacer una serie de estudios comparativos, hasta encontrar la que más conven-

ga, es decir, se tendrán las alternativas siguientes: dos compuertas de dimensiones grandes y un solo conducto, luego se variará el número de compuertas hasta encontrar una combinación -- tal, tanto en número como dimensiones, que nos permita derivar el gasto necesario y además de que el agua circule con una velocidad que no permita la precipitación de los materiales en suspensión, para evitar que azolven los conductos.

Al hacer la elección del número de compuertas, debemos tomar en cuenta también el aspecto económico y la maniobrabilidad de ellas (que sean de fácil manejo).

Para nuestro caso, y después de efectuar una serie de tanteos (3 tanteos), la alternativa final fue:

3 compuertas de 1.22 x 1.22

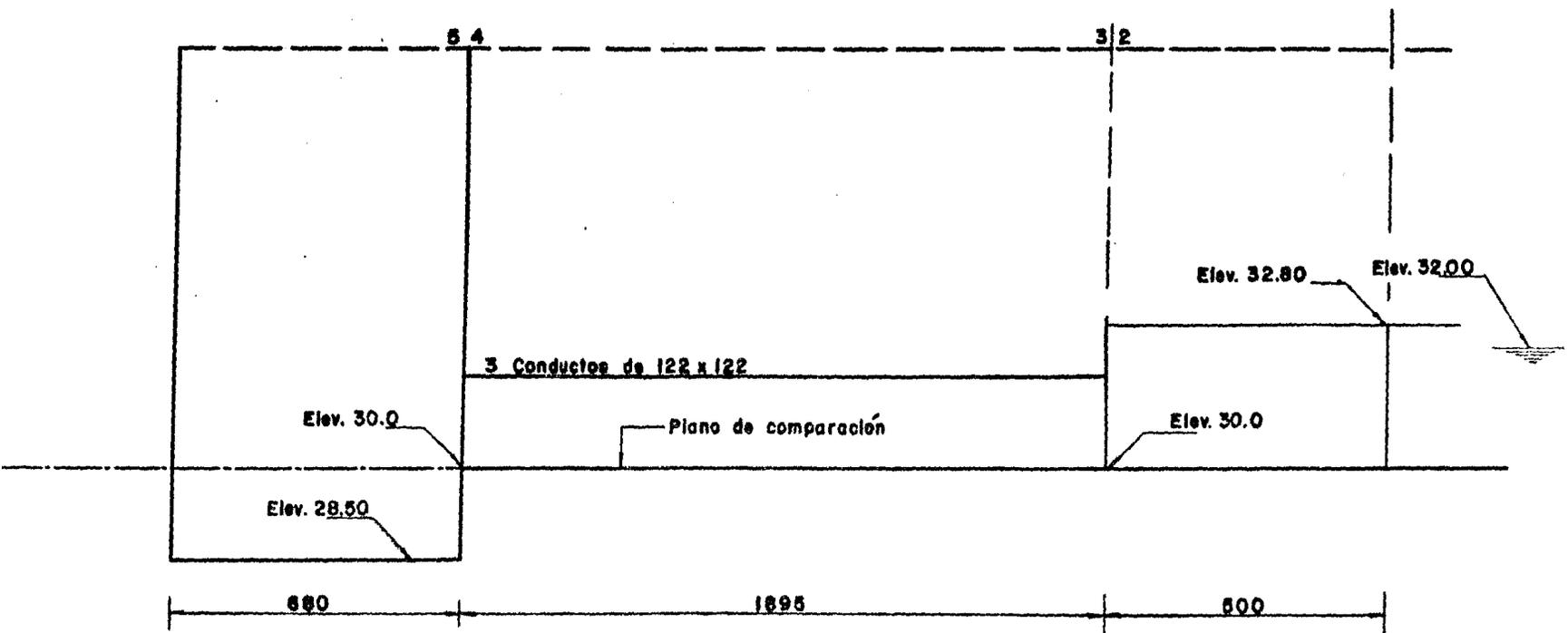
Area 3 compuertas = 1.22 x 1.22 x 3 = 4.465 m².

Area carteles = $\frac{0.10 \times 0.10}{2} \times 4 \times 3 = 0.06 \text{ m}^2$.

Area neta = 4.405 m².

Velocidad = $\frac{Q}{An} = \frac{9.34}{4.405} = 2.12 \text{ m/seg.}$

Longitud de los conductos.- La longitud de los conductos de la obra de toma está en función de la topografía del sitio, pues incluso en algunos casos podemos eliminarlos por -- completo y entonces tendremos que el agua pasa directamente -- del canal de acceso al canal de con- --



$Q_3 = 9.34 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $A_3 = 4.405 \text{ m}^2$
 $V_3 = 2.12 \text{ m/seg.}$
 $h_{v3} = 0.2291 \text{ m.}$

$Q_1 = 9.34 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $A_1 = 10.0 \text{ m}^2$
 $V_1 = 0.9334 \text{ m/seg.}$
 $h_{v1} = 0.0444 \text{ m.}$

Fig. I IV

ducción, a través de las compuertas de operación. En nuestro caso, la longitud de los conductos para la margen derecha es de 18.95 m.

Aplicando el teorema de Bernoulli entre la sección 1 y 2 de la figura 1 - IV tenemos:

$$d_2 + hv_2 = d_1 + hv_1 + ht_5$$

$$ht_5 = 0.2 (hv_2 - hv_1)$$

$$d_2 + hv_2 = d_1 + hv_1 + 0.2 (hv_2 - hv_1)$$

$$V_1 = 0.9334 \quad ; \quad Q = 9.34 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad ; \quad d_1 = 2.0 \text{ m.}$$

Cálculo de hv_1

$$hv_1 = \frac{V_1^2}{2g} = \frac{(0.9334)^2}{2 \times 9.81} = 0.0444 \text{ m.} \quad \therefore \quad hv_1 = 0.0444 \text{ m.}$$

$$d_2 + hv_2 + 0.2 hv_2 = 2.0 + 0.0444 + 0.0089$$

$$d_2 + hv_2 + 0.2 hv_2 = 2.0533$$

$$\text{Si } d_2 = 1.978$$

$$A_2 = (1.22 \times 3 + 0.3 \times 2) 1.978 = 8.4262 \text{ m}^2.$$

$$V_2 = \frac{9.34}{8.4262} = 1.1084$$

$$hv_2 = \frac{(1.1084)^2}{8.4262} = 0.06262 \text{ m.} \quad ; \quad 0.2 hv_2 = 0.0125 \text{ m.}$$

$$1.978 + 0.6262 + 0.0125 = 2.0531$$

$$2.0533 = 2.0531$$

$$\therefore d_2 = 1.978 \text{ m.}$$

$$hts = 0.2 (hv_2 - hv_1) = 0.2 (0.06262 - 0.0444) = 0.0036$$

$$\therefore hts = 0.0036 \text{ m (pérdida por transición de salida).}$$

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones 2 y 3 de la figura 1 - IV:

$$d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{w} = d_2 + hv_2 + hs$$

$$hs = 0.4 (hv_3 - hv_2) \quad ; \quad hv_3 = \frac{(2.12)^2}{2 \times 9.81} = 0.2291 \text{ m.}$$

$$hs = 0.0666 \text{ m (pérdida por salida)}$$

$$1.22 + 0.2291 + \frac{P_3}{w} = 1.978 + 0.06262 + 0.0666$$

$$\frac{P_3}{w} = 0.6581 \text{ m.}$$

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones 3 y 4:

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

$$\text{como: } d_4 = d_3 ; hv_4 = hv_3$$

$$\therefore \frac{P_4}{w} = \frac{P_3}{w} + hf$$

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

$$V = 2.12 \text{ m/seg.} ; n = 0.015 ; \text{Aneta en un conducto} \\ = 1.4684$$

Se tienen 3 conductos de 1.22 x 1.22 m. de sección, con carteles de 10 x 10 cm.

$$P = (1.02 + \sqrt{0.10^2 + 0.10^2}) 4 = 4.6457 \text{ m.}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{1.4684}{4.6457} = 0.3161 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 0.4640$$

La longitud de los conductos que forman la estructura de toma, es igual a 18.95 m.

$$hf = \left(\frac{2.12 \times 0.015}{0.4640} \right)^2 \times 18.95 = 0.0890 \text{ m.}$$

$$\frac{P_4}{w} = 0.6581 + 0.089 = 0.7471 \text{ m.} ; hf = 0.0890 \text{ m.}$$

Aplicando el teorema de Bernoulli entre 4 y 5

$$H_5 - Z_5 = d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{w} + h_e \quad Z_5 = 1.50 \text{ m.}$$

$$h_e = 0.23 \frac{V_4^2}{2g} ; \quad h_e = 0.23 \times \frac{(2.12)^2}{2 \times 9.81} = 0.0527$$

$$H_5 = 1.22 + 0.2291 + 0.7471 + 0.0527 + 1.50 = 3.7489$$

$$H_5 = 3.7489 \text{ m.}$$

Suma de pérdidas de carga:

1. Pérdida de carga por entrada	0.0527
2. Pérdida de carga por fricción	0.0890
3. Pérdida de carga por salida	0.0666
4. Pérdida de carga por trans. de salida	0.0036
Total de pérdidas:	<u>0.2119 m.</u>

Elevación de la plantilla del canal de acceso = 28.50 m.

$$H = 3.7489 \text{ m.}$$

Elegimos como elevación de la cresta vertedora = 32.25 m.

b) Longitud de la cresta vertedora y carga sobre la cresta.

Longitud de la cresta vertedora.- De acuerdo con la topografía del lugar, se hicieron estudios para encontrar la forma más conveniente para colocar la cortina; una vez determi-

nada ésta, y en función del ancho del río en el sitio de la localización y de la elevación de la cortina, podemos conocer la longitud de cresta que tendrá la presa derivadora. En nuestro caso es de 272 m.

Carga sobre la cresta. Para su determinación, recurrimos a las fórmulas que existen para vertedores de cresta ancha.

Los datos necesarios para este cálculo son:

Longitud de la cresta	272 m.
Elevación del fondo del río	+ 28.50 m.
Gasto que pasa por el vertedor que es el mismo de la Presa El Guineo	5 100 m ³ /seg.
Gasto unitario $q = \frac{Q}{L} = \frac{5\ 100}{272}$	18.383 m ³ /seg.
Altura de la cortina 32.25 - 28.50	3.75 m.

Por descarga libre:

$$Q = CLH^{3/2} \text{ (Francis)}$$

Siendo $Q = 5\ 100$ m³/seg.

$$L = 272 \text{ m.}$$

$$C = 1.8 \text{ (adoptado)}$$

$$H^{3/2} = \frac{Q}{CL} = \frac{5\ 100}{1.8 \times 272} = 10.2124$$

$$H = (10.2124)^{2/3}$$

$$H = 4.707$$

- c) Este análisis no se efectuó por no ser necesario para esta presa derivadora.
- d) Esgurrimiento del río aguas arriba de la cortina -- (curva de remanso).

No se efectuó el estudio del escurrimiento en el río, aguas arriba de la presa derivadora (curva de remanso) por considerar que al presentarse la avenida máxima, no provocará inundaciones en los terrenos que se encuentran aguas arriba de la presa derivadora.

2. Cálculos hidráulicos de la obra de limpia.-

Por no contar con los datos necesarios sobre la cantidad de material en suspensión que lleva el agua, para saber la cota aproximada a la que debe estar el piso del desarenador y la capacidad del mismo. Utilizaremos para su diseño las recomendaciones de la SARH, que la capacidad sea como mínimo el doble de la toma.

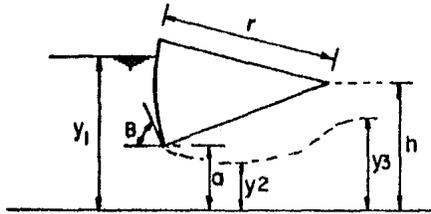
Teniendo que, descargaremos 6 veces el gasto de la toma.

$$Q = 6 \times 9.34 = 56.04 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Tomaremos para este trabajo, compuertas radiales tipo, del Departamento de Ingeniería Electromecánica de la SARH.

Supondremos 2 compuertas radiales de $B = 3.0$ m; --
 $A = 3.55$ m y $H = 10.0$ m con radio $r = 4.50$ y altura del perno -
 $h = 3.0$ m., según plano 932-C-91, con una pila intermedia de --
 0.80 m.

Siendo: B = ancho de la hoja de la compuerta
 A = altura de la hoja de la compuerta
 H = carga máxima



Aguas arriba tendremos un tirante de 3.75 m, que es la distancia del piso del desarenador a la cresta vertedora.

Calcularemos la abertura " a " con la cual pasará el-gasto necesario, teniendo una descarga libre.

Supondremos una abertura " a " y luego verificamos: -
 $a = 2.25$, el gasto unitario que pasa es:

$$q = \frac{Q}{B}; \quad Q = a, b, Cd \sqrt{2gy_1} \quad \text{donde: } a = \text{abertura compuerta}$$

$b = \text{ancho efectivo}$
 $Cd = \text{coeficiente de descar-}$
 ea.

$$b = B_1 - 2 (N K_p + K_a) H$$

Donde:

B = ancho efectivo
 N = número de pilas
 Kp = coeficiente de contracción en las pilas
 Ka = coeficiente de contracción en los estribos
 Ha = carga total
 Kp = 0.01 y Ka = 0

$$B = 6 - 2 (1 \times 0.01) 3.75 = 5.925 \text{ m.}$$

$$q = 9.47 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m.}$$

Con las relaciones $\frac{Y_1}{r}$; $\frac{h}{r}$, $\frac{a}{r}$ entramos a la gráfica 2 - IV, y obtenemos el coeficiente de descarga: Cd

$$\frac{Y_1}{r} = \frac{3.75}{4.5} = 0.833 ; \frac{h}{r} = \frac{3.0}{4.5} = 0.667 ; \frac{a}{r} = \frac{2.25}{4.50} = 0.5$$

Interpolando obtenemos Cd = 0.49

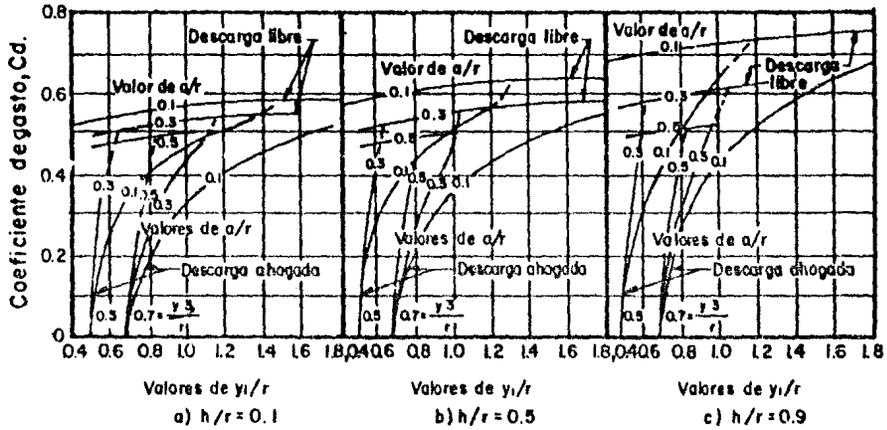
$$q = a \text{ Cd} \sqrt{2gy_1}$$

$$a = \frac{q}{\text{Cd} \sqrt{2gy_1}} = \frac{9.47}{0.49 \sqrt{2 \times 9.8 \times 3.75}} = 2.254 = 2.25$$

Por lo que la abertura supuesta es correcta.

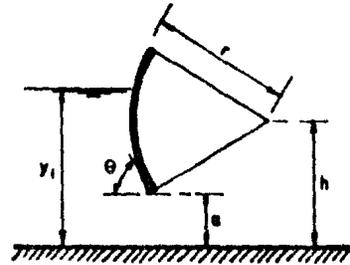
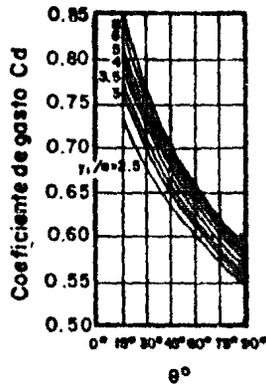
Para que ocurra descarga libre y salto hidráulico normal, éste debe iniciarse a partir de la sección contracta, siendo y_2 el conjugado menor.

$$y_2 = a \text{ Cc}$$



Coefficiente de gasto de una compuerta radial, según A. Toch.

GRAFICA - 1 - IV



Coefficientes de gasto en compuertas radiales con descarga libre, según Gentilini

GRAFICA - 2 - IV

donde C_c = coeficiente de contracción

$$C_c = \frac{1}{2} \cdot \frac{a}{y_1} \left(\frac{Cd}{C_v}\right)^2 + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \cdot \frac{a}{y_1} \left(\frac{Cd}{C_v}\right)^2\right]^2 + \left(\frac{Cd}{C_v}\right)^2}$$

y el coeficiente de velocidad C_v , según Knapp.

$$C_v = 0.960 + (0.001615\theta - 0.0475) \frac{a}{y_1}$$

$$\cos \theta = \frac{h - a}{r} = \frac{3 - 2.25}{4.5} = 0.167$$

$$\theta = 80.41$$

$$C_v = 0.96 + (0.001615 \times 80.41 - 0.0475) \frac{2.25}{3.75} = 1.0$$

$$C_c = \frac{1}{2} \times \frac{2.25}{3.75} (0.49)^2 + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \times \frac{2.25}{3.75} (0.49)^2\right]^2 + (0.49)^2} = 0.567$$

$$y_2 = 0.567 \times 2.25 = 1.276$$

$$v_2 = \frac{q}{y_2} = \frac{9.48}{1.276} = 7.42 \text{ m/seg.}$$

$$Fr_2 = \frac{v_2}{\sqrt{gy_2}} = \frac{7.42}{\sqrt{9.81 \times 1.276}} = 2.097$$

Para obtener el conjugado mayor y_3

$$y_3 = \frac{y_2^2}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr_2^2} - 1 \right)$$

$$y_3 = \frac{1.276}{2} \left(\sqrt{1 + 8 (2.097)^2} - 1 \right) = 3.2 \text{ m.}$$

Este tirante debe ser el normal en el canal

$$A = 6 \times 3.2 = 19.2 \text{ m}^2. ; \quad V = \frac{56.04}{16} = 2.919 \text{ m/seg.}$$

$$P = 3.2 \times 4 + 6 = 18.8 \text{ m.}$$

$$r_h = \frac{A}{P} = \frac{19.2}{18.8} = 1.02$$

$$r_h^{2/3} = 1.01$$

Y la pendiente del canal debe ser:

$$S_o = \left(\frac{VN}{r_h^{2/3}} \right)^2 \quad N = 0.015$$

$$S_o = \left(\frac{2.919 \times 0.015}{1.01} \right)^2 = 0.0019$$

Con $Fr = 2.097$ en la tabla II -IV encontramos

$$\frac{L}{y_3} = 4.447 \text{ de donde } L = 3.2 \times 4.447 = 14.23 \text{ m.}$$

TABLA II - IV

F_r	1.7	2	2.5	3	3.5	4	5	6	8	10
L/y_3	4	4.35	4.85	5.28	5.55	5.8	6	6.1	6.12	6.1

L será la longitud mínima por revestir, para impedir la erosión en la plantilla.

Al salir de las pilas la plantilla se incrementa en 0.80 m., por lo que tendríamos que cambiar la pendiente para -- conservar nuestro tirante normal y evitar que se barra el salto.

$$A = 6.8 \times 3.20 = 21.76 ; \quad V = \frac{56.04}{21.76} = 2.575 \text{ m/seg.}$$

$$P = 6.8 + 2 \times 3.2 = 13.2$$

$$rh = \frac{21.76}{13.2} = 1.648$$

$$rh^{2/3} = 1.395$$

$$S = \left(\frac{2.575 \times 0.015}{1.395} \right)^2 = 0.00077$$

B. Cálculos estructurales

1. De la cortina

La sección de la cortina se diseñó tomando como base la experiencia en otros diques vertedores semejantes, habiéndose adoptado la forma más conveniente para que no se vea afectada su estabilidad.

La cortina está constituida como se dijo anteriormente, por un muro central de concreto simple, de una longitud de 27.2 m y 1.00 m de espesor, teniendo una altura constante de 3.75 m en su base con una zapata de 3.00 m de ancho con peralte de 1.00 m. Dicho muro se encuentra desplantado sobre el lecho de acarreo limpiado previamente.

A partir del paño de aguas arriba se encuentra un núcleo de material impermeable (arcilla) compactado, con corona de 4.00 m descendiendo con un talud de 3:1, Sobre este material se encuentra una capa de grava o rezaga de un espesor constante de 0.50 m. Finalmente, apoyándose en esta capa se encuentra el enrocamiento acomodado en una forma razonable para evitar la formación de cauces, éste con espesor de 1.00 m. con talud de 3:1.

Del muro hacia aguas abajo se tiene un delantal construido de rocas del mayor tamaño posible y sin finos intermedios, acomodada de tal manera tratándose de evitar la formación de cauces que pudieran ampliarse. Este enrocamiento tiene un talud de 12:1, quedando la parte más baja a un nivel inferior que el que tiene el terreno natural en ese punto, con el objeto de formar un colchón de agua cuando la presa esté vertiendo, amortiguando así la energía cinética y en consecuencia anulando la fuerza erosiva, para no perjudicar la estructura.

2. De la obra de toma

Se analizará la obra de toma de la margen derecha, por ser de mayor capacidad que la obra de toma margen izquierda.

Margen derecha.- Está formada por 3 conductos rectangulares de 1.22 x 1.22 m de sección, con carteles de 0.10 m y - 18.95 m de longitud.

Se tienen dos alternativas de carga:

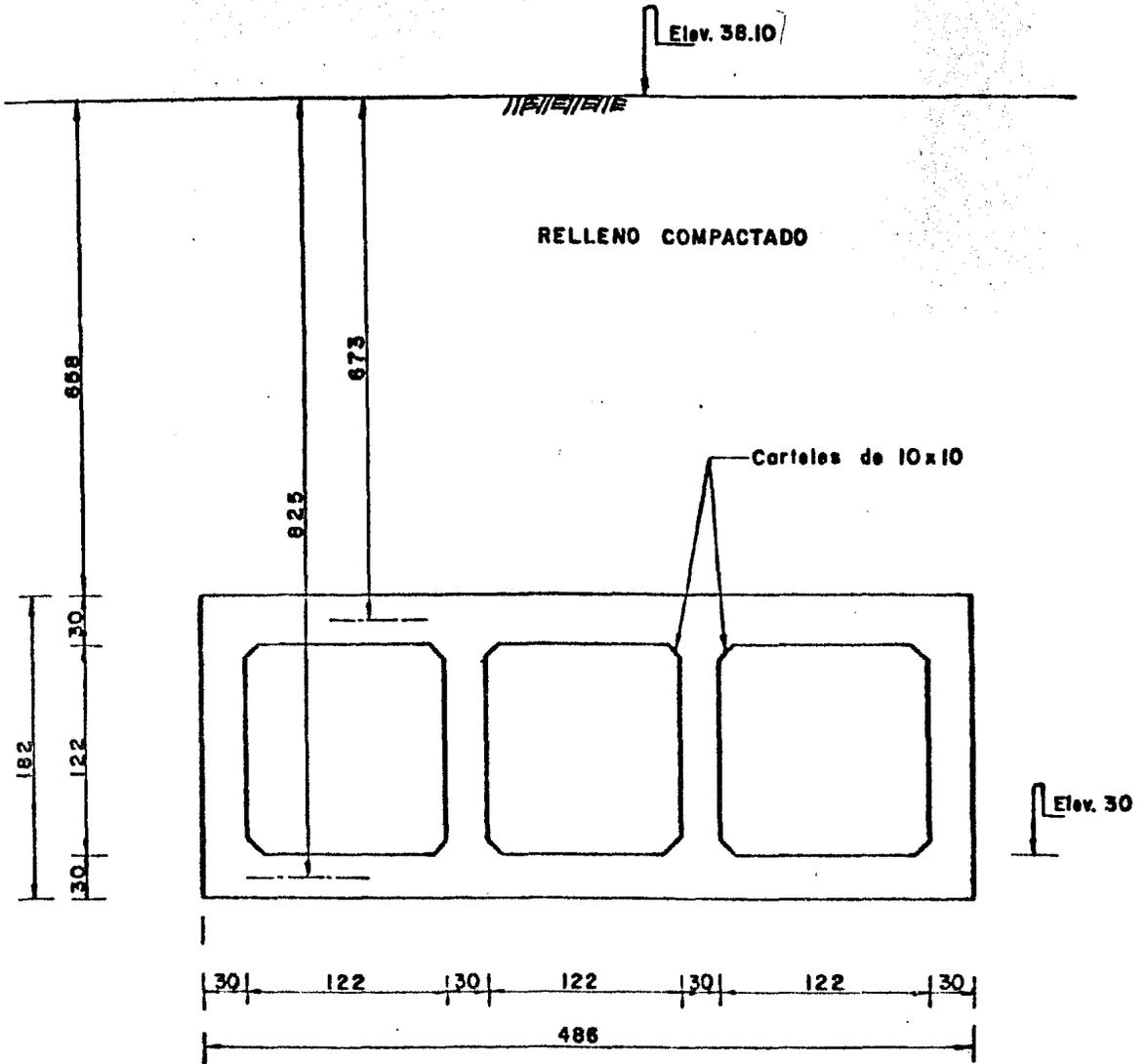
- a) Conductos vacíos sujetos a las máximas presiones exteriores.
- b) Conductos llenos sujetos a máximas presiones interiores.

Vamos a analizar el caso más desfavorable, que es la alternativa (a) y repetiremos el armado transversal en toda la longitud, ya que no conviene cambiar los armados transversales a determinadas distancias por la dificultad de construcción, y en este caso con la elevación más desfavorable.

Consideraciones de carga.- Para el proporcionamiento de los conductos, se tomaron en cuenta los efectos del empuje de tierra, pesos propios de la losa y colchón.

- a) La determinación del empuje de tierra y su posición, se sujetará a la teoría de Rankine. Se tomará un ángulo de fricción igual a $33^{\circ}42'$ (talud 1.5:1) y peso volumétrico de 1 800 kg/m³.
- b) Colchón. Se considerará este, al material que gravita sobre la losa.
- c) El peso propio de los conductos corresponde al de concreto reforzado, con peso volumétrico de 2 400 kg/m³.

SECCION DE LA OBRA DE TOMA



- d) Se supondrá el espesor de las losas y de las paredes de los conductos (30 cm).

A continuación este espesor supuesto se revisará por flexión, por fuerza cortante y por adherencia.

Esfuerzos permisibles.- Fatiga de ruptura del concreto a 28 días $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Compresión por flexión $f_c = 0.45 f'c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante permisible

$$V_c = 0.3 \sqrt{f'c} = 0.3 \sqrt{210} = 4.35 \text{ kg/cm}^2.$$

Adherencia

$$u_{\text{per}} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D}$$

Fatiga de trabajo de acero $f_s = 2\ 000 \text{ kg/cm}^2$.

$$E_c = 15\ 000 \quad f'c = 15\ 000 \quad \sqrt{210} = 217\ 370.65 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E_s = 2\ 000\ 000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2\ 000\ 000}{217\ 370.65} = 9.20$$

$$K = \frac{n}{n + \frac{f_s}{f_c}} = \frac{9.20}{9.20 + \frac{2\ 000}{94.5}} = 0.303$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} \qquad J = 1 - \frac{0.303}{3} = 0.899$$

$$R = \frac{1}{2} \text{ fc } K J = \frac{1}{2} 94.5 \times 0.303 \times 0.899 = 12.871$$

Coefficiente de empuje en muros verticales (K_0)

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\phi = 33.69^\circ$$

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

$$K_0 = \frac{0.6923}{2.417} = 0.286$$

Elevación plantilla de los conductos 30.00 m.

Elevación del terreno compactado 38.10 m.

Analizaremos una sección del conducto a la entrada. Para el caso más desfavorable (estando vacíos).

Supondremos un espesor de 0.30 m tanto en las losas como para las paredes verticales.

Análisis de cargas.

Carga sobre la losa superior:

$$\text{Peso del relleno} = 6.58 \times 1\ 800 \quad 11\ 844 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Peso propio de la losa} = 0.30 \times 2400 \quad 720 \text{ kg/m}^2.$$

$$W_1 = \underline{\quad 12\ 564 \text{ kg/m}^2}$$

$$\therefore W_1 = 12\ 564 \text{ kg/m}^2.$$

Carga sobre la losa inferior:

Peso del conducto

$$P = (4.86 \times 1.82 - 3 \times 1.22 \times 1.22 + 12 \times \frac{0.1 \times 0.1}{2})$$

$$P = 10\ 656 \text{ kg/m}.$$

Peso por m².

$$P_1 = \frac{10\ 656}{4.86} = 2\ 193 \text{ kg/m}^2.$$

Peso del relleno

$$P_2 = 11\ 844 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del terreno:

$$R_t = P_1 + P_2 = 2\ 193 + 11\ 844 = 14\ 037 \text{ Kg/m}^2.$$

∴ $W_2 = Rt$ - peso propio de la losa inferior

$$W_2 = 14\ 037 - 0.3 \times 2400 = 13\ 317 \text{ kg/cm}^2$$

Carga sobre los muros laterales,

Considerando las presiones aplicadas en los ejes, la losa:

$$h_1 = 6.73 \text{ m.} \quad h_2 = 8.25 \text{ m.}$$

$$W_3 = K_o \gamma h_1 = 0.286 \times 1800 \times 6.73 = 3\ 465 \text{ kg/m}^2.$$

$$W_5 = K_o \gamma h_2 = 0.286 \times 1800 \times 8.25 = 4\ 247 \text{ kg/m}^2.$$

$$W_4 = W_5 - W_3 = 4\ 247 - 3\ 465 = 782 \text{ kg/m}^2.$$

$$I = \frac{100 \times 30^3}{12} = 225\ 000 \text{ cm}^4 = 1$$

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

Factores de distribución

Nudo A = D = E = H

$$K_{AB} = 0.658$$

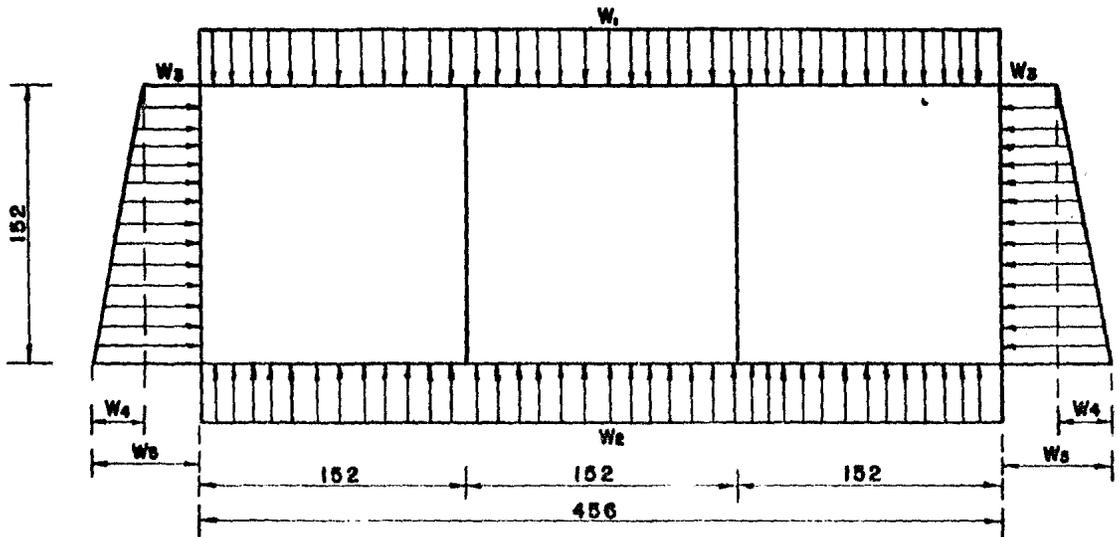
$$f_{AB} = 0.658/1.316 = 0.5$$

$$K_{AE} = 0.658$$

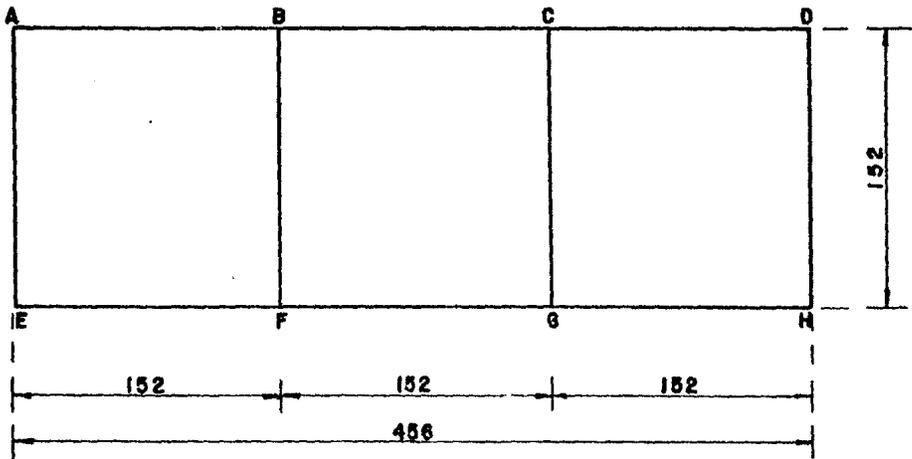
$$f_{AE} = 0.658/1.316 = 0.5$$

$$\Sigma = 1.316$$

$$\Sigma = 1.0$$



RIGIDECES Y FACTORES DE DISTRIBUCION



Nudo B = C = F = G

$K_{BA} = 0.658$	$f_{BA} = 0.658/1.974 = 0.33$
$K_{BC} = 0.658$	$f_{BC} = 0.658/1.974 = 0.33$
$K_{BF} = 0.658$	$f_{BF} = 0.658/1.974 = 0.34$
$\Sigma = 1.974$	$\Sigma = 1.00$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{BC} = M_{CB} = M_{CD} = M_{DC}$$

$$M_{AB} = \frac{w_1 L^2}{12} = \frac{12\,564 (1.52)^2}{12} = 2\,419 \text{ kg-m.}$$

$$M_{EF} = M_{FE} = M_{FG} = M_{GF} = M_{GH} = M_{HG}$$

$$M_{EF} = \frac{w_2 L^2}{12} = \frac{13\,317 (1.52)^2}{12} = 2\,563 \text{ kg-m.}$$

$$M_{AE} = M_{DH} = \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{w_4 L^2}{30} = \frac{3\,465 (1.52)^2}{12} + \frac{728 (1.52)^2}{30} = 723$$

$$M_{EA} = M_{HD} = \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{w_4 L^2}{20} = \frac{3\,465 (1.52)^2}{12} + \frac{728 (1.52)^2}{20} = 751$$

$$M_{BF} = M_{FB} = M_{CG} = M_{GC} = 0$$

El marco rígido se resolverá por el método de Cross.

CORTANTE ISOSTATICO

$$V_{iAB} = V_{iBA} = V_{iBC} = V_{iCB} = V_{iCD} = V_{iDC} = \frac{W_1 L}{2} = \frac{12\ 564 \times 1.52}{2} = 9\ 549 \text{ kg.}$$

$$V_{iEF} = V_{iFE} = V_{iFG} = V_{iGF} = V_{iGH} = V_{iHG} = \frac{W_2 L}{2} = \frac{13\ 317 \times 1.52}{2} = 10\ 121 \text{ kg.}$$

$$V_{iAE} = V_{iDH} = \frac{W_3 L}{2} + \frac{W_4 L}{6} = \frac{3465 \times 1.52}{2} + \frac{782 \times 1.52}{6} = 2\ 832 \text{ Kg}$$

$$V_{iEA} = V_{iHD} = \frac{W_3 L}{2} + \frac{W_4 L}{3} = \frac{3465 \times 1.52}{2} + \frac{782 \times 1.52}{3} = 3\ 030 \text{ Kg.}$$

$$V_{iBF} = V_{iFB} = V_{iCG} = V_{iGC} = 0$$

CORTANTE HIPERESTATICO

$$V_h = \frac{M_2 - M_1}{L}$$

$$V_{hAB} = V_{hBA} = V_{hCD} = V_{hDC} = \frac{2\,731 - 1\,326}{1.52} = 924 \text{ kg.}$$

$$V_{hBC} = V_{hCB} = \frac{2\,575 - 2\,575}{1.52} = 0$$

$$V_{hEF} = V_{hFE} = V_{hGH} = V_{hHG} = \frac{2\,890 - 1\,425}{1.52} = 964 \text{ kg.}$$

$$V_{hFG} = V_{hGF} = \frac{2\,720 - 2\,720}{2} = 0$$

$$V_{hAE} = V_{hEA} = V_{hDH} = V_{hHD} = \frac{1\,426 - 1\,327}{1.52} = 65 \text{ kg.}$$

$$V_{hBF} = V_{hFB} = V_{CG} = V_{GC} = \frac{168 - 156}{1.52} = 8 \text{ kg.}$$

PUNTOS DE INFLEXION

$$x_{AB} = x_{DC} = \frac{\sum V}{W_1} = \frac{8\,625}{12\,564} = 0.686 \text{ m.}$$

$$x_{BC} = \frac{\sum V}{W_1} = \frac{9\,549}{12\,564} = 0.76 \text{ m.}$$

$$x_{EF} = \frac{\sum V}{W_2} = \frac{9\,157}{13\,317} = 0.688 \text{ m.}$$

$$X_{FG} = \frac{\sum V}{W_2} = \frac{10\ 121}{13\ 317} = 0.76 \text{ m.}$$

$$X_{AE} = X_{DH} = \frac{-w_3 + \sqrt{w_3^2 + 2\left(\frac{V_{AE} W_4}{L}\right)}}{W_4/L}$$

$$X_{AE} = X_{DH} = \frac{-3\ 465 + \sqrt{(3465)^2 + \frac{2(2897 \times 782)}{1.52}}}{782/1.52} = 0.79 \text{ m.}$$

CALCULO DE MOMENTOS POSITIVOS

$$M_{AB} = M_{DC} = \frac{\sum V^2}{2 W_1} - M_{AB} = \frac{(8\ 625)^2}{2 \times 12\ 564} - 1\ 326 = 1\ 634 \text{ kg-m.}$$

$$M_{BC} = \frac{\sum V^2}{2 W_1} - M_{BC} = \frac{(9\ 549)^2}{2 \times 12\ 564} - 2\ 575 = 1\ 054 \text{ kg-m.}$$

$$M_{EF} = M_{HG} = \frac{\sum V^2}{2 W_2} - M_{EF} = \frac{(9\ 157)^2}{2 \times 13\ 317} - 1\ 425 = 1\ 723 \text{ kg-m.}$$

$$M_{FG} = \frac{\sum V^2}{2 W_2} - M_{FG} = \frac{(10\ 121)^2}{2 \times 13\ 317} - 2\ 720 = 1\ 126$$

$$M_{AE} = M_{DH} = V_{AE} X - \frac{W_3 X^2}{2} - \frac{W_4 X^3}{6 L} - M_{AE} =$$

$$2897 \times 0.79 - 3465 \frac{(0.79)^2}{2} - \frac{782 (0.79)^3}{6 \times 1.52} - 1327 = 161 \text{ kg-m.}$$

CALCULO DE LOS CORTANTES AL PAÑO Y AL CARTEL

$$\text{Barra A - B = D - C} \quad V = V_{AB} - W_1 X$$

$$V_p = 8625 - 12564 \times 0.15 = 6740 \text{ kg.}$$

$$V_c = 8625 - 12564 \times 0.25 = 5484 \text{ kg.}$$

$$\text{Barra B-A = D-C} \quad V = V_{BA} = W_1 X$$

$$V_p = 10473 - 12564 \times 0.15 = 8588$$

$$V_c = 10473 - 12564 \times 0.25 = 7332$$

$$\text{Barra B-C = C-B} \quad V = V_{BC} - W_1 X$$

$$V_p = 9549 - 12564 \times 0.15 = 7664 \text{ kg.}$$

$$V_c = 9549 - 12564 \times 0.25 = 6408 \text{ Kg.}$$

Barra E-F = H-G

$$V = V_{EF} - W_2 X$$

$$V_p = 9\ 157 - 13\ 317 \times 0.15 = 7\ 159 \text{ kg.}$$

$$V_c = 9\ 157 - 13\ 317 \times 0.25 = 5\ 828 \text{ kg.}$$

Barra F-E = G-H

$$V = V_{FE} - W_2 X$$

$$V_p = 11\ 085 - 13\ 317 \times 0.15 = 9\ 087 \text{ kg.}$$

$$V_c = 11\ 085 - 13\ 317 \times 0.25 = 7\ 756 \text{ kg.}$$

Barra F-G = G-F

$$V = V_{FG} - W_2 X$$

$$V_p = 10\ 121 - 13\ 317 \times 0.15 = 8\ 123 \text{ kg.}$$

$$V_c = 10\ 121 - 13\ 317 \times 0.25 = 6\ 792 \text{ kg.}$$

Barra A-E = D-H

$$V = V_{AE} - W_3 X - \frac{W_4 X^2}{2 L}$$

$$V_p = 2\ 897 - 3\ 465 \times 0.15 - \frac{782 (0.15)^2}{2 \times 1.52} = 2\ 371 \text{ kg.}$$

$$V_c = 2\ 897 - 3\ 465 \times 0.15 - \frac{782 (0.25)^2}{2 \times 1.52} = 2\ 015 \text{ kg.}$$

Barra E-A = H-D

$$V_p = 2\ 897 - 3\ 465 \times 1.37 - \frac{782 (1.37)^2}{2 \times 1.52} = 2\ 333$$

$$V_c = 2\,897 - 3\,465 \times 1.27 - \frac{782 (1.27)^2}{2 \times 1.52} = 1\,918$$

CALCULO DE MOMENTOS NEGATIVOS AL PAÑO

$$\text{Barra A-B} = \text{DC} \quad M = V_{AB} X - \frac{W_1 X^2}{2} - M_{AB}$$

$$M_p = 8\,625 (0.15) - 12\,564 \frac{(0.15)^2}{2} - 1\,326 = 174 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Barra B-A} = \text{CD} \quad M = V_{BA} X - \frac{W_1 X^2}{2} = M_{BA}$$

$$M_p = 10\,473 (0.15) - 12\,564 \frac{(0.15)^2}{2} - 2\,731 = -1\,301 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Barra B-C} = \text{C-B} \quad M = V_{BC} X - \frac{W_1 X^2}{2} - M_{BC}$$

$$M_p = 9\,549 (0.15) - 12\,564 \frac{(0.15)^2}{2} - 2\,575 = -1\,284 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Barra E-F} = \text{H-G} \quad M = V_{EF} X - \frac{W_2 X^2}{2} - M_{EF}$$

$$M_p = 9\,157 (0.15) - \frac{13\,317 (0.15)^2}{2} - 1\,425 = -201 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Barra F-E} = \text{G-H} \quad M = V_{FE} X - \frac{W_2 X^2}{2} - M_{FE}$$

$$M_p = 11\,085 (0.15) - \frac{13\,317 (0.15)^2}{2} - 2\,890 = -1\,377 \text{ kg-m.}$$

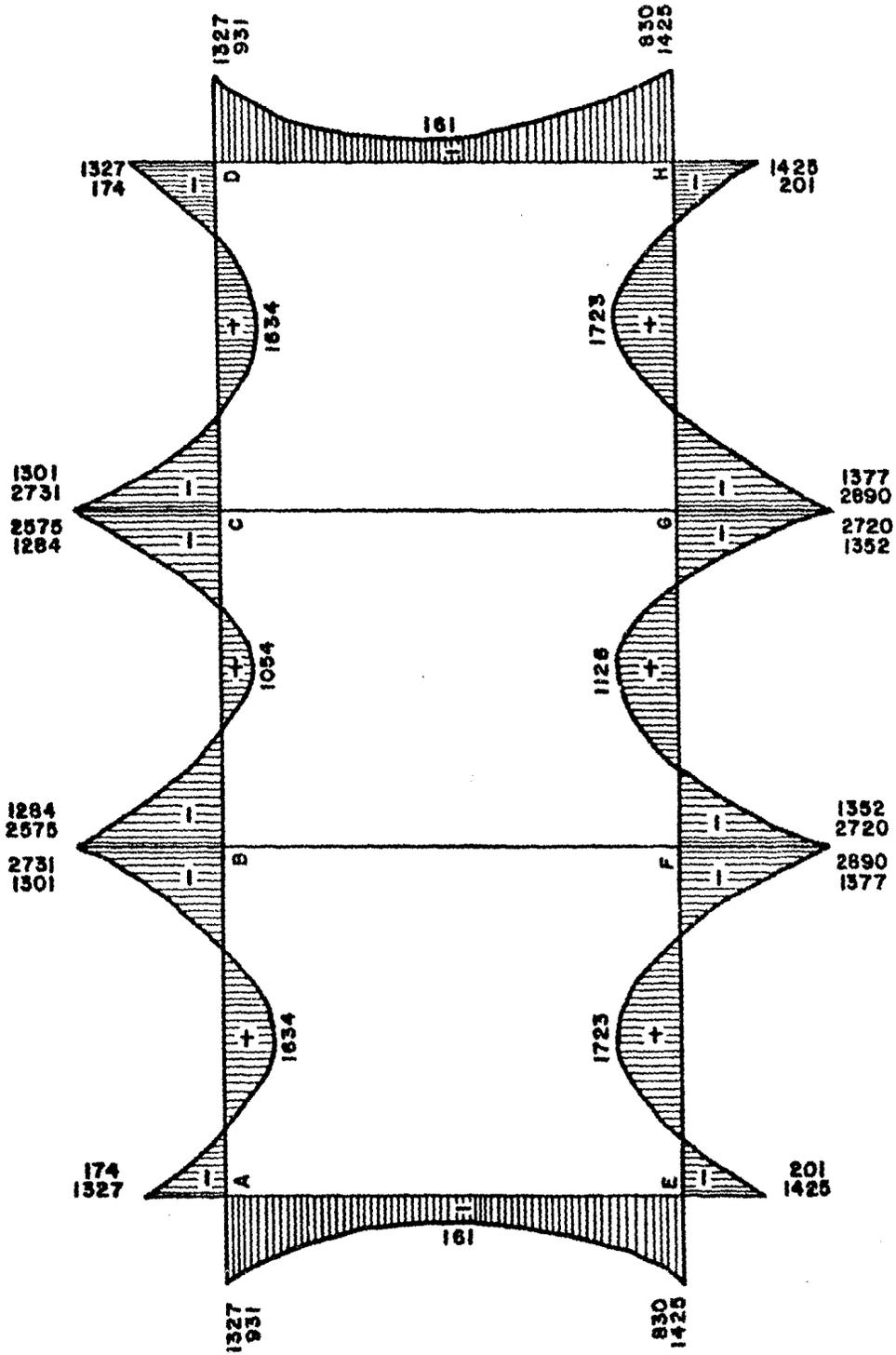


DIAGRAMA DE MOMENTOS
 (AL EJE, AL PAÑO Y POSITIVOS)

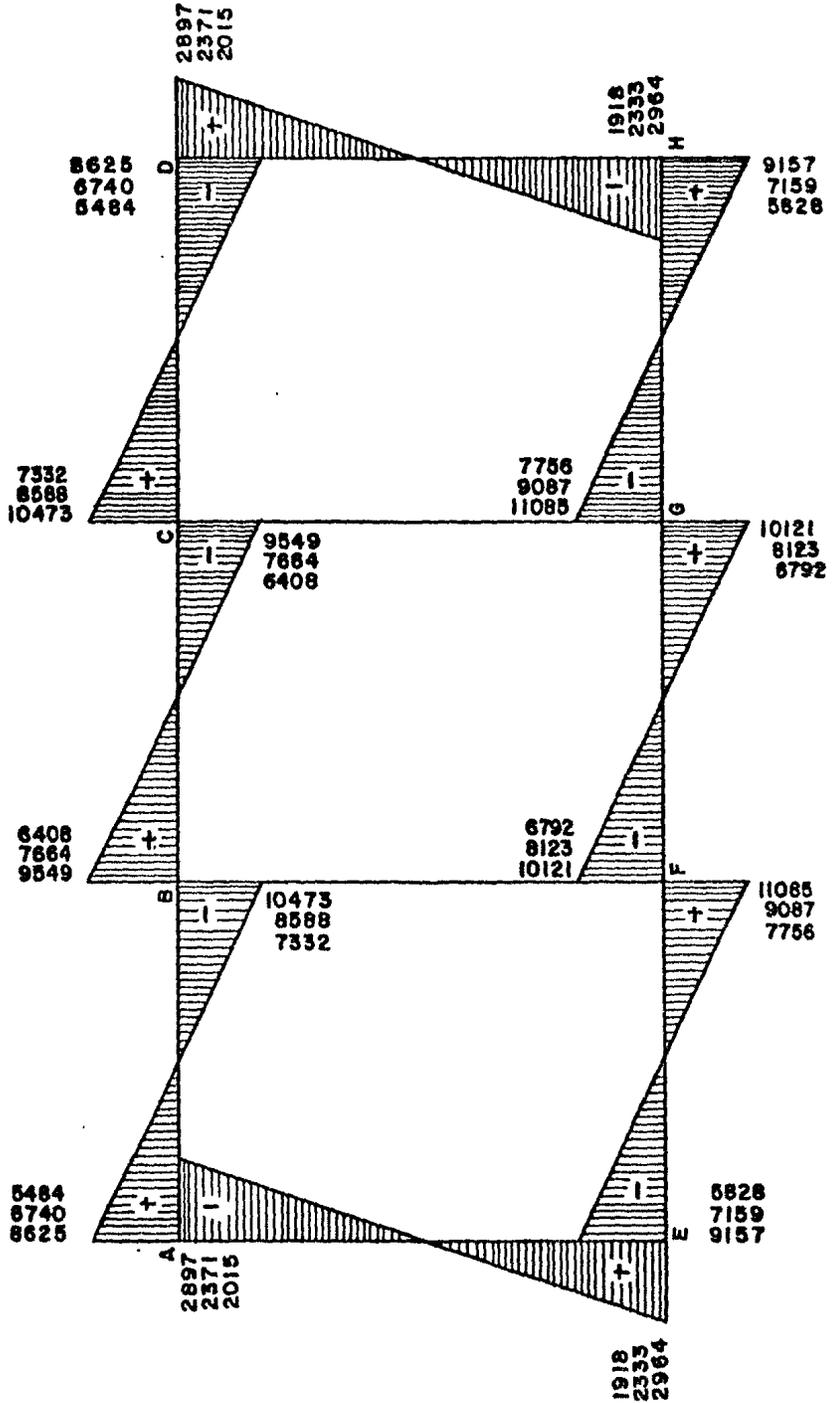


DIAGRAMA DE CORTANTES
AL EJE, AL PAÑO Y AL CARTEL

$$\text{Barra F-G} = \text{G-F} \quad M = V_{FG} X - \frac{W_2 X^2}{2} - M_{FG}$$

$$M_p = 1\,012 (0.15) - \frac{13\,317 (0.15)^2}{2} - 2\,720 = -1\,352 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Barra A-E} = \text{D-H} \quad M = V_{AE} X - \frac{W_3 X^2}{2} - \frac{W_4 X^2}{6L} - M_{AE}$$

$$M_p = 2\,897 (0.15) - \frac{3\,465 (0.15)^2}{2} - \frac{782 (0.15)^3}{6 \times 1.52} - 1\,327 = -931$$

$$\text{Barra E-A} = \text{H-D}$$

$$M_p = 2\,897 (1.37) - \frac{3\,465 (1.37)^2}{2} - \frac{782 (1.37)^3}{6 \times 1.52} = 1\,327 = -830$$

D I S E Ñ O

Losa superior

$$V_c = 7\,332 \text{ kg.}$$

Constante al cartel

$$M_p (-) = -1\,301 \text{ kg-m}$$

Momento al paño

$$M (+) = +1\,634 \text{ kg-m.}$$

Momento positivo

Peralte por flexión

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{163\,400}{12\,871 \times 100}} = 11.27 \text{ cm.}$$

Peralte por cortante

$$d = \frac{V}{\sqrt{cb}} = \frac{7\ 332}{4.35 \times 100} = 16.9 \text{ cm.}$$

Se adopta

$$d = 23 \text{ cm}$$

$$r = 7 \text{ cm}$$

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

Acero de refuerzo

$$As(-) = \frac{M(-)}{B j d} = \frac{130\ 100}{2\ 000 \times 0.899 \times 23} = 3.14 \text{ cm}^2.$$

Vars. 3/8" \emptyset a 21

$$As = 3.4 \text{ cm}^2.$$

$$As(+) = \frac{163\ 400}{2\ 000 \times 0.899 \times 23} = 3.95 \text{ cm}^2.$$

Vars. 1/2" \emptyset a 30

$$As = 4.2 \text{ cm}^2.$$

Revisión por adherencia

Vars. 3/8 \emptyset a 21

$$\Sigma o = 14.2 \text{ cm.}$$

$$\mu_{\text{per.}} = \frac{2.3 \sqrt{210}}{0.9525} = 34.99 \text{ kg/cm}^2 > 25.0 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\mu = \frac{V}{\Sigma o j d} = \frac{7\ 332}{14.2 \times 0.899 \times 23} = 24.97 \text{ kg/cm}^2 < \mu_{\text{per.}}$$

$$\mu = \frac{V}{\sum j d} = \frac{7\ 332}{13.3 \times 0.899 \times 23} = 26.66 \text{ kg/cm}^2 > \mu \text{ per.}$$

Adoptamos Vars. 1/2" ϕ a 28 $A_s = 4.5 \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{7\ 332}{14.2 \times 0.899 \times 23} = 24.97 \text{ kg/cm}^2 < \mu \text{ per.}$$

Revisión por temperatura

$$A_{st} = 0.002 bh = 0.002 \times 30 \times 100 = 6.0 \text{ cm}^2$$

Se armará por temperatura

$$\text{Vars. } 1/2" \phi \text{ a } 21 = 6.0 \text{ cm}^2$$

Losa inferior

$$V_c = 7\ 756$$

$$M_p(-) = 1\ 377$$

$$M(+) = 1\ 723$$

Peralte por flexión

$$d = \sqrt{\frac{172\ 300}{12.871 \times 100}} = 11.57 \text{ cm.}$$

Peralte por cortante

$$d = \frac{7\ 756}{4.35 \times 100} = 17.83 \text{ cm}$$

Se adopta 23 cm

$$r = 7 \text{ cm}$$

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

Acero de refuerzo

$$A_s(-) = \frac{M(-)}{F_s j d} = \frac{137\,700}{2\,000 \times 0.899 \times 23} = 3.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vars. } 3/8'' \phi \text{ a } 21 = 3.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_s(+) = \frac{172\,300}{2\,000 \times 0.899 \times 23} = 4.17 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Vars. } 1/2'' \phi \text{ a } 30 = 4.20 \text{ cm}^2.$$

Revisión por adherencia

$$\text{Vars. } 3/8'' \phi \text{ a } 21 = 3.4 \text{ cm}^2.$$

$$\mu_{\text{per}} = 25.0 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\mu = \frac{V}{\sum_0 j d} = \frac{7\,756}{13.3 \times 0.899 \times 23} = 28.20 \text{ kg/cm}^2 > \mu_{\text{per}}.$$

$$\text{Adoptamos Vars. } 1/2'' \phi \text{ a } 26 = 4.9 \text{ cm}^2.$$

$$\mu = \frac{7\,756}{15.4 \times 0.899 \times 23} = 24.36 < \mu_{\text{per}}$$

Por temperatura

$$\text{Vars. } 1/2" \text{ } \phi \text{ a } 25 = 5.1 \text{ cm}^2$$

Paredes laterales

$$V_c = 2 \ 015$$

$$M(-) = 931$$

$$M(+) = - 161$$

Peralte por flexión

$$d = \sqrt{\frac{93 \ 100}{12.871 \times 100}} = 8.50 \text{ cm}$$

Peralte por cortante

$$d = \frac{2 \ 015}{4.35 \times 100} = 4.63 \text{ cm}$$

Se adopta el peralte propuesto

$$d = 23.0 \text{ cm.}$$

$$r = 7.0 \text{ cm}$$

$$h = 30.0 \text{ cm.}$$

Acero de refuerzo

$$A_s = \frac{93 \ 100}{2 \ 000 \times 0.899 \times 23} = 2.25 \text{ cm}^2.$$

Vars. $3/8'' \text{ } \phi$ a 30 = 2.4 cm²

$$\mu = \frac{2 \ 015}{9.9 \times .899 \times 23} = 9.84 < \mu_{\text{per.}}$$

Adoptamos acero por temperatura

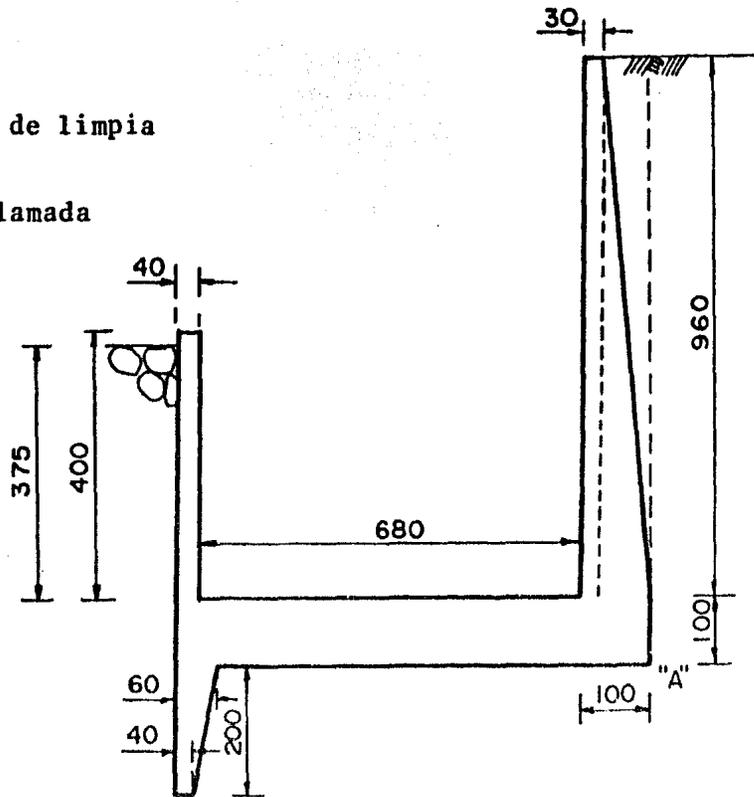
Vars. $1/2'' \text{ } \phi$ a 20 = 6.33 cm².

Paredes intermedias

Debido a los esfuerzos tan pequeños a que están sometidos estas paredes, se armarán por temperatura con Vars. -- $1/2'' \text{ } \phi$ a 20 cm. con As = 6.33 cm².

3. De la obra de limpia

Canal de llamada



Determinación del momento con respecto al punto "A"

Zona	Area m ² .	Peso vol. (ton/m ³)	Peso (ton)	Brazo (ton)	Momento ton- m
1	3.36	1.80	6.048	- 0.233	- 1.409
2	2.88	2.40	6.912	- 0.850	- 5.875
3	3.36	2.40	8.064	- 0.466	- 3.758
4	1.60	2.40	3.840	- 8.000	-30.72
5	1.00	2.40	2.400	- 8.047	-19.313
6	8.20	2.40	19.680	- 4.100	-80.688
			46.94		-141.76

Empuje

a) Muro derecho

$$E = 0.5 \times 0.286 \times 1.80 (9.6)^2 = 23.722 \text{ ton.}$$

$$y = 9.60/3 = 3.20 \text{ m; } M = 23.722 \times 3.2 = 75.910 \text{ ton.}$$

$$M = 75.910 \text{ ton-m.}$$

b) Muro izquierdo

$$E = 0.5 \times 0.172 \times 2.20 (3.75)^2 = 2.65 \text{ ton.}$$

$$y = 3.75/3 = 1.25$$

$$M = 2.65 \times 1.25 = 3.313 \text{ ton-m.}$$

Resumen

$$\sum M = - 141.76 - 75.91 + 3.313 = - 214.357 \text{ ton-m.}$$

$$\sum V = 46.94 \text{ ton.}$$

Cálculo de la excentricidad

$$X = \frac{- 214.357}{46.94} = - 4.56 \text{ m.}$$

$$e = - 4.56 + \frac{8.2}{2} = - 0.46$$

$e_{\text{per.}} = \frac{8.20}{6} = 1.367 \text{ m} > 0.46$ ∴ la resultante cae dentro del tercio medio.

El valor negativo de la excentricidad nos indica que la fatiga máxima está del lado izquierdo del eje de la losa de cimentación.

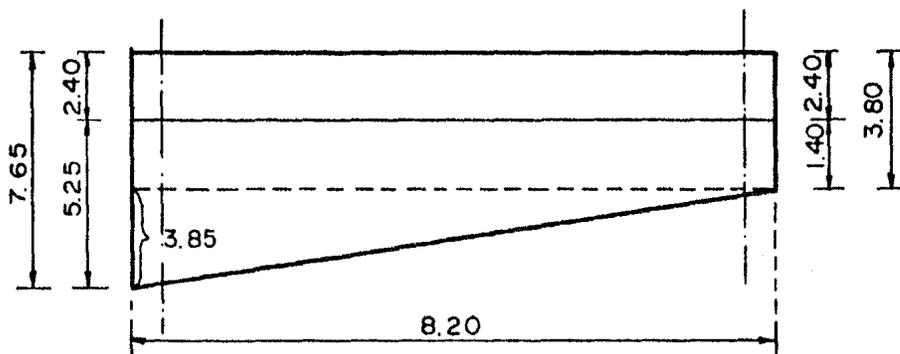
Cálculo de los esfuerzos:

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

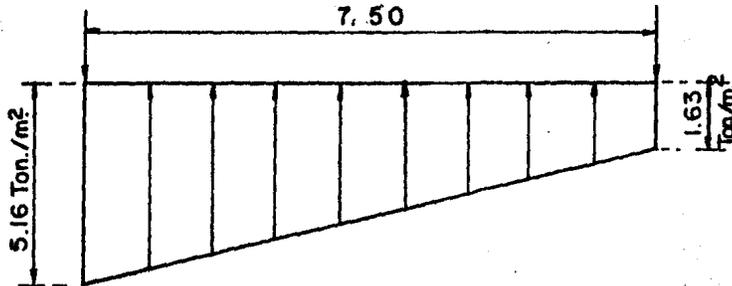
$$f_{\text{máx}} = \frac{46.94}{8.20} \left(1 + \frac{6 \times 0.46}{8.20} \right) = 7.65 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_{\text{mín}} = \frac{46.94}{8.20} \left(1 - \frac{6 \times 0.46}{8.20} \right) = 3.80 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_{\text{losa}} = 1.00 \times 2.40 = 2.4 \text{ ton/m}^2 < 3.8 \text{ ton/m}^2$$

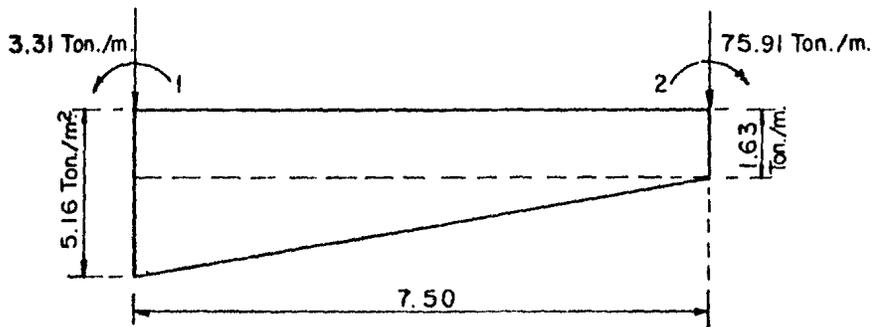


Cargas de diseño al eje:



$$\frac{3.85}{8.20} = \frac{y_1}{0.50} \therefore y_1 = \frac{3.85 \times 0.50}{8.20} = 0.23 \text{ ton/m}^2.$$

$$\frac{3.85}{8.20} = \frac{y_2}{8.00} \therefore y_2 = \frac{3.85 \times 8.00}{8.20} = 3.76 \text{ ton/m}^2$$

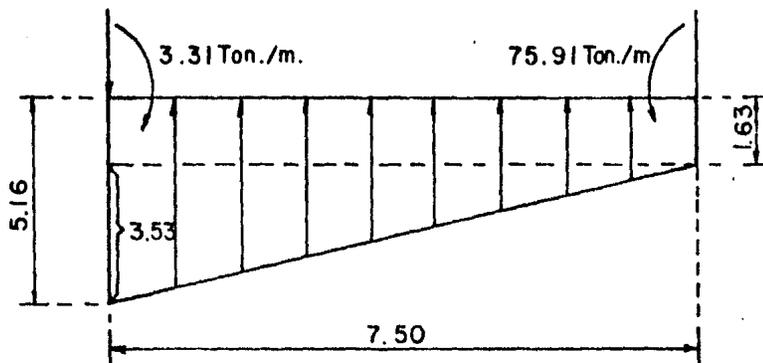


Cálculo de los momentos de empotramiento iniciales:

$$M_1 = \frac{wL^2}{12} + \frac{wL^2}{20} = \frac{1.63 \times 7.50^2}{12} + \frac{3.53 \times 7.50^2}{20} = 17.57 \text{ ton-m.}$$

$$M_2 = \frac{wL^2}{12} + \frac{wL^2}{30} = \frac{1.63 \times 7.50^2}{12} + \frac{3.53 \times 7.50^2}{30} = 14.26 \text{ ton-m.}$$

CALCULO DE LOS CORTANTES AL EJE Y AL PAÑO



Cálculo de los cortantes isostáticos

$$V_1 = \frac{WL}{2} + \frac{w_1L}{3} = \frac{1.63 \times 7.50}{2} + \frac{3.53 \times 7.50}{3} = 14.94 \text{ ton.}$$

$$V_2 = \frac{WL}{2} + \frac{w_1L}{6} = \frac{1.63 \times 7.50}{2} + \frac{3.53 \times 7.50}{6} = 10.53 \text{ ton.}$$

Cálculo de las cortantes hiperstáticos:

$$V_{\text{hip}} = \frac{75.91 - 3.31}{7.50} = 9.68 \text{ ton.}$$

Cálculo de los cortantes al eje:

$$V_{e1} = 14.94 - 9.68 = 5.26 \text{ ton.}$$

$$V_{e2} = 10.53 + 9.68 = 20.21 \text{ ton.}$$

Cálculo de los cortantes al paño

$$V_p = V_e - W X - \frac{W_1 X^2}{2 L}$$

$$V_{p1} = 20.21 - 1.63 \times 7.30 - \frac{3.53 \times 7.30^2}{2 \times 7.50} = -4.23 \text{ ton.}$$

$$V_{p2} = 20.21 - 1.63 \times 0.50 - \frac{3.53 \times 0.50^2}{2 \times 7.50} = 19.34 \text{ ton.}$$

CALCULO DE LOS MOMENTOS NEGATIVOS AL PAÑO Y DEL MOMENTO POSITIVO.

Momentos al paño:

$$M_p = V_e X - \frac{W X^2}{2} - \frac{W_1 X^3}{6 L} - M_f$$

$$M_{p1} = 20.21(7.30) - \frac{1.63 (7.30)^2}{2} - \frac{3.53(7.30)^3}{6 \times 7.50} = 75.91$$

$$M_{p1} = 2.32 \text{ ton-m.}$$

$$M_{p2} = 20.21(0.50) - \frac{1.63(0.50)^2}{2} - \frac{3.53(0.50)^3}{6 \times 7.50} = 75.91$$

$$M_{p2} = 66.02 \text{ ton-m.}$$

Cálculo del momento positivo

Consideramos "X", a partir de 2:

$$X = \frac{-W_1 t \sqrt{W^2 + \frac{2 V_e W_1}{L}}}{\frac{W_1}{L}} = \frac{-1.63 \pm \sqrt{1.63^2 + \frac{2 \times 20.21 \times 3.53}{7.50}}}{\frac{3.53}{7.50}}$$

$$X = \frac{-1.63 + 4.66}{0.47} ; \quad X = 6.45 \text{ m.}$$

$$M_{(+)} = \frac{V_X X}{2} - \frac{W_1 X^3}{6 L} - M_f$$

$$M_{(+)} = 20.21 (6.45) - \frac{1.63 (6.45)^2}{2} - \frac{3.53 (6.45)^3}{6 \times 7.50} - 75.91 =$$

$$= -0.511 \text{ ton-m.}$$

∴ no se presenta momento positivo.

El peralte de la losa de cimentación se revisará con el valor del momento máximo, ya sea positivo o al paño, o con el valor del cortante al paño.

CONSTANTES DE DISEÑO

$$\begin{aligned} f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2. & k &= 0.303 \\ f_s &= 2000 \text{ kg/cm}^2. & j &= 0.899 \\ f_c &= 0.45 f'_c = 94.5 \text{ kg/cm}^2 & R &= 12.899 \text{ kg/cm}^2. \\ v_c &= 0.30 \sqrt{f'_c} = 4.35 \text{ Kg/cm}^2 & \alpha &= 0.278 \\ n &= 9.20 \end{aligned}$$

Revisión del peralte por momento:

$$M = 66.02 \text{ ton-m} = 66\,020 \text{ kg-m.}$$

$$d_m = \alpha \sqrt{M} = 0.278 \sqrt{66\,020} = 71.43 \text{ cm} < 90 \text{ cm} \text{ bien.}$$

Revisión del peralte por cortante:

$$V = 19.34 \text{ ton.}$$

$$d_V = \frac{V}{v \cdot c \cdot b} = \frac{19\,340}{4.35 \times 100} = 44.46 \text{ cm} < 90 \text{ cm.} \text{ bien}$$

∴ se adopta:

$$H = 100 \text{ cm} ; \quad r = 10 \text{ cm} ; \quad d = 90 \text{ cm.}$$

Cálculo del fierro de refuerzo:

$$M(-) = 66\,020 \text{ kg-m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{6\,602\,000}{2\,000 \times 0.899 \times 90} = 40.80 \text{ cm}^2.$$

Proponiendo vars. 1" ϕ

$$S = \frac{100 \times 5.03}{40.80} = 12.33 \text{ cm} \approx 12.0 \text{ cm.}; \quad \underline{\text{Vars. 1" } \phi \text{ a 12}}$$

Cálculo del fierro de refuerzo por temperatura:

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 100 \times 0.50 = 9 \text{ cm}^2.$$

Proponiendo vars. 1/2" ϕ

$$S = \frac{100 \times 1.27}{9.0} = 14.11 \text{ cm} \approx 14.0 \text{ cm}; \text{ Vars. } 1/2" \phi \text{ a } 14$$

Revisión por adherencia

$$M_p = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{210}}{2.54} = 13.12 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\mu = \frac{V}{\sum_0 j d}; \quad \sum_0 = \text{No. octavos} \times \text{No. Vars.} = 8 \times \frac{100}{12} = 66.67 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{19\,340}{66.67 \times 0.889 \times 90} = 3.62 \text{ kg/cm}^2 < 13.12 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{bien.}$$

Cálculo de la distancia donde se puede cortar el fierro de refuerzo para tener Vars. 1" ϕ a 24. ($A_s = 20.9 \text{ cm}^2$).

Momento resistente

$$M_R = A_s f_s j d = 20.9 \times 2000 \times 0.889 \times 90 = 3\,344\,418 \text{ kg-m.}$$

$$M_R = 33\,444.18 \text{ kg-m.}$$

Momento actuante

$$M = V X - \frac{WX^2}{2} - \frac{WLX^3}{6L} - M_f$$

Suponiendo $X = 2.4 \text{ m}$.

$$M = 20.21(2.4) - \frac{1.63(2.4)^2}{2} - \frac{3.53(2.4)^3}{6 \times 7.50} - 75.91 = -33.185 \text{ ton-m.}$$

$$M = 33\ 185 \text{ kg-m.} \approx 33\ 444.18 \text{ kg-m.}$$

Longitud de corte al paño del muro vertical derecho.

$$\text{Long.} = 2.40 - 0.50 + 1.0 = 2.90 \text{ m del paño del muro vertical, derecho.}$$

Cálculo de la longitud del corte del fierro de refuerzo, para tener Vars. 1" ϕ a 48 ($A_s = 10.45 \text{ m}^2$).

Momento resistente:

$$M_R = 10.45 \times 2000 \times 0.899 \times 90 = 1\ 691\ 019 \text{ kg-cm.}$$

$$M_R = 16\ 910.19 \text{ kg-cm.}$$

Momento actuante:

$$\text{Suponiendo } X = 3.70 \text{ m.}$$

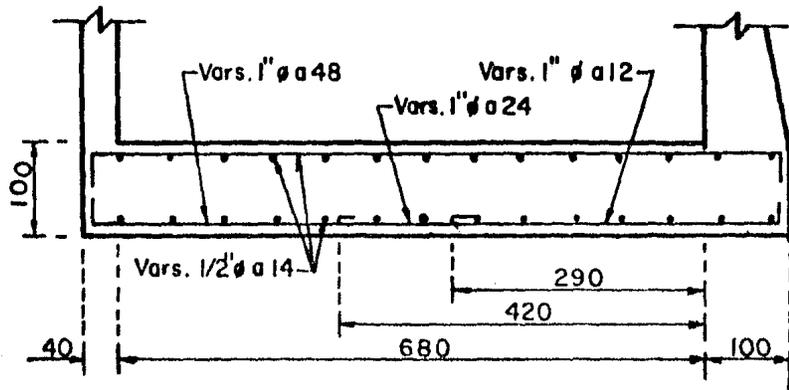
$$M_X = 20.21 (3.70) - \frac{1.63 (3.70)^2}{2} - \frac{3.53 (3.70)^3}{6 \times 7.50} - 75.91 = 16.26 \text{ Ton-m}$$

$$M_X = 16\ 260 \text{ kg-m.} \approx 16\ 910.19 \text{ kg-m.} \quad \text{bién.}$$

Longitud de corte al paño del muro vertical derecho.

$$L = 3.70 - 0.50 + 1.0 = 4.20 \text{ m.}$$

Croquis del armado



DISEÑO DE LOS MUROS

Muro derecho

$$E = 0.286 \times 0.5 \times 1.80 (9.6)^2 = 23.72 \text{ ton.}$$

$$y = 9.6/3 = 3.20$$

$$M_{TO} = 23.72 \times 3.20 = 75.91 \text{ ton}\cdot\text{m.}$$

Revisión por flexión.

$$d_M = 0.278 \sqrt{75\,910} = 76.6 \text{ cm.}$$

Revisión por cortante:

$$d_V = \frac{23\,720}{4.62 \times 100} = 51.34 \text{ cm.}$$

Se adopta $d = 90 \text{ cm}$; $r = 10 \text{ cm}$; $h = 100 \text{ cm}$.

Acero de refuerzo principal

$$A_s = \frac{7\,591\,000}{2\,000 \times 0.899 \times 90} = 46.91 \text{ cm}^2.$$

Se colocarán vars. 1/2" a 24 ; $A_s = 47.3 \text{ cm}^2$.

Acero de refuerzo por temperatura

$$A_{st} = 0.0018 \times 2 \left(\frac{30 + 100}{2} \right) \times 100 \times 0.50 = 5.85 \text{ cm}^2$$

Vars. 1/2" ϕ a 20 $A_s = 6.10 \text{ cm}^2$.

b) Muro izquierdo

$$= 0.172 \times 0.5 \times 2.20 (3.75)^2 = 2.66 \text{ ton.}$$

$$y = 3.75/3 = 1.25 \text{ m.}$$

$$M = 2.66 \times 1.25 = 3.33 \text{ ton-m.}$$

Revisión por flexión

$$d_M = 0.278 \sqrt{3\,330} = 16.04 \text{ cm.}$$

Revisión por cortante

$$d_V = \frac{2\,660}{4.62 \times 100} = 5.76 \text{ cm.}$$

Se adopta $d = 33 \text{ cm}$; $r = 7 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$.

Acero de refuerzo principal

$$A_s = \frac{333\,000}{2\,000 \times 0.899 \times 33} = 5.61 \text{ cm}^2.$$

Vars. 1/2" a 22 $A_s = 5.8 \text{ cm}^2$.

Acero por temperatura

$$A_{st} = 0.0018 \times 40 \times 100 \times 0.50 = 3.60 \text{ cm}^2.$$

Se armará por temperatura con

$$\text{Vars. } 1/2'' \text{ } \phi \text{ a } 30 \quad ; \quad A_s = 4.1 \text{ cm}^2.$$

Cálculo del corte del fierro de refuerzo en el muro derecho, para tener Vars. 1 1/2'' ϕ a 48 ($A_s = 23.65 \text{ cm}^2$).

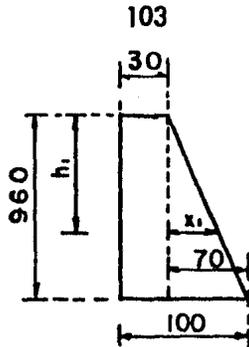
Proponiendo $h_1 = 7.00 \text{ m}$.

$$E = 0.286 \times 0.50 \times 1.280 \times 7.0^2 = 22.612 \text{ ton.}$$

$$y = \frac{7.0}{3} = 2.33 \text{ cm.}$$

$$M = 29.430 \text{ ton-m.}$$

Cálculo del fierro de refuerzo requerido, tomando en cuenta - el momento calculado y el peralte del muro en la sección - considerada.



$$\frac{960}{70} = \frac{700}{x} \therefore x = \frac{70 \times 700}{960} = 51.04 \text{ cm.}$$

$$H_1 = 30 + 51.04 = 81.04 \text{ cm.}$$

$$\therefore d_1 = H_1 - r = 81.04 - 10 = 71.04 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{2 \ 943 \ 000}{2 \ 000 \times 0.899 \times 71.04} = 23.04 \text{ cm}^2 \quad 23.65 \text{ cm}^2. \quad \text{bien.}$$

$$\text{Long. de corte} = 960 - 700 + .81 = 341 \text{ cm.} \hat{=} 3.40 \text{ m.}$$

Cálculo de la long. de corte para tener Vars. 1" ϕ a 48.

$$(A_s = 10.48 \text{ cm}^2)$$

Proponiendo $h_2 = 5.0 \text{ m.}$

$$E = 0.286 \times 0.50 \times 1.80 \times 5.0^2 = 6.435 \text{ ton.}$$

$$y = \frac{5.0}{3} = 1.66 \text{ m.}$$

$$M = 10.682 \text{ ton-m.}$$

Cálculo del fierro de refuerzo requerido, tomando en cuenta el momento antes calculado y el peralte del muro en la sección considerada.

$$\frac{960}{70} = \frac{500}{X} \quad \therefore X = \frac{70 \times 500}{960} = 36.46 \text{ cm.}$$

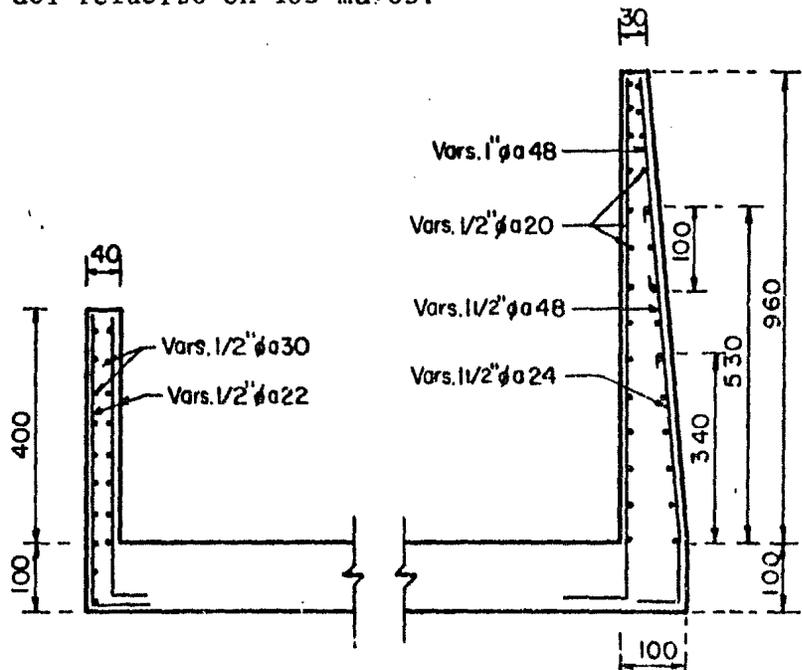
$$H_2 = 30 + 36.46 = 66.46 \text{ cm.}$$

$$d_2 = H_2 - r = 66.46 - 10 = 56.46 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{1\ 068\ 200}{2\ 000 \times 0.899 \times 56.46} = 10.52 \text{ cm}^2 = 10.48 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Long. de corte} = 9.60 - 5.00 + 0.66 = 5.26 \text{ m} = \underline{5.30 \text{ m}}$$

Croquis del refuerzo en los muros:



Cálculos estructurales de la estructura de limpia (M.D.), - los cuales se subdividen en:

- a) Puente de maniobras
- b) Losa de maniobras para agujas
- c) Plataforma de maniobras
- d) Estructura de apoyo (losa de cimentación)
- e) Muros de sostenimiento.

El puente de maniobras y la losa para agujas no se calcularon pues existen proyectos tipo para diferentes anchos de compuertas y no tener dificultad en el cálculo, pues se diseñan como losas simplemente apoyadas; por lo cual su diseño y cálculo no se muestra en este trabajo concretándonos a la estructura de apoyo y a los muros de sostenimiento.

- d) Estructura de apoyo

La estructura de apoyo debe proyectarse para evitar que falle por:

Volteo. Para evitarlo, debe darse un ancho de base tal, que la resultante de todas las fuerzas que obren sobre la estructura, corte a dicha base dentro de su tercio medio.

Hundimiento o fractura. Los materiales en la estructura se rompen a excesivas tensiones o compresiones. Para evitarlo el esfuerzo máximo en la cimentación no debe ser mayor que la permisible para el terreno o para el material de que esté hecha la cimentación.

Deslizamiento. Debido a que las fuerzas horizontales actúan con exceso superando la resistencia por fricción en el plano de deslizamiento haciendo que el coeficiente de fricción de materiales en contacto con cualquier plano horizontal debe ser menor que la relación entre las cargas verticales y horizontales que obran en la estructura.

Flotación. Ocurre cuando las cargas verticales hacia arriba superan a las cargas verticales hacia abajo. Por consiguiente la suma de todas las fuerzas verticales hacia abajo no deben ser menor que la suma de las fuerzas verticales hacia arriba y debe prácticamente exceder a ésta en una tercera parte.

Para verificar si la estructura llena las condiciones citadas anteriormente, se proponen en un principio su forma y dimensiones generales, hecho esto se calcula el valor de cada una de las fuerzas que están obrando en la estructura, estudiándose las alternativas más desfavorables de carga, para las distintas condiciones de estabilidad, que pueden ser cuando se encuentre vacía y cuando trabaja a su máxima capacidad.

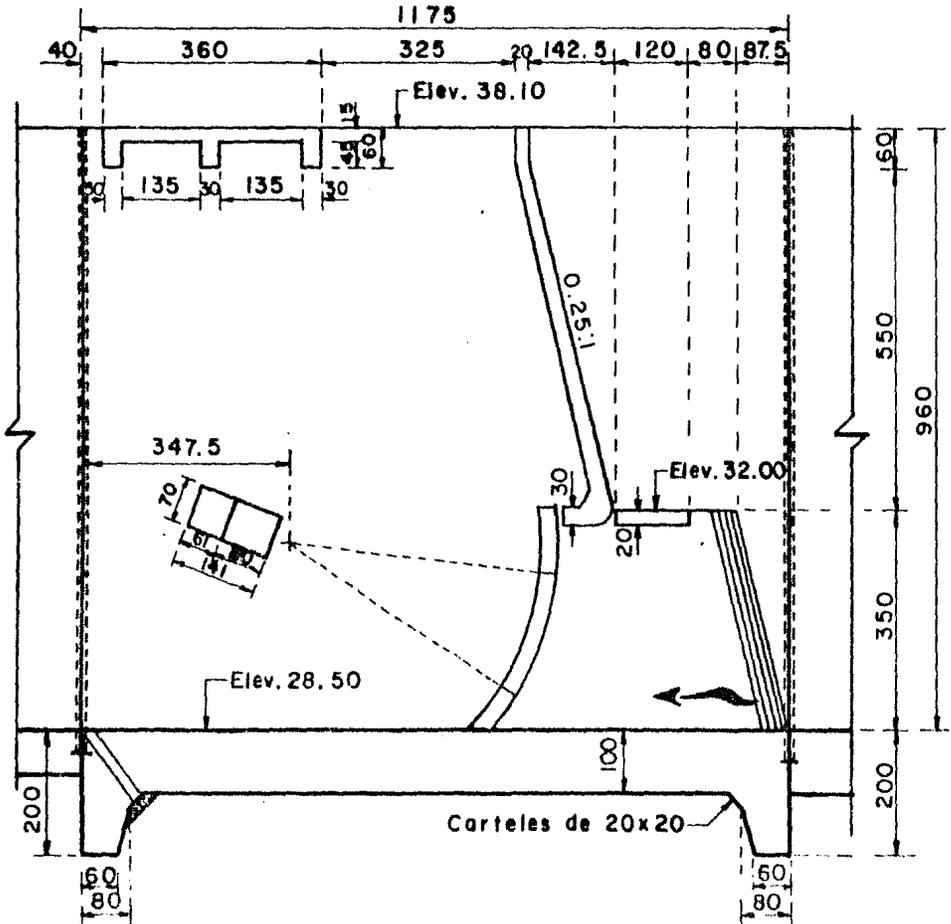
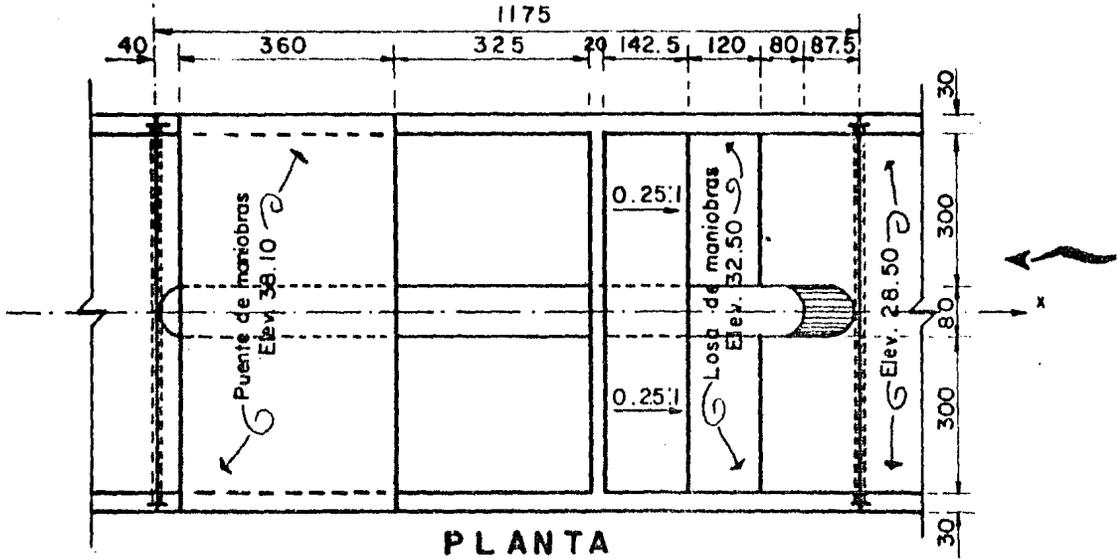
Alternativas para la losa de cimentación de la estructura de limpia.

Caso I - Presa vacía

Caso II - Compuerta cerrada derivando agua por la toma.

Caso III - Estructura llena con las compuertas abiertas.

y ESTRUCTURA DE LIMPIA M.D.



Cálculo de las cargas que actúan en la estructura de limpia margen derecha.

Consideraciones

Se tomarán momentos con respecto a los ejes "X" y "Y", según se indica en la figura "A".

Como la compuerta radial se fabricará de manera especial, tomaremos para fines de cálculo la correspondiente a la compuerta tipo de la S.A.R.H. cuyas dimensiones son:

B = 3.00 m., A = 3.50 m., H = 10.00 m. El peso de una compuerta es:

Compuerta	=	5 648 kg.
Malacate	=	<u>1 850 kg.</u>
total:	=	7 498 kg.

Fuerzas verticales

1. Losa de maniobras (aguja)

$$P_1 = 1.20 \times 6.80 \times 0.20 \times 2.4 = 3.92 \text{ ton.}$$

$$X_1 = 9.475 \text{ m.}$$

$$M_1 = 37.14 \text{ ton-m.}$$

2. Pantalla

$$A_1 = 0.60 \times 0.20 = 0.12 \text{ m}^2.$$

$$A_2 = 6.58 \times 0.25 = 1.65 \text{ m}^2.$$

$$A_3 = 0.90 \times 0.30 = 0.243 \text{ m}^2.$$

$$A_T = \underline{2.013 \text{ m}^2}$$

$$P_2 = 2.013 \times 6.8 \times 2.4 = 32.85 \text{ ton.}$$

$$X_2 = 8.015 \text{ m.}$$

$$M_3 = 263.29 \text{ ton-m.}$$

3. Muros laterales

$$P_3 = \left(\frac{0.30 + 1.0}{2} \right) 9.60 \times 11.75 \times 2 \times 2.40 = 351.94 \text{ ton.}$$

$$X_3 = 5.875 \text{ m.}$$

$$M_3 = 2067.65 \text{ ton-m.}$$

4. Muro intermedio

$$P_4 = 87.597 \times 0.80 \times 2.4 = 168.19 \text{ ton.}$$

$$X_4 = 4.72 \text{ m.}$$

$$M_4 = 793.86 \text{ ton-m.}$$

5. Puente de maniobras (malacates)

$$P_5 = (3.60 \times 0.15 + 3 \times 0.45 \times 0.30) 7.40 \times 2.40 = 16.78 \text{ ton.}$$

$$X_5 = 2.20 \text{ m.}$$

$$M_5 = 36.92 \text{ ton-m.}$$

6. Losa del piso

$$P_6 = 8.80 \times 11.75 \times 1.0 \times 2.40 = 248.16 \text{ ton.}$$

$$X_6 = 5.875 \text{ m.}$$

$$M_6 = 1457.94 \text{ ton-m.}$$

7. Dentellón transversal derecho

$$P_7 = 0.72 \times 8.8 \times 2.4 = 15.21 \text{ ton.}$$

$$X_7 = 11.37 \text{ m.}$$

$$M_7 = 172.94 \text{ ton-m.}$$

8. Dentellón transversal izquierdo

$$P_8 = 15.21 \text{ ton.}$$

$$X_8 = 0.38 \text{ m.}$$

$$M_8 = 5.78 \text{ ton-m.}$$

9. Dentellones laterales

$$P_9 = 0.72 \times 10.35 \times 2 \times 2.4 = 35.77 \text{ ton.}$$

$$X_9 = 5.875 \text{ m.}$$

$$M_9 = 210.15 \text{ ton-m.}$$

10. Compuertas radiales abiertas

$$P_{10} = 5.648 \times 2 = 11.296 \text{ ton.}$$

$$X_{10} = 6.35 \text{ m.}$$

$$M_{10} = 71.73 \text{ ton-m.}$$

11. Compuertas radiales cerradas

$$P_{11} = 5.648 \times 2 = 11.296 \text{ ton.}$$

$$X_{11} = 6.77 \text{ m.}$$

$$M_{11} = 76.47 \text{ ton-m.}$$

12. Malacates

$$P_{12} = 1.85 \times 2 = 3.70 \text{ m.}$$

$$X_{12} = 3.35 \text{ m.}$$

$$M_{12} = 12.40 \text{ ton-m.}$$

13. Peso del agua compuerta abierta

$$P_{13} = 11.75 \times 8.60 \times 3.00 \times 2 \times 1.0 = 606.3 \text{ ton.}$$

$$X_{13} = 5.875 \text{ m.}$$

$$M_{13} = 3562.01 \text{ ton.-m}$$

14. Peso del agua compuerta cerrada

$$P_{14} = 3.775 \times 3.75 \times 3.00 \times 2 \times 1.0 = 84.94 \text{ ton.}$$

$$X_{14} = 9.862 \text{ m.}$$

$$M_{14} = 837.68 \text{ ton-m.}$$

15. Peso de tierra sobre el muro derecho:

$$P_{15} = \frac{0.70 \times 9.60}{2} \times 11.75 \times 1.80 = 71.06 \text{ ton.}$$

$$X_{15} = 5.875 \text{ cm} \quad ; \quad Y_{15} = 3.40 + 0.30 + \frac{2}{3}0.70 = 4.17$$

$$M_{15xx} = 71.06 \times 4.17 = 296.32 \text{ ton-m.}$$

$$M_{15yy} = 71.06 \times 5.875 = 417.48 \text{ ton-m.}$$

16. Peso del enrocamiento sobre el muro izquierdo

$$P_{16} = \frac{0.273 \times 3.75}{2} \times 11.75 \times 2.0 = 12.03 \text{ ton.}$$

$$X_{16} = 5.875 \text{ m. ; } Y_{16} = 3.40 + 1.0 - \frac{0.273}{3} = - 4.309 \text{ m.}$$

$$M_{16xx} = 12.03 (-4.309) = - 51.84 \text{ ton-m.}$$

$$M_{16yy} = 12.03 (5.875) = 70.68 \text{ ton-m.}$$

17. Subpresión

Para calcular la presión del agua que se filtra (sub - presión) en un punto cualquiera de la base de la cimentación se utiliza la siguiente fórmula (Teoría de -- Blight).

$$S = WC \left(H + h' - \frac{H}{L} X \right)$$

En donde:

S = subpresión en kg/m².

W = peso volumétrico del agua en kg/m³ = 1 000 kg/m³

C = coeficiente de reducción del área, que depende de -- los vacíos que tenga el terreno y varía de 0.30 a - 1.0.

H = carga hidrostática sobre la superficie del terreno en el punto inicial de su recorrido.

h' = Desnivel entre el punto considerado y la superficie del terreno.

L = longitud total del agua filtrada

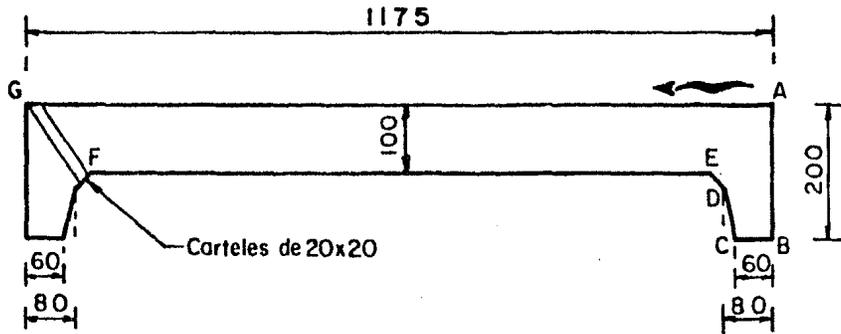
X = recorrido de filtración, hasta el punto considerado

En este caso:

$W = 1\ 000\ \text{kg/m}^3.$

$C = 0.75$

$H = 3.75\ \text{m}.$



$$a^2 = 0.20^2 + 0.20^2$$

$$a = 0.283\ \text{m}.$$

$$b = 1.41\ \text{m}.$$

Longitud del recorrido del agua

$$L = 2.0 + 0.60 + 0.82 + 0.283 + 9.75 + 1.41 = 14.863 \text{ m.}$$

$$K = \frac{L}{H} = \frac{14.863}{3.75} = 3.96$$

$$\text{Pérdida de carga por metro} = \frac{H}{L} = \frac{3.75}{14.863} = 0.252 \text{ m.}$$

Empleando la fórmula $S = WC (H + h' - \frac{H}{L} X)$

Puntos	X	C	H	Desn vel (\bar{h}')	H/L	S
A	0	0.75	3.75	--	---	--
B	2.00	0.75	3.75	2.00	0.252	3 935
C	2.60	0.75	3.75	2.00	0.252	3 821
D	3.42	0.75	3.75	1.20	0.252	3 066
E	3.703	0.75	3.75	1.00	0.252	2 863
F	13.453	0.75	3.75	1.00	0.252	1 020
G	14.863	0.75	3.75	--	0.252	--

$$S_B = 750 (3.75 + 2.00 - 0.252 \times 2.0) = 3 935 \text{ kg/m}^2.$$

$$S_C = 750 (3.75 + 2.0 - 0.252 \times 2.60) = 3 821 \text{ kg/m}^2.$$

$$S_D = 750 (3.75 + 1.20 - 0.252 \times 3.42) = 3 066 \text{ kg/m}^2.$$

$$S_E = 750 (3.75 + 1.0 - 0.252 \times 3.703) = 2 863 \text{ kg/m}^2.$$

$$P_3 = \left(\frac{3066 + 2\ 863}{2} \right) 0.20 = 593 \text{ kg/m.}$$

$$X_3 = \left(\frac{2 \times 3\ 066 + 2\ 863}{3\ 066 + 2\ 863} \right) \frac{0.20}{3} + 10.75 = 10.851 \text{ m.}$$

$$P_4 = \left(\frac{2\ 863 + 1\ 020}{2} \right) 9.75 = 18\ 930 \text{ kg/m.}$$

$$X_4 = \left(\frac{2 \times 2\ 863 + 1\ 020}{2\ 863 + 1\ 020} \right) \frac{9.75}{3} + 1.0 = 6.646 \text{ m.}$$

$$P_5 = \frac{1\ 020 \times 1.0}{2} = 510 \text{ kg/m.}$$

$$X_5 = \frac{2}{3} 1.0 = 0.666 \text{ m.}$$

Fuerza (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg-m/m)
2 327	11.451	26 647
689	11.054	7 616
593	10.851	6 435
18 930	6.646	125 809
510	0.666	340
<hr/>	<hr/>	<hr/>
Σ 23 049		Σ 166 847

Posición de la resultante

$$X = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{166\ 847}{23\ 049} = 7.24 \text{ m.}$$

Subpresión total = $23\ 049 \times 8.8 = 202\ 831 = 202.83 \text{ ton.}$

$$P_{17} = 202.83 \text{ ton.}$$

$$X_{17} = 7.24 \text{ m.}$$

$$M_{17} = 7.24 \times 202.83 = 1468.49 \text{ ton-m.}$$

Fuerzas horizontales

18. Empuje de tierra considerando sobrecarga de 0.60 m en el muro lateral derecho:

$$E = 0.143 \text{ wh} (h + 2h_1)$$

$$E = 0.143 \times 1.800 \times 9.60 (9.60 + 2 \times 0.60) = 26.69 \text{ ton.}$$

$$Y'_{18} = \frac{h^2 + 3hh_1}{3(h + 2h_1)} = \frac{9.60^2 + 3 \times 9.60 \times 0.60}{3(9.60 + 2 \times 0.60)} = 3.80 \text{ m.}$$

$$E_{18} = 26.69 \times 11.75 = 313.61 \text{ ton.}$$

$$M_{18} = 1191.71 \text{ ton-m.}$$

19. Empuje producido por el enrocamiento en el muro lateral izquierdo:

$$H = 3.75 \text{ m.} \quad \phi = 0.086$$

$$E = \phi w H^2 = 0.086 \times 2.000 \times 3.75^2 = 2.42 \text{ ton.}$$

$$E_{19} = 2.42 \times 11.75 = 28.44 \text{ ton.}$$

$$Y'_{19} = \frac{3.75}{3} = 1.25 \text{ m.}$$

$$E_{19} = 2.42 \times 11.75 = 28.44 \text{ ton.}$$

$$M_{19} = 35.55 \text{ ton-m.}$$

20. Empuje del viento:

$$E_V = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$E_V = 150 \times 5.85 = 877.5 \text{ kg.}$$

$$E_{V20} = 877.5 \times 11.75 = 10\,311 \text{ kg} = 10.31 \text{ ton.}$$

$$Y'_{20} = 6.675$$

$$M_{20} = 68.82 \text{ ton-m.}$$

Se considerarán tres alternativas como se dijo anteriormente, para el diseño de la losa de cimentación.

Caso I. Estructura vacía y compuerta abierta

Concepto	Fuerzas Verticales (ton)	Fuerzas Horizontales (ton)	Momento Y-Y (ton-m)	Momento X-X (ton-m)
P ₁	3.92		37.14	
P ₂	32.85		263.29	
P ₃	351.94		2067.65	
P ₄	168.19		793.86	
P ₅	16.78		36.92	
P ₆	248.16		1457.94	
P ₇	15.21		172.94	
P ₈	15.21		5.78	
P ₉	35.77		210.15	
P ₁₀	11.296		71.73	
P ₁₂	3.70		12.40	
P ₁₅	71.06		417.48	296.32
P ₁₆	12.03		70.68	- 51.84
P ₁₈		- 313.61		-1191.71
P ₁₉		28.44		35.55
P ₂₀		10.31		68.82

$$\sum P_V = 986.12 \text{ ton} ; \sum M_{yy} = 5617.96 \text{ ton-m.}$$

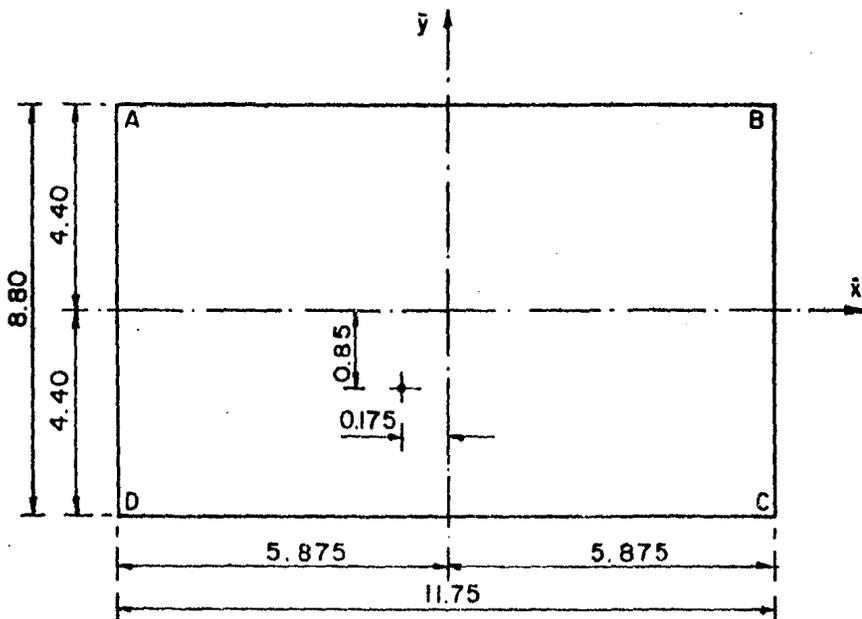
$$\sum P_H = - 274.86 \text{ ton}; \sum M_{xx} = - 842.86 \text{ ton-m.}$$

Cálculo de la excentricidad

$$x = \frac{\sum My-y}{\sum P_V} = \frac{5617.96}{986.12} = 5.70 \text{ m.}$$

$$e_x = 5.70 - \frac{11.75}{2} = - 0.175 \text{ m} \quad \therefore e_x = 0.175 \text{ m.}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum Mx-x}{\sum P_V} = - \frac{842.86}{986.12} = - 0.85 \text{ m.} \quad \therefore e_y = -0.85 \text{ m.}$$



Se aplica la fórmula de la escuadría para determinar los esfuerzos en los puntos A, B, C y D, de la losa de cimentación.

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M_{\bar{x}\bar{x}}}{I_{\bar{x}\bar{x}}} \bar{y} + \frac{M_{\bar{y}\bar{y}}}{I_{\bar{y}\bar{y}}} \bar{x}$$

$$A = 8.80 \times 11.75 = 103.4 \text{ m}^2.$$

$$I_{\bar{x}\bar{x}} = \frac{11.75 \times 8.83^2}{12} = 667.27 \text{ m}^4.$$

$$I_{\bar{y}\bar{y}} = \frac{8.80 \times 11.75^3}{12} = 1189.64 \text{ m}^4.$$

$$M_{\bar{x}\bar{x}} = \sum P_V e_y = 986.12 \times (-0.85) = -842.86 \text{ ton.}$$

$$M_{\bar{y}\bar{y}} = \sum P_V e_x = 986.12 \times (-0.175) = -172.57 \text{ ton-m.}$$

$$f_A = \frac{986.12}{103.4} + \frac{(-842.86)}{667.27} (4.40) + \frac{(-172.57)}{1189.64} (-5.875) =$$

$$= 4.83 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_B = \frac{986.12}{103.4} + \frac{(-842.86)}{667.27} (4.40) + \frac{(-172.57)}{1189.64} (5.875) =$$

$$= 3.13 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_C = \frac{986.12}{103.4} + \frac{(-842.86)}{667.27} (-4.40) + \frac{(-172.57)}{1189.64} (5.875) =$$

$$= 14.25 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_D = \frac{986.12}{103.4} + \frac{(-842.86)}{667.27} (-4.40) + \frac{(-172.57)}{1189.64} (-5.875) =$$

$$= 15.95 \text{ ton/m}^2.$$

Caso II. Compuerta cerrada, derivando agua por la toma.

Concepto	Fuerzas Verticales (ton)	Fuerzas Horizontales (ton)	Momento Y-Y (ton-m)	Momento X-X (ton-m)
P ₁	3.92			
P ₂	32.85		37.14	
P ₃	351.94		263.29	
P ₄	168.19		2 067.65	
P ₅	16.78		793.86	
P ₆	248.16		36.92	
P ₇	15.21		1 457.94	
P ₈	15.21		172.94	
P ₉	35.77		5.78	
P ₁₁	11.296		210.15	
P ₁₂	3.70		76.47	
P ₁₄	84.94		12.40	
P ₁₅	71.06		837.68	
P ₁₆	12.03		417.48	296.32
P ₁₇	- 202.83		70.68	- 51.84
P ₁₈			- 1 468.49	
P ₁₉		- 313.61		-1 191.71
P ₂₀		28.44		35.55
		10.31		68.82

$$PV = 868.23 \text{ ton} \quad ; \quad Myy = 4\,991.89 \text{ ton-m.}$$

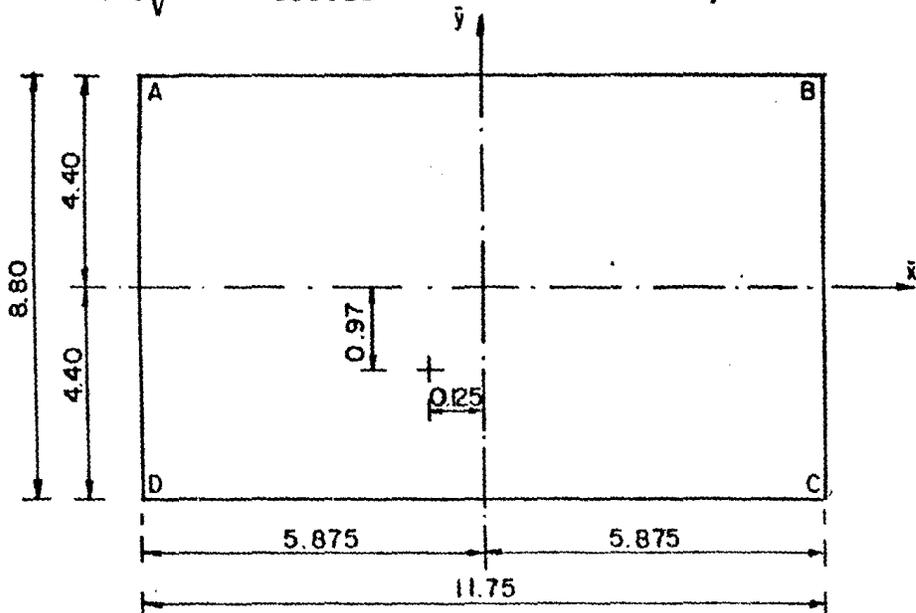
$$PH = 274.86 \text{ ton.} \quad ; \quad Mxx = -842.86 \text{ ton-m.}$$

Cálculo de la excentricidad

$$\bar{X} = \frac{M Myy}{P V} = \frac{4991.89}{868.23} = 5.75 \text{ m.}$$

$$e_X = 5.74 - \frac{11.75}{2} = -0.125 \text{ m.}$$

$$\bar{y} = \frac{M Mxx}{P V} = \frac{-842.86}{868.23} = -0.97 \text{ m} = e_y$$



Se aplica la fórmula de la escuadría para determinar los esfuerzos en los puntos A, B, C y D, de la losa de cimentación.

$$M_{\bar{X}\bar{X}} = 868.23 \times (-0.97) = -842.86 \text{ ton-m.}$$

$$M_{\bar{Y}\bar{Y}} = 868.23 \times (-0.125) = -108.53 \text{ ton-m.}$$

$$f_A = \frac{868.23}{103.4} + \frac{(-842.86)}{667.27}(4.40) + \frac{(-108.23)}{1189.64}(-5.875) = 3.37 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_B = \frac{868.23}{103.4} + \frac{(-842.86)}{667.27}(4.40) + \frac{(-108.53)}{1189.64}(5.875) =$$

$$= 2.31 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_C = \frac{868.23}{103.4} + \frac{(-842.86)}{667.27}(-4.40) + \frac{(-108.53)}{1189.64}(5.875) =$$

$$= 13.43 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_D = \frac{868.23}{103.4} + \frac{(-842.86)}{667.27}(-4.40) + \frac{(-108.53)}{1189.64}(-5.875) =$$

$$= 14.49 \text{ ton/m}^2.$$

Caso III. Estructura llena, con las compuertas abiertas:

Concepto	Fuerzas Verticales (ton)	Fuerzas Horizontales (ton)	Momento Y-Y (ton-m)	Momento X-X (ton-m)
P ₁	3.92		37.14	
P ₂	32.85		263.29	
P ₃	351.94		2067.65	
P ₄	168.19		793.86	
P ₅	16.78		36.92	
P ₆	248.16		1457.94	
P ₇	15.21		172.94	
P ₈	15.21		5.78	

Concepto	Fuerzas Verticales (ton)	Fuerzas Horizontales (ton)	Momento Y-Y (ton-m)	Momento X-X (ton-m)
P ₉	35.77			
P ₁₀	11.296		210.15	
P ₁₂	3.70		71.73	
P ₁₃	606.3		12.40	
P ₁₅	71.06		3562.01	
P ₁₆	12.03		417.48	296.32
P ₁₈			70.68	- 51.84
P ₁₉		- 313.61		- 1191.71
		28.44		35.55

$$\sum P_V = 1592.42 \text{ ton.}$$

$$; \sum M_{YY} = 9179.79 \text{ ton-m.}$$

$$\sum P_H = - 285.17 \text{ ton.}$$

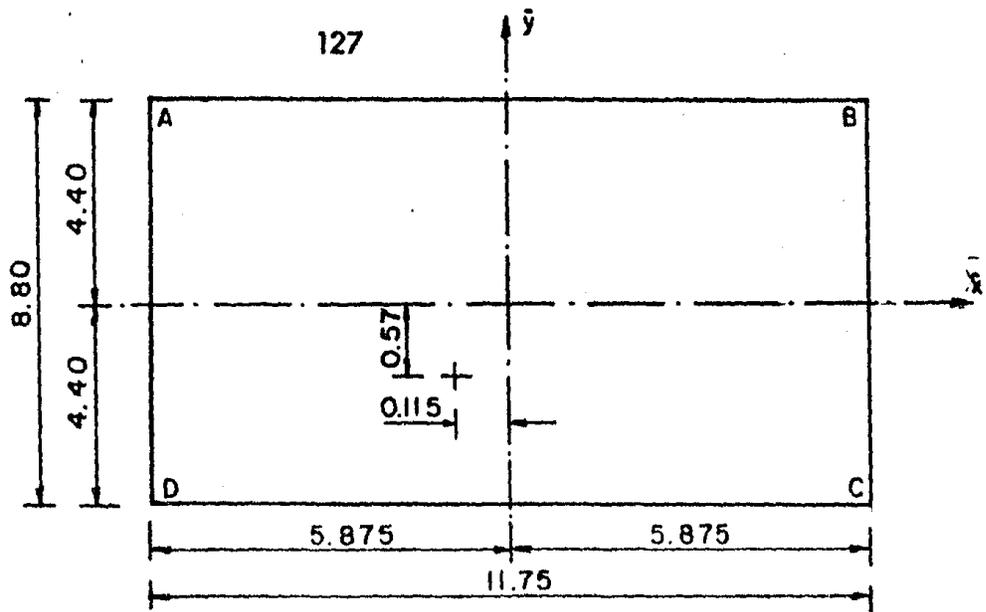
$$; \sum M_{XX} = -911.68 \text{ ton-m.}$$

Cálculo de la excentricidad:

$$\bar{X} = \frac{\sum M_{YY}}{\sum P_V} = \frac{9179.79}{1592.42} = 5.76 \text{ m.}$$

$$e_X = 5.76 - \frac{11.75}{2} = - 0.115 \text{ m.}$$

$$e_Y = \frac{- 911.68}{1592.42} = - 0.57 \text{ m.}$$



Cálculo de los esfuerzos en los puntos A, B, C y D, de la losa de cimentación.

$$M_{\bar{X}\bar{X}} = 1592.42 (-0.57) = -911.68 \text{ ton-m.}$$

$$M_{\bar{Y}\bar{Y}} = 1592.42 (-0.115) = -183.13 \text{ ton-m.}$$

$$f_A = \frac{1592.42}{103.4} \pm \frac{(-911.68)}{667.27} (4.40) \pm \frac{(-183.13)}{1189.64} (-5.875) =$$

$$= 10.29 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_B = \frac{1592.42}{103.4} + \frac{(-911.68)}{667.27} (4.40) \pm \frac{(-183.13)}{1189.64} (5.875) =$$

$$= 8.49 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_C = \frac{1592.42}{103.4} \pm \frac{(-911.68)}{667.27} (-4.40) \pm \frac{(-183.13)}{1189.64} (5.875) =$$

$$= 20.51 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_D = \frac{1592.42}{103.4} + \frac{(-911.68)}{667.27}(-4.40) \pm \frac{(-183.13)}{1189.64}(-5.875) =$$

$$= 22.31 \text{ ton/m}^2.$$

Resumen:

Caso I

$$f_A = 4.83 \text{ ton/m}^2$$

$$f_B = 3.13 \text{ ton/m}^2$$

$$f_C = 14.25 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_D = 15.95 \text{ ton/m}^2.$$

Caso II

$$f_A = 3.37 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_B = 2.31 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_C = 13.43 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_D = 14.49 \text{ ton/m}^2.$$

Caso III

$$f_A = 10.29 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_B = 8.49 \text{ ton/m}^2$$

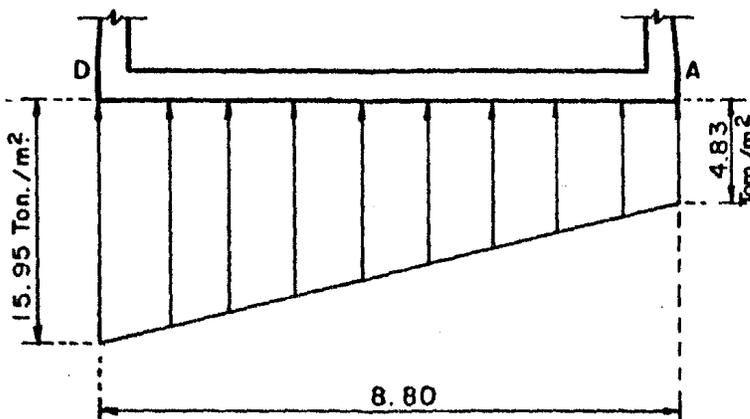
$$f_C = 20.51 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_D = 22.31 \text{ ton/m}^2.$$

∴ se concluye que la alternativa más desfavorable para el diseño de la losa de cimentación es la del caso I.

Diseño de la losa de cimentación

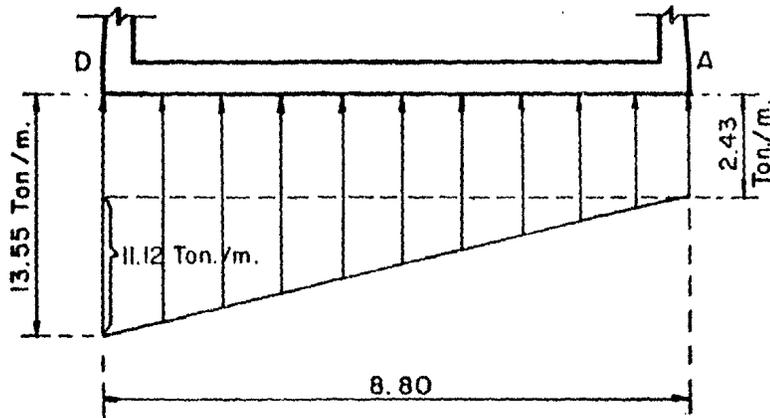
Considerando una faja de un metro de ancho y con los esfuerzos mayores que se localizan en los puntos "A" y "D", y tomando en consideración los momentos que actúan en los muros laterales, se tiene lo siguiente:



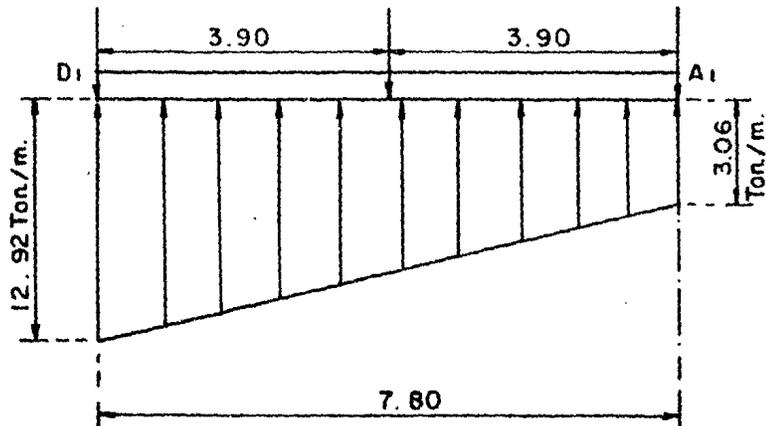
Peso de la losa de cimentación:

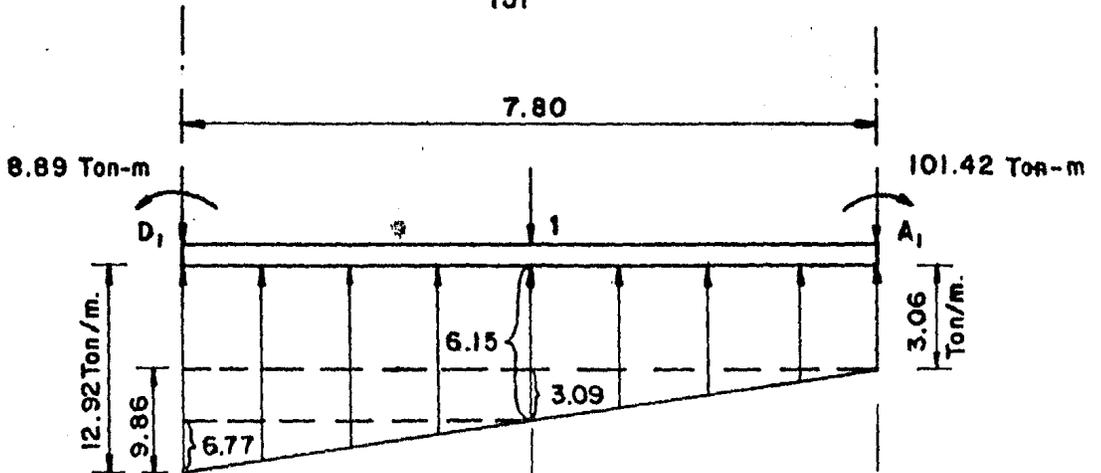
$$W_{pp} = 1.9 \times 2.40 \text{ ton/m}^2.$$

Carga de diseño sobre la losa:

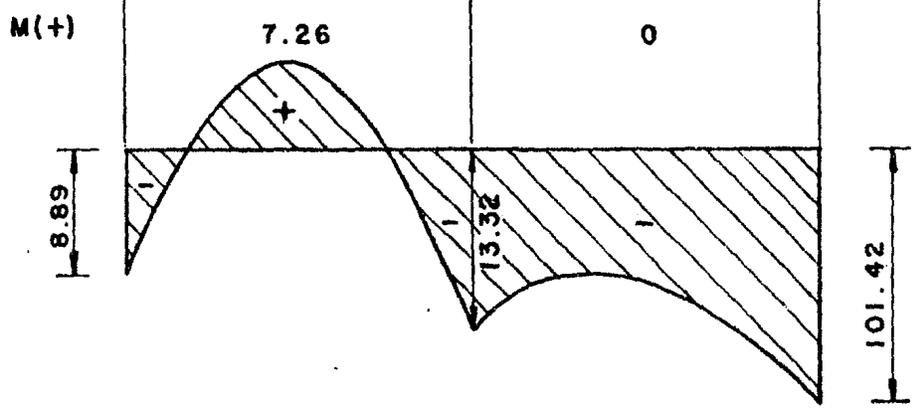


Carga de diseño a los ejes:





	3.90		3.90	
γ	$\frac{3EI}{L} = 0.769$		$\frac{3EI}{L} = 0.769$	
f_d	0	0.50	0.50	0
M_i	-8.89	0	-17.70	8.95
	8.89	4.38	4.37	-101.42
ΣM	-8.89	8.89	-13.32	13.32
				-101.42
V_i	20.79	16.39	9.98	7.98
V_h	-1.14	1.14	-29.42	29.42
ΣV	19.65	17.53	-19.44	37.40



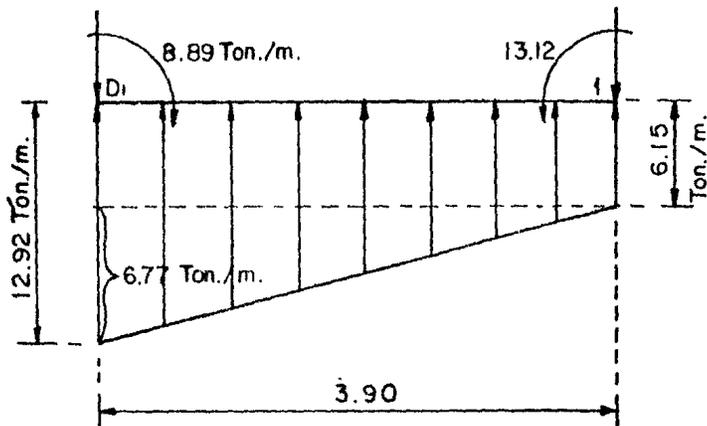
Cálculo de los momentos de empotramiento iniciales:

$$M_{1D_1} = \frac{wL^2}{8} + \frac{7 w_1 L^2}{120} = \frac{6.15 \times 3.90^2}{8} + \frac{7 \times 6.77 \times 3.90^2}{120} = 17.70 \text{ ton-m.}$$

$$M_{1A_1} = \frac{w_2 L^2}{8} + \frac{w_3 L^2}{15} = \frac{3.06 \times 3.90^2}{8} + \frac{3.09 \times 3.90^2}{15} = 8.95 \text{ ton-m.}$$

CALCULO DE LOS CORTANTES AL EJE Y AL PAÑO

Barra "D₁"



Cortantes isostáticos:

$$VD_1 = \frac{w}{2} L + \frac{w_1}{3} L = \frac{6.15 \times 3.90}{2} + \frac{6.77 \times 3.90}{3} = 20.79 \text{ ton.}$$

$$V_1 = \frac{wL}{2} + \frac{w_1 L}{6} = \frac{6.15 \times 3.90}{2} + \frac{6.77 \times 3.90}{6} = 16.39 \text{ ton.}$$

Cortantes hiperestáticos:

$$V_{hip} = \frac{M_1 - MD_1}{L} = \frac{13.32 - 8.89}{3.90} = 1.14 \text{ ton.}$$

Cortantes al eje:

$$V_{eD_1} = 20.79 - 1.14 = 19.65 \text{ ton.}$$

$$V_{e1} = 16.39 + 1.14 = 17.53 \text{ ton.}$$

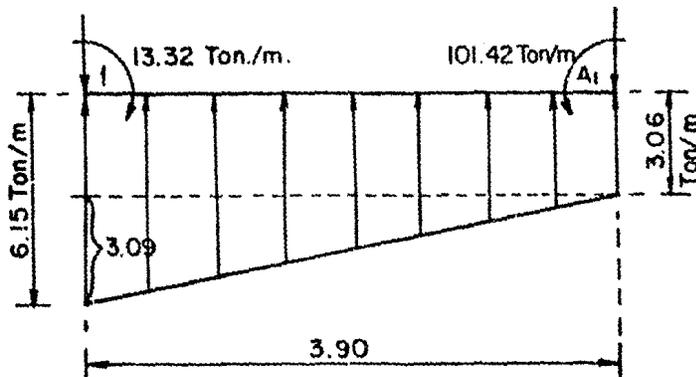
Cortantes al paño:

$$V_p = V_e - w \times - \frac{w_1 \times L^2}{2}$$

$$V_{pD_1} = 17.53 - 6.15 \times 3.40 - \frac{6.77 \times 3.40}{2 \times 3.90} = -6.37 \text{ ton.}$$

$$V_{p1} = 17.53 - 6.15 \times 0.50 - \frac{6.77 \times 0.50}{2 \times 3.90} = 14.02 \text{ ton.}$$

Barra 1-A₁



Cortantes isostáticos:

$$V_{i1} = \frac{W L}{2} + \frac{W_1 L}{3} = \frac{3.06 \times 3.90}{2} + \frac{3.00 \times 3.90}{3} = 9.98 \text{ ton.}$$

$$V_{iA_1} = \frac{w l}{2} + \frac{W_1 L}{6} = \frac{3.06 \times 3.90}{2} + \frac{3.09 \times 3.90}{6} = 7.98 \text{ ton.}$$

Cortante hiperestático:

$$V_{hip} = \frac{MA_1 - M_1}{L} = \frac{101.42 - 13.32}{3.90} = 29.42 \text{ ton.}$$

Cortantes al eje:

$$V_{e1} = 9.98 - 29.42 = -19.44 \text{ ton.}$$

$$V_{eA_1} = 7.98 + 29.42 = 37.4 \text{ ton.}$$

Cortantes al paño:

$$V_p = V_e - w x - \frac{w_1 x^2}{2 L}$$

$$V_{p1} = 7.98 - 3.06 \times 3.40 - \frac{3.09 \times 3.40^2}{2 \times 3.90} = -7.00 \text{ ton.}$$

$$V_{PA_1} = 7.98 - 3.06 \times 0.50 - \frac{3.09 \times 0.50^2}{2 \times 3.90} = 6.35 \text{ ton.}$$

Cálculo de los momentos negativos al paño y momento positivo.

Barra D_1-1

$$M_p = V_{e1} x - \frac{w x^2}{2} - \frac{w_1 x^3}{6 L} - M_1$$

$$M_{p-D1} = 17.53 \times 3.40 - \frac{6.15 \times 3.40^2}{2} - \frac{6.77 \times 3.40^3}{6 \times 3.90} - 13.32 =$$

$$= - 0.64 \text{ ton-m.}$$

$$M_{p-1} = 17.53 \times 0.50 - \frac{6.15 \times 0.50^2}{2} - \frac{6.77 \times 0.50^3}{6 \times 3.90} - 13.32 =$$

$$= - 5.36 \text{ ton-m.}$$

Cálculo del momento positivo:

Consideramos X, a partir de (1):

$$X = \frac{-w \pm \sqrt{w^2 + \frac{2V_e W^1}{L}}}{\frac{w_1}{L}} = \frac{-6.15 \pm \sqrt{6.15^2 + \frac{2 \times 17.53 \times 6.77}{3.90}}}{\frac{6.77}{3.90}}$$

$$X = - \frac{6.15 + 9.93}{1.74} ; \quad X = 2.11 \text{ m.}$$

$$M_{(+)} = V X - \frac{w X^2}{2} - \frac{w_1 X^3}{6 L} - M_1$$

$$M(+)= 17.53(2.11) - \frac{6.15 \times 2.11^2}{2} - \frac{6.77 \times 2.11^3}{6 \times 3.90} - 13.32 =$$

$$= 7.26 \text{ ton-m.}$$

Barra 1 - A₁ :

$$M_p = V_e X - \frac{w X^2}{2} - \frac{w_1 X^3}{6 L} - M_{A1}$$

$$M_{p1} = 37.4 \times 3.40 - \frac{3.06 \times 3.40^2}{2} - \frac{3.09 \times 3.40^3}{6 \times 3.90} - 101.42 =$$

$$= 2.86 \text{ ton-m.}$$

$$M_{pA1} = 37.4 \times 0.50 - \frac{3.06 \times 0.50^2}{2} - \frac{3.09 \times 0.50^3}{6 \times 3.90} - 101.42 =$$

$$= - 83.12 \text{ ton-m.}$$

Cálculo del momento positivo:

Consideramos X a partir de A₁

$$X = \frac{-306 \pm \sqrt{3.06^2 + \frac{2 \times 37.4 \times 3.09}{3.90}}}{\frac{3.09}{3.90}} ; X = \frac{-3.06 + 8.28}{0.79}$$

$$X = 6.61 \text{ m.}$$

∴ No se presenta momento positivo.

El peralte de la losa de cimentación se revisará con el valor del momento máximo, ya sea positivo o al paño, o con el valor del cortante al paño.

Constantes de diseño:

$$\begin{aligned}
 f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2. & ; & \quad k = 0.303 \\
 fs &= 2\,000 \text{ kg/cm}^2. & ; & \quad j = 0.899 \\
 fc &= 0.45 f'c = 94.5 \text{ kg/cm}^2; & R &= 12.899 \text{ kg/cm}^2. \\
 vc &= 0.30 \sqrt{f'c} = 4.35 \text{ kg/cm}^2; & \alpha &= 0.278 \\
 n &= 9.20
 \end{aligned}$$

Revisión del peralte por momento:

$$M = 83.12 \text{ ton-m} = 83\,120 \text{ kg-m.}$$

$$d_m = \alpha \sqrt{M} = 0.278 \sqrt{83\,120} = 80.14 \text{ cm.} < 90 \text{ cm} \quad \text{bién.}$$

Revisión del peralte por cortante:

$$V = 14.02 \text{ ton} = 14\,020 \text{ kg.}$$

$$dv = \frac{V}{vc b} = \frac{14\,020}{4.35 \times 100} = 32.2 \text{ cm} < 90 \text{ cm} \quad \text{bien.}$$

∴ se adopta:

$$H = 100 \text{ cm} \quad ; \quad r = 10 \text{ cm} \quad ; \quad d = 90 \text{ cm.}$$

Cálculo del fierro de refuerzo:

$$M(-) = 83\,120 \text{ kg-m.}$$

$$As = \frac{M}{fs j d} = \frac{8\,312\,000}{2\,000 \times 0.899 \times 90} = 51.37 \text{ cm}^2.$$

Proponiendo vars. 1 1/2" ϕ

$$S = \frac{100 \times 11.35}{51.37} = 22.09 \text{ cm} \approx 22 \text{ cm} ; \text{ Vars } 1 \frac{1}{2}'' \phi \text{ a } 22$$

Revisión por adherencia:

$$M_p = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{3.81} = 8.75 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\mu = \frac{V}{\sum o \frac{j}{d}} ; \sum o = \text{No. octavos} \times \text{No. vars} = 12 \times \frac{100}{22} = 54.55 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{14 \ 020}{54.55 \times 0.899 \times 90} = 3.17 \text{ kg/cm}^2 < 8.75 \text{ kg/cm}^2. \text{ bien.}$$

$$M(+)= 7.26 \text{ ton-m.}$$

$$A_s = \frac{726 \ 000}{2 \ 000 \times 0.899 \times 90} = 4.49 \text{ cm}^2.$$

Proponiendo Vars. 1/2" ϕ :

$$S = \frac{100 \times 1.27}{4.49} = 28.28 \text{ cm} \approx 28.0 \text{ cm}; \text{ Vars. } 1/2'' \phi \text{ a } 28$$

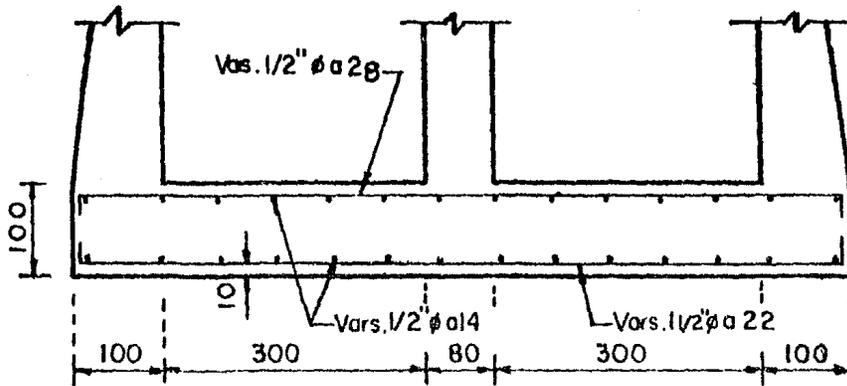
Cálculo fierro de refuerzo por temperatura

$$A_{St} = 0.0018 \times 100 \times 100 \times 0.5 = 9 \text{ cm}^2.$$

Proponiendo Vars. 1/2" ϕ

$$S = \frac{100 \times 1.27}{9.0} = 14.11 \text{ cm} \approx 14.0 \text{ cm}; \text{ Vars. } 1/2'' \phi \text{ a } 14$$

Croquis del armado de la losa de cimentación:



Empuje de tierra con sobrecarga (muro lateral derecho)

$$E_t = 0.143 hw (h + 2 h_1)$$

$$E_t = 0.143 \times 1.800 \times 9.60 (9.60 + 2 \times 0.60) = 26.69 \text{ ton.}$$

$$Y_t = \frac{h^2 + 3 h h_1}{3(h + 2 h_1)} = \frac{9.60^2 + 3 \times 9.60 \times 0.60}{3 (9.60 + 2 \times 0.60)} = 3.80 \text{ m.}$$

$$M_t = 26.69 \times 3.80 = 101.42 \text{ ton-m.}$$

Empuje del enrocamiento (muro lateral izquierdo)

$$E_r = 0.086 \times 2.0 \times 3.75^2 = 2.42 \text{ ton.}$$

$$Y_r = \frac{3.75}{3} = 1.25 \text{ m.}$$

$$M_r = 2.42 \times 1.25 = 3.03 \text{ ton-m.}$$

Empuje del viento (muro lateral izquierdo)

$$V = 150 \text{ kg/m.}$$

$$E_v = 150 \times 5.85 = 877.5 \text{ kg.}$$

$$M_v = 877.5 \times 6.675 = 5857.3 \text{ kg-m} = 5.86 \text{ ton-m.}$$

Diseño de los muros laterales.

Muro lateral derecho:

Revisión del peralte por flexión

$$M_{to.} = 101.42 \text{ ton-m} = 101\,420 \text{ kg-m.}$$

$$d = \alpha \sqrt{M} = 0.278 \sqrt{101\,420} = 88.53 \text{ cm.} < 90 \text{ bien.}$$

Revisión del peralte por cortante:

$$V = 26.69 \text{ ton} = 26\,690 \text{ ton.}$$

$$dv = \frac{V}{v_c b} = \frac{26\,690}{4.35 \times 100} = 61.36 \text{ cm} \quad 90 \text{ bien.}$$

Se adopta:

$$H = 100 \text{ cm}; \quad d = 90 \text{ cm}; \quad r = 10 \text{ cm.}$$

Cálculo del fierro de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{10\,142\,000}{2\,000 \times 0.899 \times 90} = 62.67 \text{ cm}^2.$$

Cálculo del fierro de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{10\,142\,000}{2\,000 \times 0.899 \times 90} = 62.67 \text{ cm}^2.$$

Proponiendo vars. de 1 1/2" ϕ :

$$S = \frac{100 A_s}{A_s} = \frac{100 \times 11.35}{62.67} = 18.11 \text{ cm} \approx 18.0 \text{ cm} \therefore S = 18 \text{ cm}$$

Vars.. 1 1/2" ϕ 18 (As = 63.0 cm²)

Revisión por adherencia:

$$\mu_p = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{210}}{3.81} = 8.75 \text{ kg/cm}^2 < 25 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\mu = \frac{V}{\sum_0 j d} ; \sum_0 = \text{No. octavos} \times \text{No. vars} = 12 \times \frac{100}{18} = 66.66 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{26\,690}{66.66 \times 0.899 \times 90} = 4.95 \text{ kg/cm}^2 < 8.75 \text{ kg/cm}^2. \text{ bien.}$$

Corte de varillas:

En virtud de que el momento flexionante disminuye hacia la parte superior del muro se disminuirá el fierro de refuerzo de acuerdo con la reducción del momento flexionante.

Altura de corte para tener Vars. 1 1/2" ϕ a 36

$$(A_{s1} = 31.5 \text{ cm}^2)$$

Suponiendo una altura de corte de $h = 7.30$ m.

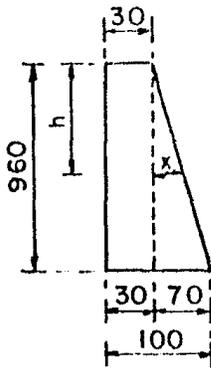
$$E = 0.143 wh (h + 2 h_1)$$

$$E = 0.143 \times 1800 \times 7.30 (7.30 + 2 \times 0.60) = 15\,972 \text{ kg.}$$

$$Y = \frac{h^2 + 3 h h_1}{3(h + 2h_1)} = \frac{7.30^2 + 3 \times 7.30 \times 0.60}{3(7.30 + 2 \times 0.60)} = 2.61 \text{ cm.}$$

$$M = 41\,687 \text{ kg-m.}$$

Cálculo del fierro de refuerzo requerido, tomando en cuenta el momento antes calculado y el peralte del muro en la sección considerada.



$$\frac{960}{70} = \frac{730}{x} \therefore x = \frac{730 \times 70}{960} = 53.23 \text{ cm.}$$

$$H_1 = 30 + 53.23 = 83.23 \text{ cm.}$$

$$\therefore d_1 = H_1 - r = 83.23 - 10 = 73.23 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{4\,168\,700}{2\,000 \times 0.899 \times 73.23} = 31.66 \text{ cm}^2. \approx 31.5 \text{ cm}^2.$$

Vars. 1 1/2" ϕ a 26

$$\text{Long. de corte} = 9.60 - 7.30 + 0.83 = 3.13 \text{ m.} \approx 3.15 \text{ m.}$$

\therefore Long. de corte = 3.15 m.

Long. de corte para tener Vars. 1" ϕ a 36

$$(As_2 = 13.97 \text{ cm}^2)$$

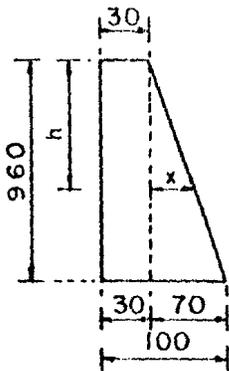
Suponiendo $h = 4.95 \text{ m}$.

$$E = 0.143 \times 1800 \times 4.95 (4.95 + 2 \times 0.60) = 7\ 836 \text{ kg.}$$

$$Y = \frac{4.95^2}{3} + \frac{3 \times 4.95 \times 0.60}{2} = 1.81 \text{ m.}$$

$$M = 14\ 183 \text{ kg-m.}$$

Cálculo del fierro de refuerzo requerido, tomando en cuenta el momento antes calculado y el peralte del muro en la sección considerada.



$$\frac{960}{70} = \frac{495}{X} \therefore X = \frac{495 \times 70}{960} = 36.09 \text{ cm.}$$

$$H_2 = 30 + 36.09 = 66.09 \text{ cm.}$$

$$d_2 = H_2 - r = 66.09 - 10 = 56.09$$

$$As_2 = \frac{1\ 418\ 300}{2\ 000 \times 0.899 \times 56.09} = 14.06 \approx 13.97 \text{ cm}^2. \quad \text{bien.}$$

$$\text{Long. de corte} = 9.60 - 4.95 + 0.66 = 5.31 \text{ cm} = 5.30 \text{ m.}$$

$$\therefore \text{Long. de corte} = 5.30 \text{ m.}$$

Cálculo del fierro de refuerzo por temperatura:

$$A_{S_T} = 0.0018 A_c = 0.0018 \left(\frac{30 + 100}{2} \right) 100 \times 0.50 = 5.85 \text{ cm}^2.$$

Proponiendo Vars. 1/2" ϕ

$$S = \frac{100 \times 1.27}{5.85} = 21.70 \text{ cm} = 20 \text{ cm} \quad \therefore S = 20 \text{ cm.}$$

Vars. 1/2" ϕ a 20

Muro lateral izquierdo:

$$M = 5.86 + 3.03 = 8.89 \text{ ton-m.}$$

Revisión del peralte por flexión:

$$d = \alpha \sqrt{M} = 0.278 \sqrt{8890} = 26.2 \text{ cm} < 90 \text{ cm.}$$

Revisión del peralte por cortante:

$$V = 2.42 + 0.877 = 3.297 \text{ ton.}$$

$$dv = \frac{V}{v_c b} = \frac{3297}{4.35 \times 100} = 7.57 \text{ cm} < 90 \text{ cm.}$$

\therefore se adopta:

$$H = 100 \text{ cm} ; \quad d = 90 \text{ cm} ; \quad r = 10 \text{ cm.}$$

Cálculo del fierro de refuerzo :

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{889000}{2000 \times 0.899 \times 90} = 5.49 \text{ cm}^2.$$

Proponiendo vars. 1/2" ϕ

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 1.27}{5.49} = 23.1 \text{ cm} \pm 20.0 \text{ cm} \therefore S = 20.0 \text{ cm}$$

Vars. 1/2" a 20 en toda la altura.

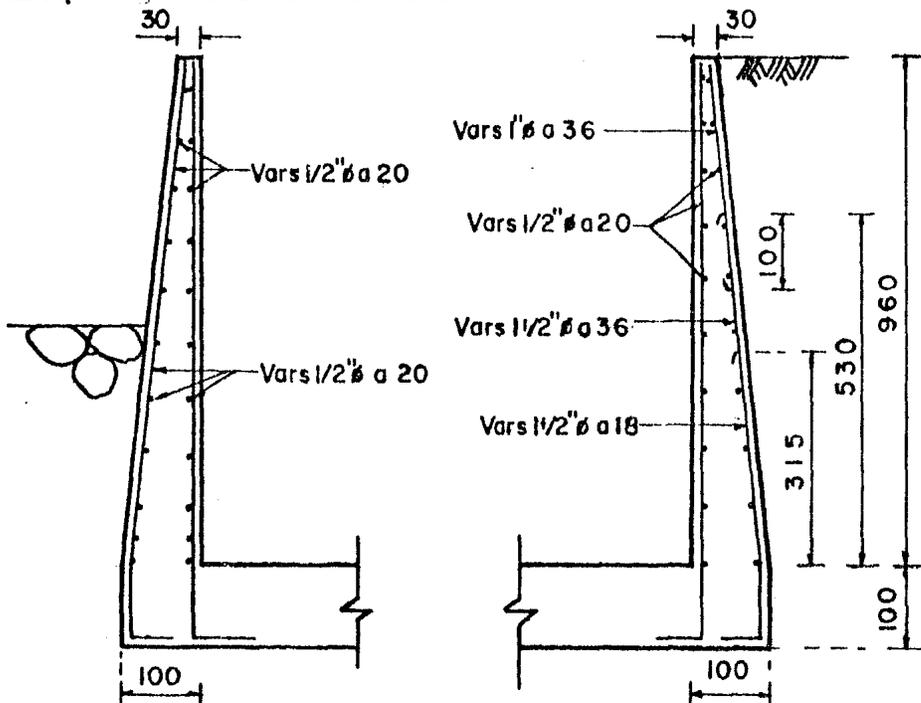
Cálculo del fierro de refuerzo por temperatura:

$$A_{S_T} = 0.0018 \left(\frac{30 + 100}{2} \right) 100 \times 0.50 = 5.85 \text{ cm}^2.$$

Proponiendo Vars. 1/2" ϕ :

$$S = \frac{100 \times 1.27}{5.85} = 21.70 \text{ cm} = 20 \text{ cm}; \text{ Vars. } 1/2" \phi \text{ a } 20$$

Croquis del refuerzo de los muros:



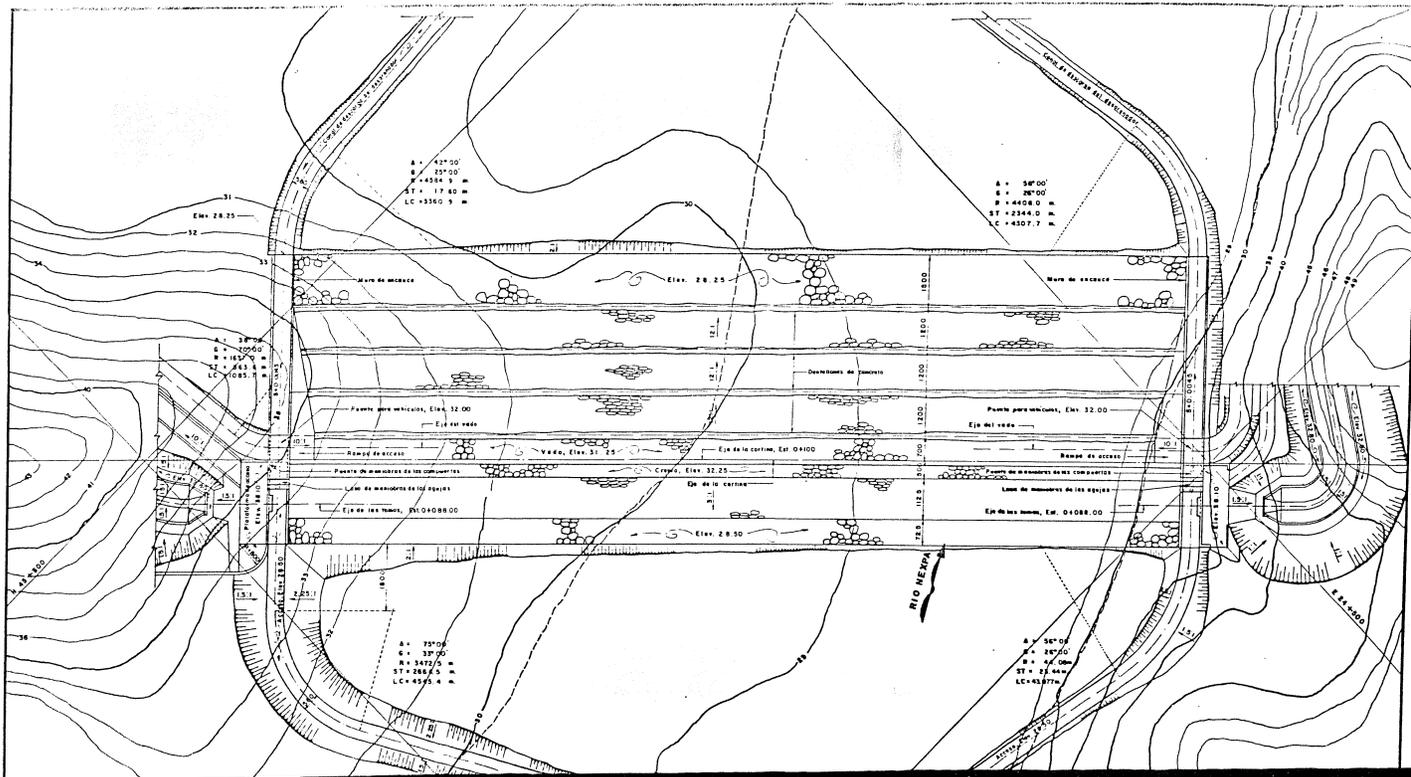
CONCLUSIONES

En la mayor parte de las zonas de riego, es necesaria la construcción de una presa de derivación, tal como se puede observar en el CAPITULO I de este trabajo, en donde se marcan tres alternativas para determinar la magnitud de la superficie de riego y en las tres alternativas es indispensable la construcción de una presa derivadora.

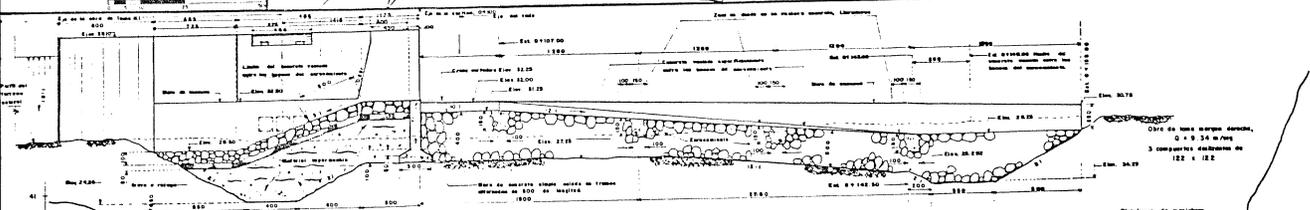
Por la importancia que tienen este tipo de presas, se elaboró este trabajo tomándose como ejemplo el proyecto de Nexpa, Gro., con la esperanza de que éste pueda ser de alguna utilidad para los estudiantes de la Facultad de Ingeniería y únicamente recordando que realizar un proyecto perfecto es casi imposible cuando no se tienen muchos años de experiencia y de observación en diseño y funcionamiento de las estructuras componentes de una presa derivadora.

B I B L I O G R A F I A

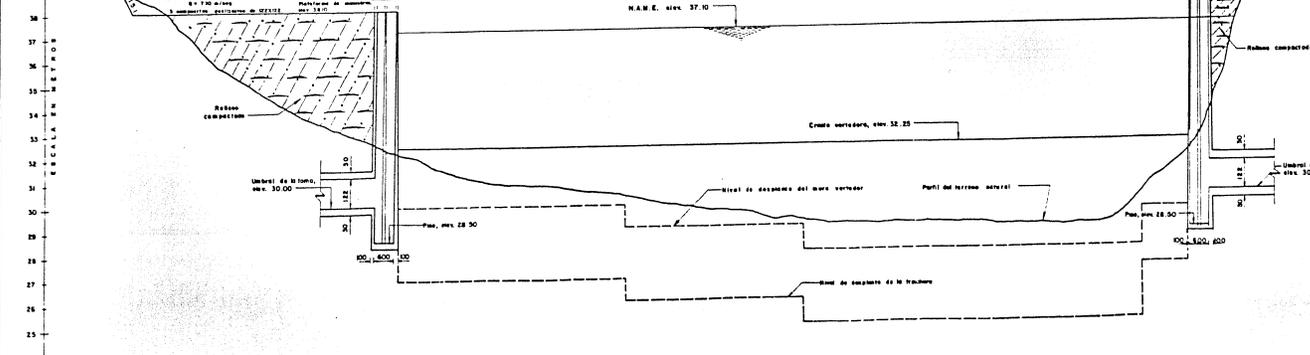
- **Presas Derivadoras Construidas en México
S.A.R.H., 1977.**
- **Manual de Hidráulica, H.W. King, 1962**
- **Hidráulica General de Gilberto Sotelo Avila, 1974**
- **Proyecto de Zonas de Riego, S.A.R.H. 1973**
- **Diseño de Presas Pequeñas por U.S. Department
of the Interior, Bureau of Reclamation**



PLANTA ESCALA GRAFICA EN METROS



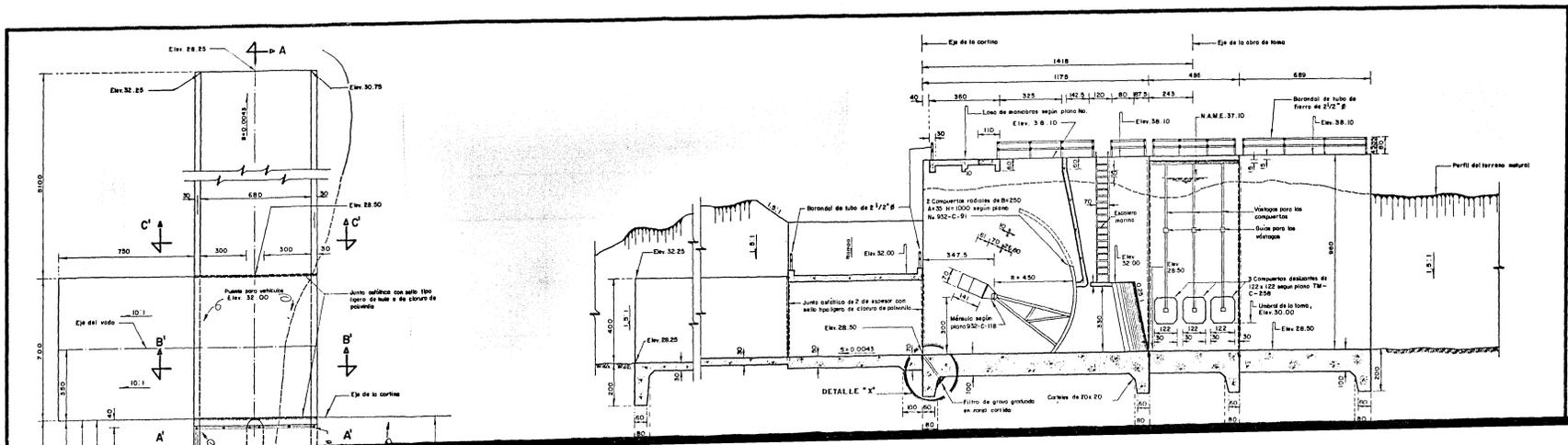
SECCION DE LA CORTINA

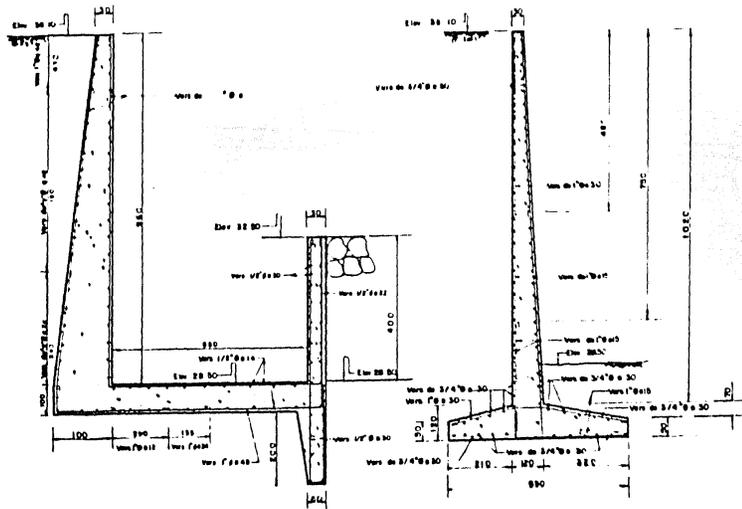


SECCION POR EL EJE DE LA CORTINA

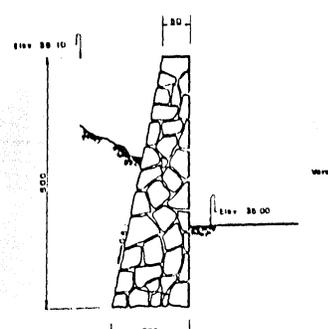
NOTAS: Acotaciones en centímetros.
Estaciones y elevaciones en metros.

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL MANUEL ORTIZ GARCIA	
PLANO GENERAL PRESA DERIVADORA NEXPA	
JULIO-1984	P. 4.3 - No. 1

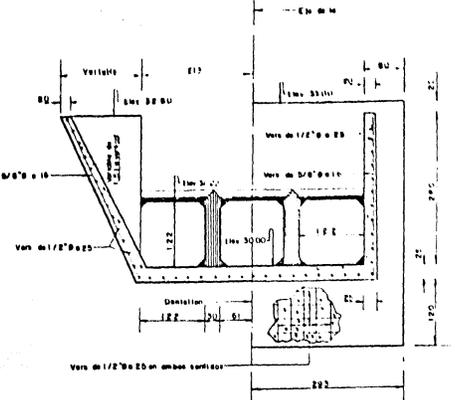




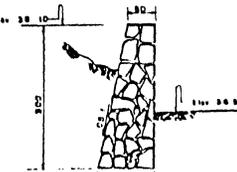
C O R T E A'' - A'' C O R T E B'' - B''



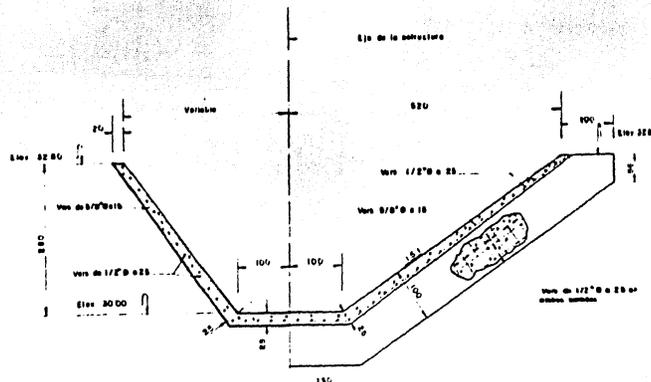
C O R T E C' - C'
(PRIMEROS 13 METROS DESPUES DE CURVA)



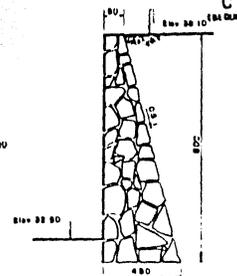
C O R T E A LA SALIDA DE LA TOMA M. I.



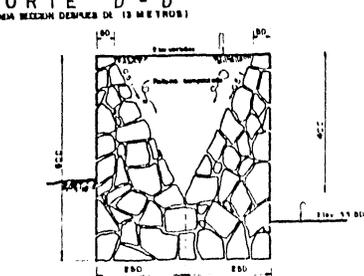
C O R T E D' - D'
(SEGUNDA MEDIDA DESPUES DE 13 METROS)



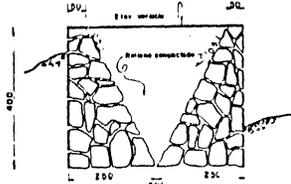
C O R T E DE LA TRANSICION, TOMA M. I.



C O R T E G' - G'



C O R T E H' - H'



C O R T E I - I

NOTAS 1. Aclaraciones en centímetros cuando los indiques en este listado - Si no se indica en metros.
2. Las cotes se indican en el plano Estructural No. 10000, para el caso de E10 32 50 y E10 38 10. El plano de referencia será el plano de E10 32 50 y E10 38 10. En caso de haberse de 100 metros al menos, se indicará en el plano de E10 32 50 y E10 38 10.

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
MANUEL ORTIZ GARCIA	
PLANO COMPLEMENTARIO	
JULIO - 1984	PLANO No. 1