

1508

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

UNAM

- **Aprovechamiento del Río Santo**
- **Domingo. Presa de el Aguacate.**
- **Anteproyecto.**

T E S I S

Que para obtener el título de:
INGENIERO CIVIL
presenta el pasante:
JUAN MANUEL SANCHO GOMES

MEXICO, D. F.

1955





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A mis padres con gratitud y cariño.

*Hago patente mi agradecimiento al Sr.
Ing. Francisco Torres H. y a mis
compañeros e ingenieros de la C.F.E.
por la valiosa ayuda que me
prestaron.*



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE

MÉXICO

Al Presente señor Juan Manuel SANCHO GÓMEZ.
P r e s e n t e .

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERÍA
Dirección
Núm. 731-2582 T
Exp. Núm. 731/214.2/-2193

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

"En la planeación general de las obras en la cuenca del río Papaloapan, con objeto de regularizar y aprovechar su escurrimiento, está prevista la construcción de una presa para usos múltiples sobre el río Sto. Domingo, uno de los formadores del río Papaloapan, aproximadamente a 30 Kms. aguas arriba de la confluencia con el río Tonto.

El anteproyecto de las estructuras que formarán la presa del río Sto. Domingo se hará de acuerdo con el programa siguiente:

- 1.- Antecedentes y generalidades de la cuenca del río Papaloapan.
- 2.- Finalidad de las obras de la presa de Sto. Domingo y justificación de las mismas.
- 3.- Anteproyecto de las estructuras hidráulicas necesarias, para desviar las aguas del río Sto. Domingo hacia el vaso de la presa Temazcal sobre el río Tonto.
- 4.- Determinación del aumento de generación de energía, en la planta de Temazcal.
- 5.- Antepresupuesto de las obras."

Todos los datos los obtendrá el interesado de la Comisión Federal de Electricidad.

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar su examen profesional.

Muy atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
México, D.F. 13 de Octubre de 1955
EL DIRECTOR

Ing. Javier Barros Sierra

JBS:RPV'meag.

I N D I C E

	Página.
ANTECEDENTES.....	1
CARACTERISTICAS DE LA CUENCA.- Hidrografía.- Población.- Productos.- Condiciones de - drenaje.- Vías de comunicación.- Precipi- taciones.- Clima.- Navegación.....	5
ELECCION DE LA BOQUILLA.....	10
ESTUDIO HIDROLOGICO.- Generalidades.- Capa - cidad del vaso.- Planeación y diseño del tajo.- Funcionamiento del vaso.....	13
DISEÑO DE LA CORTINA.- Generalidades.- Pla - neación y diseño.- Estudio de mecánica de suelos.- Cálculos.- Recomendaciones para - la construcción de la cortina.....	26
DIQUES.....	43
OBRA DE DESVIO.- Generalidades.- Planeación y cálculos.....	44
OBRA DE EXCEDENCIAS.- Generalidades.- Pla - neación del vertedor.- Diseño del perfil. Revisión de la sección.- Diseño del de - lantal.....	49
CAPACIDAD DE GENERACION.....	59
SITUACION DE LOS CAMPAMENTOS.....	60
ANTEPRESUPUESTO.....	63
BIBLIOGRAFIA.....	65

INDICE DE LAMINAS

	Pag.
PLANO Nº 1.- Mapa de la cuenca del Río Papaloapan.....	4
PLANO Nº 2.- Plano general de las obras y localización.....	12
PLANO Nº 3.- Tajo de comunicación Santo Domingo - Tonto.....	19
PLANO Nº 4.- Planta de la cortina y túneles de desvío.....	47
PLANO Nº 5.- Vertedor de demasías.....	58
TABLA Nº 1.- Volúmenes mensuales escurridos en el Río Santo Domingo.....	15
TABLA Nº 2.- Resumen de los ensayos de clasificación.....	31
TABLA Nº 3.- Ensayos de compactación standard (Proctor).....	31
TABLA Nº 4.- Ensayos de compresión simple.....	31
GRAFICA Nº 1.- Aprovechamiento de los escurrimientos del Río Santo Domingo.....	19
GRAFICAS Nº 2 a 6.- Funcionamiento del vaso.....	23
GRAFICA Nº 7.- Curva áreas-capacidades.....	23
GRAFICA Nº 8.- Curva gastos-elevaciones para escurrimientos normales en el tajo.....	22
GRAFICA Nº 9.- Curva gastos-elevaciones para escurrimientos de avenidas en el tajo.....	22
GRAFICA Nº 10.- Análisis del paso de la avenida máxima supuesta.....	25
GRAFICA Nº 11.- Tirantes para el salto hidráulico en el delantal.....	56
FIGURA Nº 1.- Sección de la cortina.....	28

FIGURA Nº 2.- Red de flujo de la cortina.-Sección transformada.....	29
FIGURA Nº 3.- Red de flujo de la cortina.-Sección real.....	29
FIGURA Nº 4.- Sección de la cortina mostrando los círculos de falla.....	31
FIGURA Nº 5.- Análisis granulométrico.....	31
FIGURA Nº 6.- Carta de plasticidad.....	31
FIGURA Nº 7.- Curvas peso volumétrico seco vs. contenido de agua.....	31
FIGURA Nº 8.- Curvas esfuerzos-deformaciones.....	33
FIGURA Nº 9.- Envolventes de falla.....	33
FIGURA Nº 10 y 11.-Secciones de los diques.....	43

ANTECEDENTES.

La Cuenca del Río Papaloapan está situada al Sureste de la República Mexicana sobre los Estados de Veracruz, Oaxaca y Puebla y con una extensión aproximada de 46,000 KM2. Dada su gran superficie y sus recursos, que actualmente apenas empiezan a explotarse, no resulta exagerado decir que aún naciones enteras quedan a la zaga en ambos aspectos; resalta pues la gran importancia de esta región en el porvenir de la República.

Desde tiempos inmemoriales, las crecidas del río han motivado desbordamientos que asolaban la región con pérdidas continuas que en los últimos años se calculaban, conservadoramente, alrededor de cinco millones de pesos anuales además del factor humano, sin duda de mayor importancia.

Las demandas de ayuda de los pobladores de la región eran continuas y gradualmente más desesperadas dado que el problema se acentuaba. Se tiene noticias de innumerables inundaciones: en 1888 el nivel de las aguas llegó a 80 cm. sobre el nivel de las calles de Tlacotalpan, Ver. y la ayuda pedida al Gobierno fue infructuosa; posteriormente ocurrieron otras grandes inundaciones en 1921, 1922, 1927, 1929, 1931, 1935, 1941, 1944, y 1947 en donde se destaca la de 1944 en la que el nivel del agua alcanzó sobre las calles de Tuxtepec, población situada a unos ocho kilómetros aguas arriba de la confluencia de los Ríos Tonto y Santo Domingo, cerca de los dos metros de altura; la Nación entera se conmovió ante los daños causados y pasó a ser el problema un asunto

to de interés nacional.

En 1936 se hicieron algunas obras rudimentarias de defensa como fué el empiletado y enmaginado construído sobre la margen -- afectada y con una longitud de 700 mts., ese mismo año, al llegar la época de avenidas, quedó destruído. Las demandas eran -- mal atendidas dada la magnitud del problema y su difícil solución. No fué hasta 1941 que el Gobierno se decidió a buscar -- una solución a tan graves problemas, nombrando una comisión intersecretarial encargada de recoger datos precisos que determinaran el camino a seguir; dicha comisión fué integrada por la -- Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas, Secretaría de -- Marina y Secretaría de Agricultura. A raíz de haber entregado -- dicha comisión su informe, sobrevino, en 1944, una de las inundaciones más devastadoras de que se tenga noticia, desde Tuxtepec a Alvarado quedaron sumergidas las poblaciones bajo niveles que variaban de 50 cms. hasta 2 metros; el mismo Presidente de la República acudió en persona a recorrer la región devastada, publicándose ese mismo año un acuerdo en que se declaraban de utilidad pública las obras que se hiciesen en el Papaloapan.

El asunto fué encargado a la entonces existente Comisión Nacional de Irrigación que mandó al lugar un grupo de técnicos a las órdenes del Ing. José S. Noriega que elaboró en seis meses, de Diciembre de 1945 a Junio del 46, un completo informe que -- llevaba el título: " Control del Río Papaloapan - Preparación -- del Plan de Estudios definitivos y Programa de Construcción de -- Las Obras ". Es verdaderamente notable que en tan poco tiempo -- se haya hecho un informe tan completo y más si se consideran --

to de interés nacional.

En 1936 se hicieron algunas obras rudimentarias de defensa como fué el empilotado y enfaginado construído sobre la margen -- afectada y con una longitud de 700 mts., ese mismo año, al llegar la época de avenidas, quedó destruído. Las demandas eran -- mal atendidas dada la magnitud del problema y su difícil solución. No fué hasta 1941 que el Gobierno se decidió a buscar -- una solución a tan graves problemas, nombrando una comisión intersecretarial encargada de recoger datos precisos que determinaran el camino a seguir; dicha comisión fué integrada por la -- Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas, Secretaría de -- Marina y Secretaría de Agricultura. A raíz de haber entregado -- dicha comisión su informe, sobrevino, en 1944, una de las inundaciones más devastadoras de que se tenga noticia, desde Tux -- tepec a Alvarado quedaron sumergidas las poblaciones bajo niveles que variaban de 50 cms. hasta 2 metros; el mismo Presidente de la República acudió en persona a recorrer la región devastada, publicándose ese mismo año un acuerdo en que se declaraban de utilidad pública las obras que se hiciesen en el Papaloapan.

El asunto fué encargado a la entonces existente Comisión Nacional de Irrigación que mandó al lugar un grupo de técnicos a las Órdenes del Ing. José S. Noriega que elaboró en seis meses, de Diciembre de 1945 a Junio del 46, un completo informe que -- llevaba el título: " Control del Río Papaloapan - Preparación -- del Plan de Estudios definitivos y Programa de Construcción de -- Las Obras ". Es verdaderamente notable que en tan poco tiempo -- se haya hecho un informe tan completo y más si se consideran --

las condiciones impropicias de la región; aborda dicho informe todos los aspectos: topográfico, hidrológico, hidrométrico, pendientes, precipitación, erosión y asolves, deforestación, geología, clasificación de terrenos, selección de zonas adecuadas para boquillas de presas, navegación y vías de comunicación, salubridad, población, cultivos y estudios agroeconómicos; señala las obras necesarias y convenientes por efectuarse así como programas de estudios futuros y propone dos obras de carácter urgente que "mitigarán grandemente la situación de amenaza reinante":

a.- Un cauce de alivio en la zona baja del río.

b.- Una presa de almacenamiento para control de avenidas y retención de azolves en la parte media o alta del río.

En 1947 quedó formada la comisión del Papaloapan, encargada de los trabajos por hacerse en dicha región. En la actualidad se han efectuado obras importantes de saneamiento, comunicaciones, fomento agrícola e industrial, educación, etc. y en lo -- que a inundaciones se refiere, cortes de rectificación del río que acortan la distancia aumentando la velocidad del agua y -- por tanto disminuyendo los azolves y los remansos producidos -- por los meandros y al mismo tiempo favorece la navegación acor-- tando el recorrido en un 30%, bordes de protección en la mar-- gen izquierda, las presas de Michapan en Acayucan, Ver., de -- Otapa y Camelpe sobre el Río Blanco y la de Temascal en el Río Tonto, principal afluente del Papaloapan y de un régimen seme-- jante a éste en su parte media (Río Santo Domingo) antes de su confluencia con el Tonto, y con un gasto aún mayor.

Esta última presa tiene una capacidad útil de 8,000 millones de metros cúbicos que la hacen la de mayor capacidad de toda -- la República; se destinará a usos múltiples, o sea: control de avenidas y azolves, navegación, producción de energía y riego. Como obra de defensa la aconsejó el Ing. Noriega en su informe como obra de carácter urgente en caso de no ser posible la --- construcción del cauce de alivio antes citado.

En la presente tesis se estudia y proyecta una presa en el Papaloapan medio o Río Santo Domingo y que viene a corresponder a la segunda de las dos obras de carácter urgente que propone el Ing. Noriega, como antes se cita. Una de las funciones más importante de esta presa será el de retener la gran cantidad de azolves que arrastra el Río Santo Domingo y que es causa principal de inundaciones, ya que sobreelevan el fondo del cauce en el bajo Papaloapan donde las pendientes son pequeñísimas y los terrenos planos. Las aguas deberán ser aprovechadas en riego, generación de energía y navegación.

Para que dicha presa reúna las cualidades de obra de defensa y en general de usos múltiples, dada su pequeña capacidad, se haya comunicada con la presa de Temascal, en el Río Tonto, mediante un tajo que llevará los escurrimientos normales a ésta para aumentar la capacidad de la planta hidroeléctrica de Temascal en 97,000 KW.

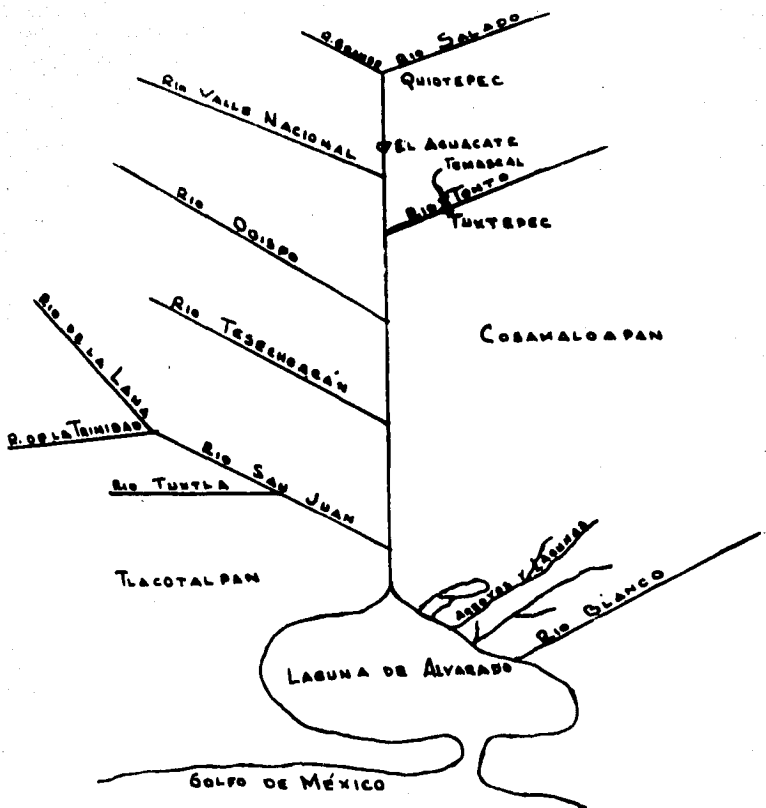
CARACTERISTICAS DE LA CUENCA.

Hidrografía.-- El sistema hidrográfico de la cuenca está formado por nueve ríos de primera importancia y gran número de corrientes subsidiarias; todos estos afluentes descargan sus aguas sobre el Río Papaloapan antes de su desembocadura en la Laguna de Alvarado a excepción del Río Blanco que corre independientemente y desemboca en la misma laguna. Para dar una idea de la importancia de cada afluente, anotaremos sus diferentes áreas de captación:

Río Grande o Alto Papaloapan.....	5,615 KM2.
Río Salado.....	5,330 KM2.
Santa Rosa.....	500 KM2.
Río Valle Nacional.....	1,642 KM2.
Río Tonto.....	5,650 KM2.
Río Obispo.....	1,695 KM2.
Río Tesechoacán.....	5,297 KM2.
Río San Juan Evangelista.....	10,240 KM2.
Río Blanco.....	2,738 KM2.

El Río Papaloapan tiene una longitud aproximada de 500 KM. y una anchura media de 200 metros que al final se ve reducida a 100 para ampliarse nuevamente en la desembocadura. Conservadoramente, el volúmen vertido por el Río Papaloapan en la Laguna de Alvarado, anualmente, es alrededor de 25,000 millones de metros cúbicos.

Esquemáticamente los principales afluentes desembocan en el Río Papaloapan según el esquema siguiente:



Población.— La población que habita la cuenca del Papaloapan es racialmente variable. En la parte alta predomina el mestizo encontrándose gran cantidad de indios y oriollos. En la parte central la proporción de raza indígena aumenta considerablemente constituyéndose en gran mayoría; gran parte de estos indígenas no habla aún el español. En la parte baja, hacia la costa, va aumentando la raza negra hasta hacerse mayor que la indígena, encontrándose también mestizos, mulatos y oriollos. En las cercanías de Tuxtepec y Valle Nacional se encuentra un núcleo de españoles. Según estudios efectuados en 1945

La población ascendía a un total de 991,569 habitantes, lo que supone una densidad de 22 habitantes por kilómetro cuadrado.

La principal ocupación de la región es la agricultura, rudimentariamente practicada. En general su vida se ve apartada de la civilización, lo cual es notable en la manera de comportarse de sus habitantes, aunque si bien día a día y en los últimos años en forma asombrosa, va incorporándose a la vida nacional.

Productos.— Los cultivos varían con la altitud sobre el nivel del mar, según el clima y entre ellos se encuentran productos semi-tropicales como la caña de azúcar, tabaco, plátano, arroz, paja, café, etc. Existe también una gran variedad de maderas finas que constituyen una gran riqueza.

Condiciones de drenaje.— La parte alta y media de la región, se encuentra en buenas condiciones de drenaje, la primera por tener fuertes pendientes y la segunda, aún teniéndolas suaves, se encuentran en general, los terrenos, a considerable altura sobre los ríos y arroyos. En la parte baja, la región que se encuentra cercana (menos de dos kilómetros) al Río Papaloapan y sus grandes afluentes se encuentra mal drenada por encontrarse los terrenos a pequeña altura sobre la superficie de los ríos, arroyos y lagunas así como de las aguas freáticas, ocasionándose con esto una humedad excesiva en ellos. Es en estas zonas, que son las más pobladas, en donde las inundaciones causan los mayores desastres.

Si exceptuamos la subcuenca del Río Salado, puede decirse que, en general, las aguas que se encuentran en la cuenca son potables y buenas para el riego., en especial lugares como la región

de Los Tuxtlas, la pureza y potabilidad del agua no envidiaría ninguna de la República.

Vías de comunicación.— Hasta 1947 no existía en toda la cuenca una sola carretera de primera clase y aún los caminos de herradura eran escasos; actualmente se cuenta con carreteras de primera clase como la de México-Tuxtepec pasando por Orizaba, Tinajas y Ciudad Alemán y que se prolonga hasta Tierra Blanca con una anchura de corona de dieciocho metros; la de Veracruz-Alvarado-San Andrés Tuxtla; y algunos caminos vecinales como el de Tuxtepec a Ojiltlán que pasa por la boquilla de El Aguacate.

Dos líneas troncales de ferrocarril cruzan la cuenca; la vía angosta de Tehuacán-Oaxaca y el ferrocarril de Veracruz al Istmo.

La primera desciende por el Valle del Río Salado hasta cerca de Quiotepec y sube después hasta Oaxaca; el segundo cruza el Valle del Papaloapan hasta el Noreste de donde terminan las faldas de las montañas.

Precipitaciones.— Las precipitaciones en la cuenca fluctúan desde menos de 300 milímetros anuales hasta más de dos mil y aún de cuatro mil. En términos generales podríamos decir que el promedio para toda la cuenca anda alrededor de dos mil mm. por año. Sin embargo, no siempre se tienen condiciones favorables para la agricultura porque suelen venir temporadas de sequía suficientemente prolongadas para perjudicarla así como grandes inundaciones que arrasan los sembrados, de ahí la necesidad eminente de regular el riego.

Clima.— La cuenca se encuentra íntegra dentro de la zona tórrida variando el clima con la altitud. Sobre poco más o menos

se puede decir que un 47% de la región, tiene clima benigno o templado, el 6% frío y el restante 47% clima de calor más o menos extremo. Con la altitud, por otro lado, se disminuye la humedad siendo por lo tanto más secas las regiones altas.

Navegación.- El uso de embarcaciones fluviales está limitado casi exclusivamente al transporte de productos de la región, muy en especial los frutales., otros productos como el café, resisten mayores fletes y se acarrean por transportes terrestres y aún aéreos.

Son navegables algo más de 200 kilómetros del curso bajo del Papaloapan para embarcaciones de calado inferior a medio metro y, de ellos, alrededor de 90 kilómetros son navegables para embarcaciones con calado hasta de metro y medio. Entre los afluentes, tienen tramo navegable el Valle Nacional, Tonto, Obispo, Tesechoacán y San Juan Evangelista.

Sin embargo, las condiciones de navegación mejoran día a día, por los cortes de rectificación efectuados, técnicas en la construcción de embarcaciones, demanda de los productos, regulación de la corriente, retención de azolves etc. etc.

ELECCION DE LA BOQUILLA.

En el informe del Ing. Moriega se proponen cuatro boquillas para la construcción de la cortina sobre el Río Santo Domingo o Papaloapan medio:

- 1.- Boquilla de Quirotepec.- A corta distancia aguas abajo de la confluencia de los ríos Grande (alto Papaloapan) y Salado.
- 2.- Boquilla de Vista Hermosa.- Frente a Ojitlán.
- 3.- Boquilla de Monte Bello.- A unos seis kilómetros aguas abajo de la confluencia del Río Santa Rosa.
- 4.- Boquilla de Cerro de Oro.- A unos ocho kilómetros aguas abajo de Monte Bello.

Posteriormente, la comisión del Papaloapan fijó su atención en los sitios de Monte Bello y Cerro de Oro que, después de hechos los estudios Preliminares fueron desechados. Algún tiempo después, la Comisión Federal de Electricidad, en cooperación con la comisión del Papaloapan, tomó a su cargo la continuación de los estudios que habían quedado pendientes para la construcción de " una presa de regulación y retención de azolves que sobreeleven el fondo del cauce en el bajo Papaloapan y han sido causa principal de inundaciones " y la posibilidad de desviar las aguas del Río Santo Domingo hacia Temascal para obtener mayor almacenamiento y aprovecharlas en la Planta Temascal. El sitio denominado Cerro de Oro fué desechado por sus condiciones geológicas y -

se continuaron los estudios de Monte Bello así como los de una boquilla situada seis kilómetros aguas arriba con el nombre de El Aguacate. De estos dos sitios se prefirió en un principio a Monte Bello por considerarse que el tajo de comunicación a Temascal sería más económico por tenerse que construir, en El Aguacate, según acusaban las topografías existentes, dos túneles de gran diámetro los cuales obligaban a la sobre elevación de la corona de los diques y bordos para disponer de la carga necesaria para el escurrimiento; por otro lado construyendo Monte Bello sería necesario sólo un tajo, que además ofrecía un mayor grado de seguridad.

Estudios posteriores más precisos y en especial la nueva topografía a escala 1:5000 de la aérefototopografía de las zonas de Monte Bello y El Aguacate, efectuada por la Compañía Mexicana de Aereofoto por encargo de la Comisión Federal de Electricidad, -- mostraron más conveniente la boquilla de El Aguacate, ya que se observa un acercamiento de las curvas de embalse de los vasos -- de Santo Domingo y Temascal, al noroeste de la población de Ojitlán, en un puerto de cota aproximada de 86 m.s.n.m., condiciones que hacen más favorable la construcción de un tajo en ese sitio que en el anteriormente determinado para la alternativa de Monte Bello. Este último tajo comunicaría el vaso de cualquiera de las dos alternativas, Monte Bello o Aguacate, con el vaso de Temascal, por lo que quedó eliminada la objeción que había hacia El Aguacate. Por otro lado, los diques que en Monte Bello se hacían necesarios en número de dieciocho se reducen en El Aguacate a ocho (incluyendo el vertedor) y las cubriciones para cor-

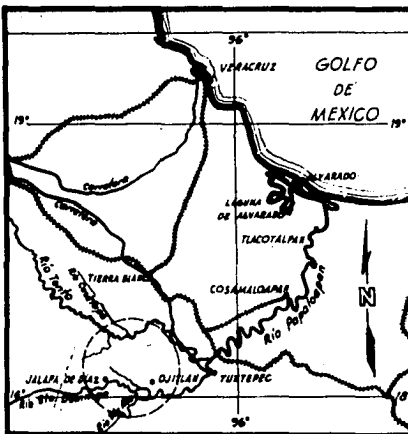
tina y diques, para una misma capacidad de vaso, arrojan para —
ambas alternativas las siguientes cifras:

Monte Bello (a la elevación de 75 m.s.n.m.)3.787,000 M3.

El Aguacate (a la elevación de 77 m.s.n.m.)2.244,000 M3.

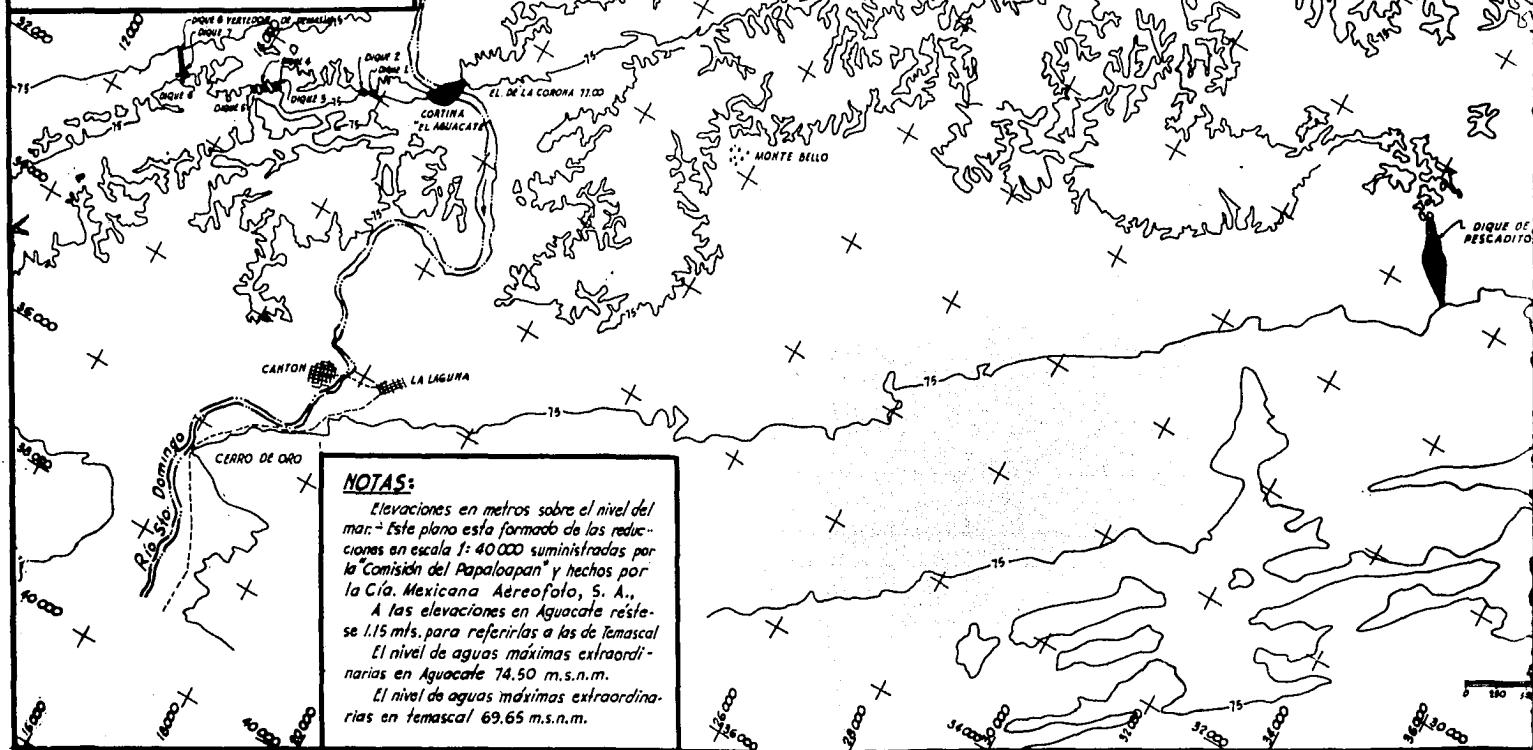
Diferencia que arroja un costo aproximado de quince millones de —
pesos a favor de la alternativa de El Aguacate. En cuanto a con —
diciones geológicas son semejantes en ambas boquillas.

Por todo lo anterior se escogió el sitio de El Aguacate para --
hacer el proyecto de la cortina para la citada presa en el Papa -
loapan medio. Los datos topográficos de que se dispone correspon -
den a levantamientos de aereofototopografía y levantamientos te --
rrestres que se han venido efectuando desde 1943. En el plano nú -
mero 2 se muestra la localización general de la cortina y diques -
y su situación con respecto a Temascal. Al verificar los bancos de
nivel de El Aguacate y Temascal se encontró que había una diferen -
cia entre ellos de 1.15 metros, por lo que habrá que restar dicha
cantidad a las elevaciones de El Aguacate para referirlas a las -
de Temascal. En dicho plano puede verse la localización de los --
ocho diques de los cuales el número ocho será de cresta vertedora
y en él quedará localizado el vertedor de demasías.



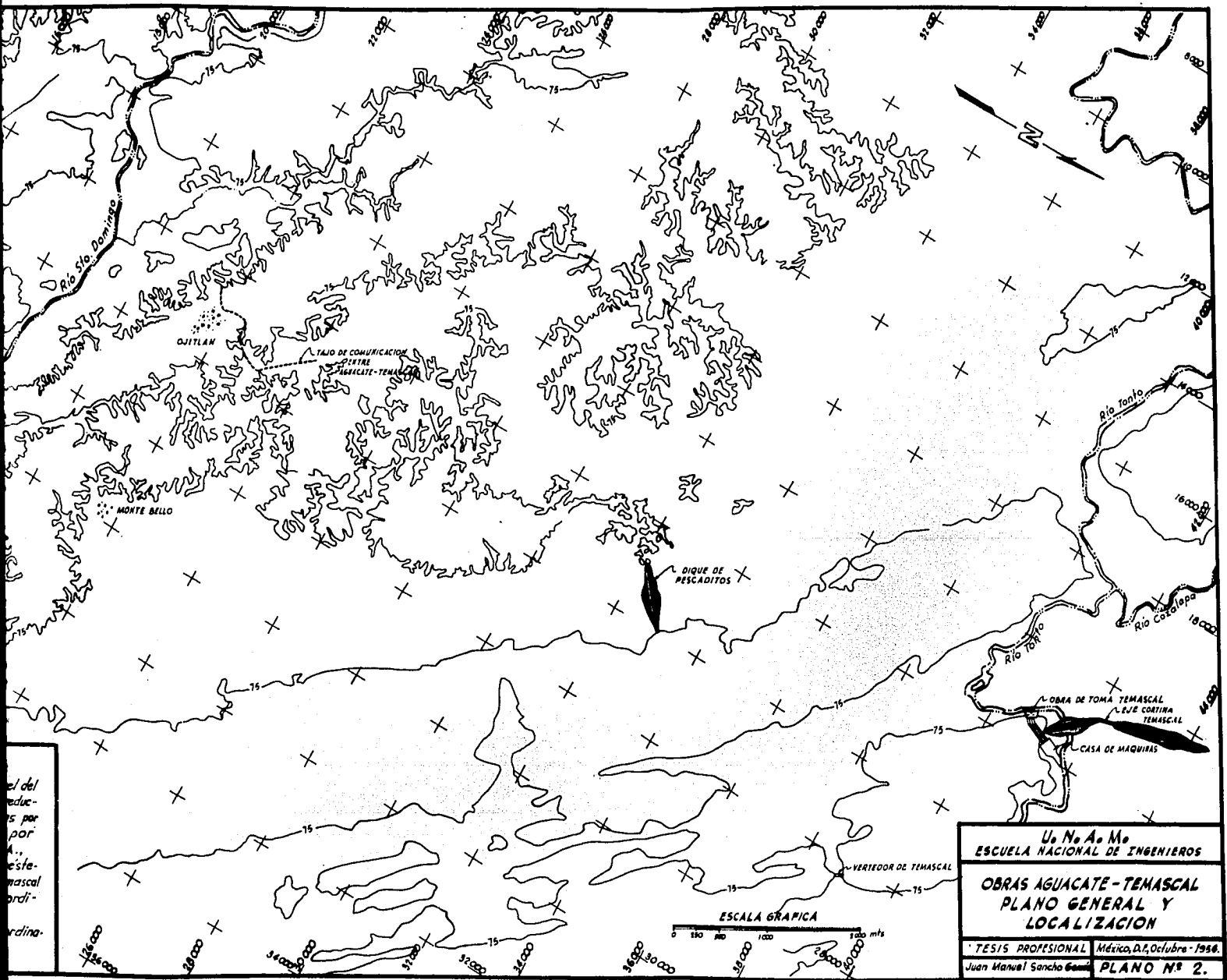
PLANO DE LOCALIZACION

ESCALA GRAFICA



NOTAS:

Elevaciones en metros sobre el nivel del mar: Este plano esta formado de las reducciones en escala 1: 40 000 suministradas por la Comision del Papaloapan y hechos por la Cia. Mexicana Aereofoto, S. A., A las elevaciones en Aguacate reste 1.15 mts. para referir las a las de Temascal El nivel de aguas máximas extraordinarias en Aguacate 74.50 m.s.n.m. El nivel de aguas máximas extraordinarias en temascal 69.65 m.s.n.m.



el del
 edue-
 is por
 por
 A.,
 este-
 mascas
 ordi-
 rdina.

U. N. A. M. ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS	
OBRAS AGUACATE-TEMASCAL PLANO GENERAL Y LOCALIZACION	
TESIS PROFESIONAL	México, D.F., Octubre - 1956.
Juan Manuel Sancho	PLANO N° 2.

ESTUDIO HIDROLOGICO.

Generalidades.— Para la planeación y cálculo de toda presa es indispensable conocer, de la manera más exacta posible, la magnitud y forma respecto al tiempo de los escurrimientos del río para poder establecer la altura conveniente de cortina, -- obra de excedencias, obra de desvío y obra de toma. Dicho régimen podrá calcularse por dos procedimientos: directo e indirecto.

El método directo consiste en observar, por medio de estaciones de aforo, los diferentes gastos del río. Para poder utilizar estos datos en la planeación de una presa con relativa seguridad serán necesarios, como mínimo, ocho a diez años de observación. Cuanto mayor sea el período observado, menores serán -- los coeficientes de seguridad que deberán aplicarse. Obtendremos así el régimen observado.

El método indirecto consiste en deducir los volúmenes escurridos basándose en los volúmenes llovidos que se afectan del coeficiente de escurrimiento correspondiente a la cuenca. Obtendremos así un régimen deducido.

El coeficiente de escurrimiento (relación de volúmenes escurridos a volúmenes llovidos) podrá obtenerse por aforos hechos durante uno o más años en el río y que nos permitirán conocer -- el volumen escurrido, obteniendo el volumen llovido de las estaciones pluviométricas, o bien podrá obtenerse dicho coeficien

te por comparación de cuencas, considerando otra cuenca similar a la estudiada, tanto en forma, pendientes, vegetación, geología, etc. y, principalmente, en precipitación y área.

Todo dato observado deberá Preferirse, indudablemente, a los deducidos, y sólo se utilizarán estos últimos cuando no se cuente con el número necesario de los primeros y no sea posible esperar el tiempo necesario para obtenerlos.

Conocidos los escurrimientos a la entrada en el vaso se tendrá, en dicho punto, el hidrograma del río o curva gastos-tiempos. Con los volúmenes acumulados obtendremos la curva masa que, referida al gasto medio, nos dará la curva diferencial de masas. Con dicha curva se podrá hacer el estudio de las extracciones — que podrán obtenerse para cada capacidad supuesta del vaso y — que, en términos generales, podría indicar la capacidad más económica en el punto de quiebre después del cual, para un pequeño aumento en la extracción, necesitaríamos un gran aumento en la capacidad del vaso. Esto, desde luego, está limitado por multitud de circunstancias tales como la topografía del vaso, tierras o vías de comunicación que no deberán quedar cubiertas por las aguas, etc. etc.

Otras circunstancias que determinarán la capacidad conveniente del vaso será el tipo de obra: una obra de defensa deberá tener mayor capacidad muerta para poder obtener una gran avenida; los azolves que arrastre el río podrá necesitar también una mayor o menor capacidad muerta; etc.

Capacidad del vaso.— En nuestro caso particular, los datos observados con que se cuenta para el estudio hidrológico son —

los obtenidos en la estación de Cantón, situada a unos ocho kilómetros aguas abajo del eje de la cortina, desde 1948 a 1953. Como el periodo es sumamente corto para poder hacer deducciones dignas de tomarse en consideración, se hizo la comparación con el Río Blanco, de la misma cuenca del Papaloapan y en donde pueden considerarse las mismas condiciones meteorológicas; para ello se hicieron comparaciones de los escurrimientos para ambos ríos en el periodo 1948-53, tomando los datos del Río Blanco de la planta de Tuxpango, proporcionados por la Compañía Impulsora de Empresas Eléctricas. Con dichos datos se elaboraron curvas Blanco-Santo Domingo que nos permiten relacionar mes a mes ambos escurrimientos, lográndose así obtener datos para el periodo 1915 a 1953. Estos datos se encuentran consignados en la tabla N° 1.

Con los escurrimientos del periodo 1950-1953 se elaboró la curva diferencial de masa con la cual se obtuvieron los siguientes datos para la curva capacidades-extracciones:

Gasto medio de extracción regularizado M3. por segundo:	Capacidad necesaria en millones de M3.
100.....	1,200.
150.....	2,050.
175.....	2,500.
200.....	3,500.
220.....	4,850.
240.....	6,725.
241.8.....	7,000.

Siendo el gasto medio en el periodo considerado, de 241.8 M3. por segundo, por lo que, para que no hubiera déficits ni derra-

AÑO		1933	1934	1935	1936	1937	1938	1939
M U Σ	E	297	370	308	330	273	300	318
	F	118	273	150	198	129	260	170
	M	138	318	138	150	105	212	86
	A	105	198	96	67	67	129	49
	M	212	273	118	150	57	96	170
	J	480	490	540	330	520	590	420
	J	805	890	1190	825	1180	1250	1020
	A	960	865	1900	825	1040	1290	1105
	S	1170	1180	1575	1020	1590	1615	1500
	O	1090	945	1280	655	1160	1380	1700
	N	790	550	1190	460	730	805	970
	D	580	460	720	360	550	665	560
Esc. ANUAL		6745	6812	9205	5370	7401	8672	8068

AÑO		1940	1941	1942	1943	1944	1945	1946
M U Σ	E	273	297	430	308	170	273	212
	F	129	150	212	183	105	138	129
	M	138	129	198	170	96	118	118
	A	96	96	138	129	49	77	96
	M	96	86	96	118	67	86	105
	J	183	308	235	285	225	223	348
	J	1060	705	1560	540	730	470	580
	A	850	530	1735	610	1060	930	815
	S	785	1170	1675	730	1755	925	980
	O	655	1755	1290	600	1150	1715	875
	N	490	900	655	318	640	600	470
	D	330	610	470	318	450	348	308
Esc. ANUAL		5085	6736	8694	4309	7097	5903	5036

AÑO		1947	1948	1949	1950	1951	1952	1953
M U Σ	E	198	404	199	376	107	250	152
	F	96	135	186	209	73	124	95
	M	86	121	284	298	62	131	86
	A	67	101	117	238	58	165	103
	M	86	192	101	144	113	215	96
	J	330	403	289	597	371	1782	297
	J	675	850	311	1117	1194	1470	541
	A	1010	366	330	507	958	1178	574
	S	1250	599	650	628	1274	1350	448
	O	581	570	451	1271	1095	894	910
	N	265	453	198	318	346	326	400
	D	417	264	132	175	254	246	143
Esc. ANUAL		5061	4458	3248	5878	5905	2131	3845

nes se necesitaría un vaso con capacidad para 7,000 millones de metros cúbicos. El vaso de El Aguacate tiene, a la cota --- 74.50 (n.a.m.e.), una capacidad poco mayor de 600 millones de metros cúbicos por lo que resulta insuficiente para regular el río, máxime si consideramos la gran capacidad de azolves necesaria.

Haciendo el análisis conjunto de los escurrimientos de los ríos Santo Domingo y Tonto, se trazó la curva diferencial de mas tomando en cuenta la suma de los escurrimientos de ambos ríos. De esta curva se obtuvieron los siguientes datos de extracciones-capacidades:

Gasto medio de extracción regularizado M3. por segundo:	Capacidad necesaria en millones de M3.
250.....	3,000.
300.....	3,900.
325.....	4,350.
350.....	5,350.
400.....	8,850.
429.9.....	11,275.

Siendo el gasto medio en el período considerado de 429.9 M3. -- por segundo.

Al comunicar ambos vasos se tendrá una capacidad total de --- ocho mil millones de metros cúbicos en donde resultan despreciables los seiscientos millones de metros cúbicos del vaso de El Aguacate. Para esta capacidad podrán regularizarse un gasto medio de 375 metros cúbicos por segundo.

Por todo lo anterior resulta inaplicable en nuestro caso el procedimiento usual para la planeación de una presa ya que prácticamente viene siendo una obra de desvío. Por otro lado, es indispensable verificar si la presa de Temascal puede aprovechar o a lo menos regular en parte los escurrimientos de ambos ríos. Para comprobar si la capacidad del vertedor de Temascal es suficiente para el paso de las avenidas del Tonto y Santo Domingo, -- aún suponiendo que no se construyera vertedor en El Aguate, se hizo un análisis del paso de ambas avenidas suponiendo simultáneas (gasto máximo de 6,000 metros cúbicos por segundo en el -- Santo Domingo y 6,500 en el Tonto); el gasto máximo por el tajo de comunicación fué de 3,265 metros cúbicos por segundo y por el vertedor de Temascal de 4,500, que queda dentro de la seguridad ya que está calculado para 6,000 metros cúbicos por segundo.

Para la planeación de la presa se fijaron las alturas necesarias de cortina, tajo y vertedor, basados en el estudio económico que la variación de ellos suscitaba. Así, el nivel de la corona de la cortina se fijó a la cota de 77 metros sobre el nivel del mar basándose en las diferentes ubicaciones hechas de cortina y diques a diferentes cotas y considerando además la cota conveniente para el canal (plantilla a 61 m.s.n.m.) y el vertedor de demasías (cresta a 71.50 m.s.n.m.).

Se hicieron tres ubicaciones de cortina y diques para las cotas 75, 77 y 85 m.s.n.m. y se estimaron, para los tres casos, -- los volúmenes del tajo para una elevación de la plantilla de -- 61 m.s.n.m. con que finalmente fué diseñado; se obtuvieron los --

siguientes resultados:

Elevación corona m.s.n.m.	Cortina y diques M3.	Tajo conveniente M3.
75	2.240,000	1.380,000
77	2.560,000	742,000
85	4.479,000	casi nulo.

En la tercera alternativa, aunque el tajo es casi nulo, el -- volúmen de cortina y diques duplica el de los otros dos casos, -- por lo que, aún suprimiéndose el tajo, los costos serían mayo -- res que en cualquiera de las otras dos alternativas.

Para las cotas 75 y 77 se tiene una diferencia de:

Volúmenes cortina y diques..... 320,000 M3.

Tajo conveniente..... 638,000 M3.

La primera diferencia en favor de la alternativa a la cota -- 75 y la segunda a favor de la alternativa a la cota 77 m.s.n.m. La economía, dados los costos de construcción es considerablemen -- te mayor en el segundo caso, por lo que se fijó la elevación de -- 77 m.s.n.m. como cota de la corona de cortina y diques. El nivel de aguas máximas extraordinarias se consideró, dejando 2.50 me -- tros de bordo libre, a la cota de 74.50 m.s.n.m.

Planeación y diseño del tajo. -- La localización del tajo se -- basó en un principio en los ya citados planos de aereofototopo -- grafía a que se hace mención en el capítulo " ELECCION DE LA BO -- QUILLA ". Sobre dichos planos se localizaron los sitios al Pare --

cer más aceptables y por los cuales se hicieron levantamientos topográficos más precisos siguiendo los topógrafos los fondos-- de las barrancas. Con estos datos se trazaron varias alternativas de las cuales se escogió como más económica el trazo al norte del pueblo de Ojitlán que es el indicado en el plano N° 3. - Su longitud es de 3,943 metros.

Para su planeación y diseño se principió por hacerse un análisis de funcionamiento con las siguientes consideraciones:

Se supusieron diferentes capacidades del canal, es decir, diferentes gastos máximos que llevados al hidrograma de cada año indicarán, en ese año y para cada gasto máximo supuesto, cuanto se aprovecha y cuanto se pierde, el cociente del volúmen -- aprovechado al volúmen total nos dará el por ciento de aprovechamiento:

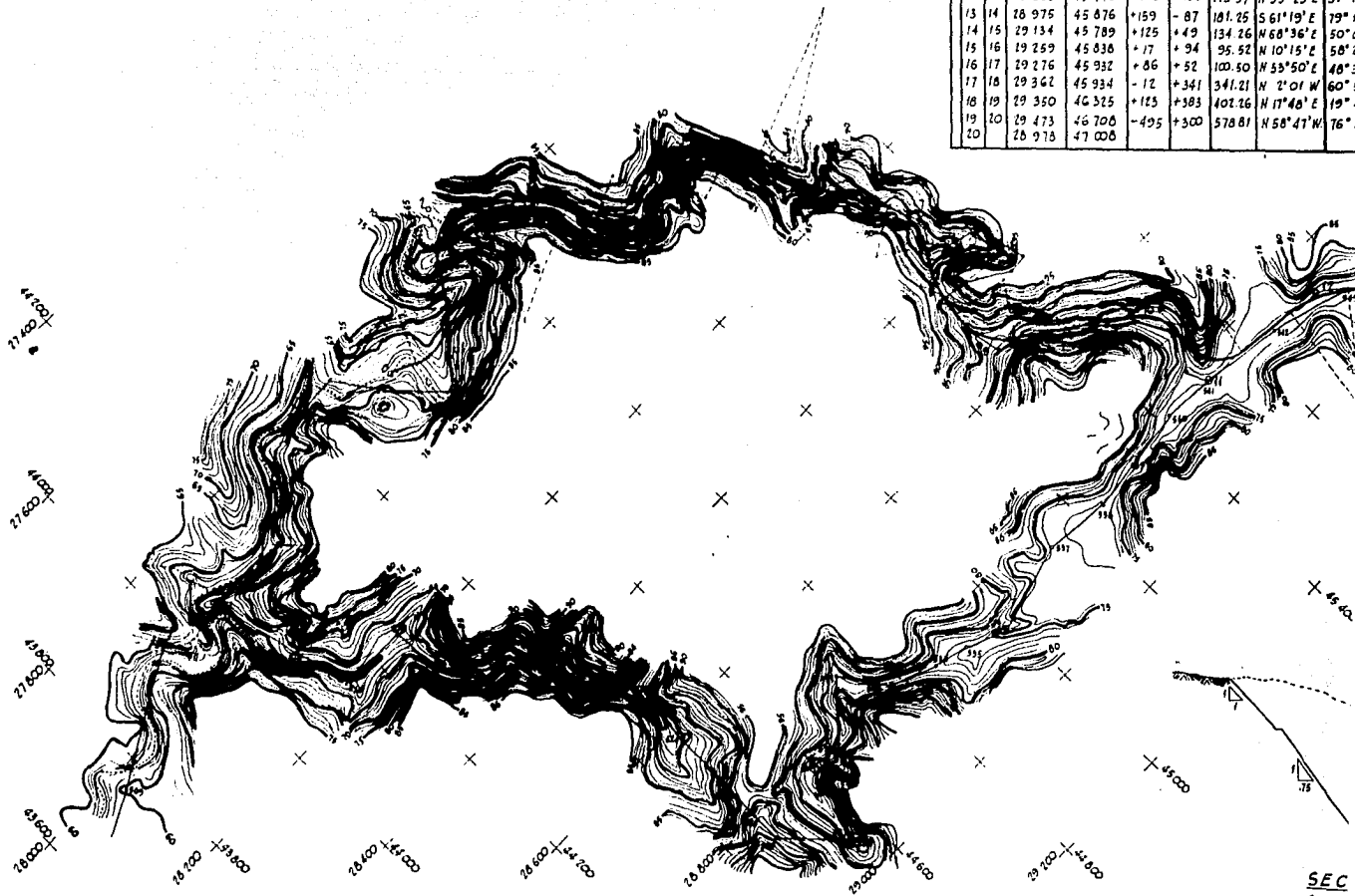
$$\frac{\text{Volúmen aprovechado en el año } N}{\text{Volúmen total del año } N} = \frac{\% \text{ aprovechamiento para el}}{\text{gasto máximo supuesto } Q}.$$

Gráficamente, marcando el por ciento de aprovechamiento en las ordenadas y el gasto máximo supuesto en las abscisas obtendremos para un año dado una curva dada. Considerando los seis años del período 1948-1953 obtendremos seis curvas (gráfica - N° 1) y, sacando el promedio de ellas, la curva que nos indicará que porcentaje de aprovechamiento obtendremos para cada capacidad del tajo según puede verse en la misma gráfica N° 1.

En dicha gráfica puede observarse que, para obtener un 100% de aprovechamiento, se necesita un tajo de gran capacidad cuyo costo sería muy elevado. Para una capacidad de 600 metros cúbicos por segundo se aprovecharán un 92.4% y el 7.6% restante

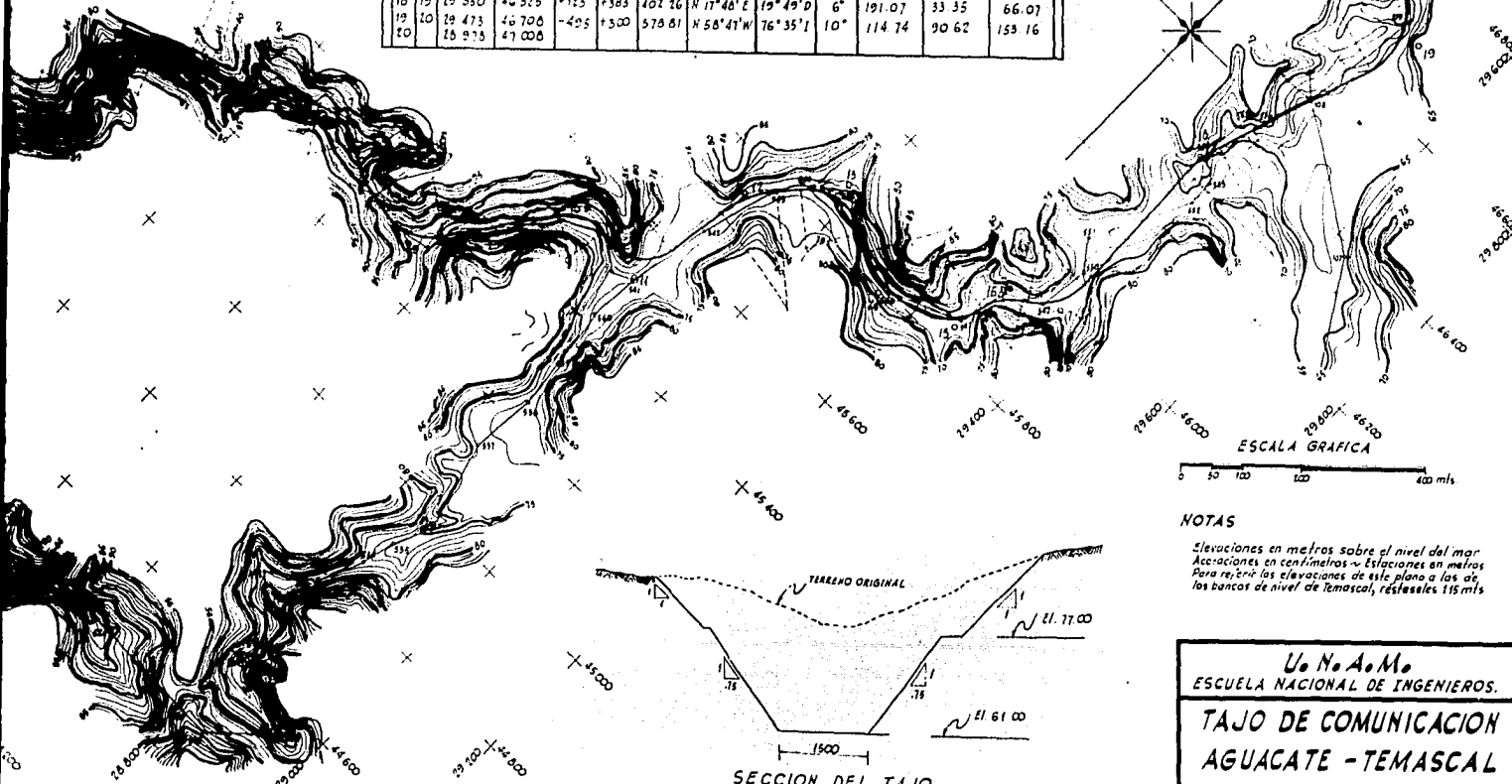
DATOS DE LA POLIGONAL DEL

EST.	PV.	COORDENADAS		PROYECCIONES		Distancia	RUMBO	Δ
		X	Y	X'	Y'			
0	1	27 665	44 549	+52	+106	118.06	N 26° 08' E	
1	2	27 917	44 655	-192	+150	231.87	N 55° 54' W	82° 0'
2	3	27 725	44 785	+122	+146	190.26	N 39° 53' E	95° 4'
3	4	27 847	44 931	+159	+67	172.53	N 67° 09' E	27° 1'
4	5	28 006	44 998	-57	+176	185.00	N 17° 57' W	85° 5'
5	6	27 949	45 174	+140	+52	149.34	N 69° 37' E	87° 3'
6	7	28 089	45 226	+222	+135	239.82	N 58° 42' E	10° 5'
7	8	28 311	45 361	+91	-62	110.11	S 55° 44' E	65° 5'
8	9	28 402	45 299	+126	-18	127.27	S 61° 52' E	26° 0'
9	10	28 520	45 281	+69	+254	305.09	N 33° 38' E	64° 5'
10	11	28 697	45 535	-135	-23	136.95	S 80° 20' E	66° 0'
11	12	28 832	45 512	-33	+230	232.36	N 8° 10' E	91° 3'
12	13	28 865	45 742	+110	+134	173.37	N 39° 23' E	31° 1'
13	14	28 975	45 876	+159	-87	181.25	S 61° 19' E	79° 5'
14	15	29 134	45 789	+125	+49	134.26	N 68° 36' E	50° 5'
15	16	29 259	45 838	+17	+94	95.52	N 10° 15' E	58° 5'
16	17	29 276	45 932	+86	+52	100.50	N 53° 50' E	48° 3'
17	18	29 362	45 934	-12	+341	341.21	N 2° 01' W	60° 5'
18	19	29 350	46 325	+125	+383	402.26	N 17° 48' E	19° 5'
19	20	29 473	46 708	-495	+300	578.81	N 58° 47' W	76° 5'
		28 978	47 008					



SEC
(Vista)

DATOS DE LA POLIGONAL DEL EJE DEL TAJO												
EST.	PV.	COORDENADAS		PROYECCIONES		Distancia	RUMBO	Δ	G	R	S.T.	LONGITUD
		X	Y	2X	2Y							
0	1	27.065	44.549	+52	+106	118.06	N 26° 08' E					
1	2	27.917	44.655	-192	+150	231.87	N 55° 54' W	82° 02' T	14"	81.90	71.24	117.19
2	3	27.725	44.785	+122	+146	190.26	N 39° 53' E	95° 47' D	16"	71.68	19.33	119.73
3	4	27.047	44.931	+159	+67	172.63	N 67° 09' E	77° 16' D	6"	191.07	46.34	90.90
4	5	28.006	44.998	-57	+176	185.00	N 17° 57' N	85° 06' T	14"	81.90	75.18	121.57
5	6	27.949	45.174	+140	+52	149.34	N 69° 53' E	87° 34' D	16"	71.68	68.70	109.46
6	7	28.039	45.276	-222	+155	259.82	N 58° 42' E	10° 55' T	4"	286.54	27.34	54.60
7	8	28.311	45.361	-91	-62	110.11	S 55° 44' E	65° 34' D	14"	81.90	52.75	93.67
8	9	28.402	45.295	+126	-18	127.27	S 61° 52' E	26° 00' T	6"	143.36	53.27	65.33
9	10	28.523	46.281	+63	+254	305.09	N 33° 38' E	64° 30' T	12"	95.54	60.26	107.50
10	11	28.697	46.535	+135	-23	136.95	S 60° 20' E	66° 02' D	16"	71.68	46.56	82.53
11	12	28.832	45.512	+33	+230	232.26	N 8° 10' E	91° 30' T	16"	71.68	73.58	114.38
12	13	28.865	45.742	+110	+134	173.37	N 39° 23' E	31° 10' D	6"	191.07	53.29	103.90
13	14	28.975	45.876	+159	-87	181.25	S 61° 19' E	79° 18' D	12"	95.54	79.13	132.17
14	15	29.134	45.789	+125	+49	134.26	N 68° 36' E	30° 05' T	8"	143.36	66.95	125.20
15	16	29.259	45.838	+17	+94	95.52	N 10° 15' E	58° 21' T	12"	95.54	53.32	97.25
16	17	29.276	45.932	+86	+52	100.60	N 53° 50' E	48° 35' D	14"	81.90	36.95	69.40
17	18	29.361	45.934	-12	+341	341.21	N 2° 01' W	60° 51' T	12"	95.54	56.13	101.41
18	19	29.360	46.325	+123	+383	402.26	N 17° 48' E	19° 49' D	6"	191.07	33.35	66.07
19	20	29.473	46.700	-495	+500	578.81	N 58° 41' W	16° 35' T	10"	114.74	90.62	153.16
20		26.973	47.000									



NOTAS

Elevaciones en metros sobre el nivel del mar.
 Aclaraciones en centímetros ~ Estaciones en metros.
 Para reducir las elevaciones de este plano a las de los bancos de nivel de Temascal, restáseles 115 mts.

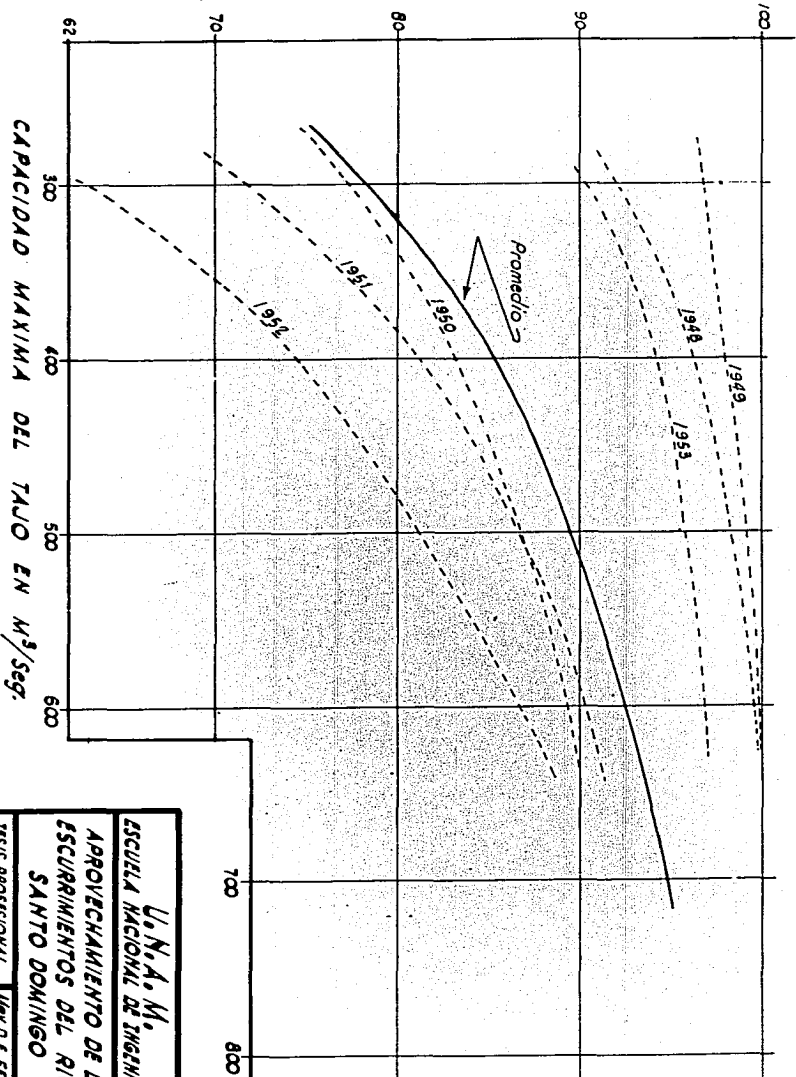
U. N. A. M. I.
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.

TAJO DE COMUNICACION
AGUACATE - TEMASCAL

TESIS PROFESIONAL Mar. D. F., Julio 1955.
 JUAN MANUEL SANCHO GÓMEZ **PLANO N° 3**

SECCION DEL TAJO
 (Vista hacia aguas abajo)

PORCIENTOS DE APROVECHAMIENTO DEL
ESCURRIMIENTO DEL RIO SANTO DOMINGO



U. N. A. M.
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
APROVECHAMIENTO DE LOS
ESCURRIMIENTOS DEL RIO
SANTO DOMINGO

TESIS PROFESIONAL
DIJAH MANUEL SANCHEZ
MEXICO, FEB. 55.
GRAFICA N. 1.

se verterá. Se acepta esta segunda alternativa que representa una economía considerable; un estudio de costos-utilidades nos dará el gasto económicamente óptimo por desviar que es algo menor; sin embargo, para el objeto de regulación de las avenidas del Río Santo Domingo, se juzgó conveniente la citada alternativa.

Para fijar la sección del canal y la cota de su plantilla se consideró:

1.- Pendiente nula del canal.

2.- En la desembocadura del canal se forma tirante crítico.

Siendo el nivel de aguas máximas normales en Temascal inferior al de El Aguacate, cambiará el régimen lento del canal a rápido en la caída. En la sección del tirante crítico se tiene:

$$\frac{A_c^3}{T} = \frac{Q^2}{g} \dots (1) \quad Q = \text{gasto por el tajo.}$$

$g = \text{constante} = 9.81 \text{ m/seg.}$

$$A_c = \frac{b+T}{2} d_c$$

El talud de la sección (0.75:1) es fijado por la geología del terreno, por lo que $T=f(b)$ y sólo se tendrán como incógnitas en la ecuación (1): b , d_c y Q . Dada por lo tanto una b se obtiene, para cada Q supuesta, un d_c y por medio de curvas de remanso por cada d_c obtendremos un tirante en el principio del tajo, d_1 .

Las curvas de remanso se construyen basándose en el principio de Bernoulli ($d_1 = d_c + \text{pérdidas}$) de donde se obtiene la ecuación:

$$l = \frac{\Delta d + \frac{1}{2g} (v_1^2 - v_2^2)}{S_0 - S_f}$$

Δd = incremento del tirante.

v_2 = velocidad de la corriente en la sección 2.

v_1 = velocidad de la corriente en la sección 1.

S_0 = pendiente del lecho

S_f = pendiente hidráulica

Se suponen incrementos de d (Δd) y se obtiene la longitud (l) a la que habrá esa disminución de tirante.

Supongamos $b = 15$ m. y la plantilla del canal a 61 m.s.n.m. -

Se supusieron gastos de 50, 100, 200, 300, 500, 1,000 m³/seg. y para cada uno de ellos se calculó un tirante crítico con el cual se elaboraron curvas de remanso con las que se obtuvieron las elevaciones ($d_1 + 61$ m.) siguientes:

Gasto M ³ /seg.	Elevaciones m.s.n.m.
50	64.20
100.....	65.50
200.....	67.35
300.....	68.50
500.....	70.60
1000.....	74.40

Con estos datos se hizo la gráfica elevaciones en el vaso de -

El Aguacate - gastos por el canal (gráfica N° 8). En esta curva puede observarse que, para el n.a.m.n. (71.50 m.s.n.m.), escurre por el tajo un gasto de 608 metros cúbicos por segundo que será el gasto máximo normal.

Para el caso de avenidas las condiciones son diferentes como se indica en el capítulo del " análisis del paso de avenidas ", en donde la curva gastos-elevaciones (gráfica N° 9) nos indica, para el n.a.m.e. (74.16 m.s.n.m.) un gasto de 960 metros cúbicos por segundo que será el gasto máximo extraordinario que llevará el tajo.

Aceptamos esta solución que nos da la cota para la plantilla económicamente conveniente como anteriormente se había fijado en las cubicaciones a que se hizo mención, de cortina, diques y tajo. Ofrece además un aprovechamiento y un radio hidráulico convenientes y económicos.

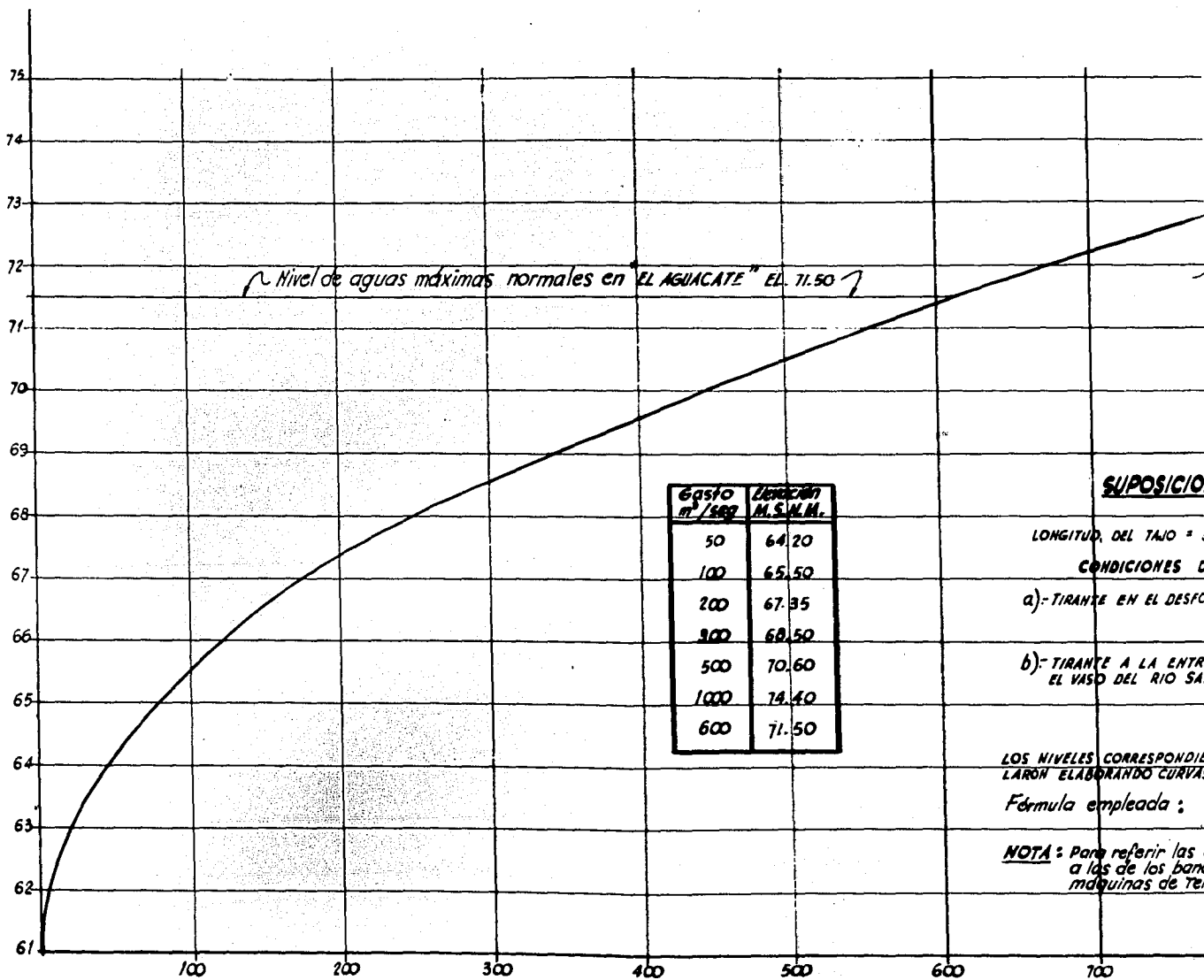
En resumen, se fijó para la altura de la plantilla del canal la cota de 61 m.s.n.m. y la sección con $b=15$ m. y taludes de 0.75:1, según se muestra en el plano N° 2.

La cresta del vertedor, como se verá más adelante, se fijó a la cota 71.50 m.s.n.m.

Se tienen pues los siguientes datos:

Elevación de la corona.....	77 m.s.n.m.
Nivel de aguas máximas normales.....	71.50 m.s.n.m.
Nivel de aguas máximas extraordinarias...	74.50 m.s.n.m.
Elevación de la cresta vertedora.....	71.50 m.s.n.m.
Elevación de la plantilla del canal.....	61. m.s.n.m.

ELEVACIONES EN METROS SOBRE EL NIVEL DEL MAR.



SUPOSICIONES

LONGITUD DEL TAJO = 3

CONDICIONES D

a) - TIRANTE EN EL DESFO

b) - TIRANTE A LA ENTRADA
EL VASO DEL RIO SAN

LOS NIVELES CORRESPONDIENTES
LARON ELABORANDO CURVAS

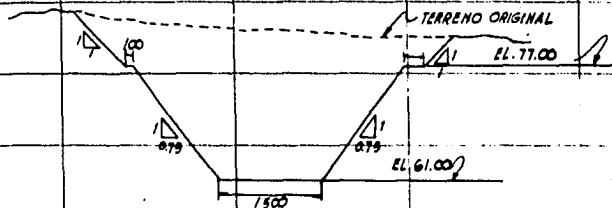
Fórmula empleada :

NOTA: Para referir las elevaciones
a las de los bancos y
máquinas de Ter

GASTO EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO.

normales en EL AGUACATE EL. 71.50

SECCION DEL TAJO



SUPOSICIONES DATOS Y FORMULAS EMPLEADAS

Gasto m ³ /seg	Elevación M.S.N.M.
50	64.20
100	65.50
200	67.35
300	68.50
500	70.60
1000	74.40
600	71.50

LONGITUD DEL TAJO = 3943 mts.

PLANTILLA HORIZONTAL

CONDICIONES DE FLUJO

a) - TIRANTE EN EL DESFOQUE EN TEMASCAL : EL CRITICO CORRESPONDIENTE AL GASTO QUE ESTA PASANDO EN UN MOMENTO DADO.

b) - TIRANTE A LA ENTRADA DEL TAJO EN EL VASO DEL RIO SANTO DOMINGO : VARIABLE DEPENDIENTE DE LA FORMA Y MAGNITUD DE LAS APORTACIONES AL VASO SANTO DOMINGO, ASI COMO DE LA FORMA DE CURVA Y LAS CAPACIDADES DEL MISMO

LOS NIVELES CORRESPONDIENTES A GASTOS DADOS CON LOS QUE SE PORMO ESTA CURVA SE CALCULARON ELABORANDO CURVAS DE REMANSO PARA DICHO GASTO

$$\text{Fórmula empleada: } \Delta L = \frac{d_2 - d_1 + \frac{1}{16}(V_2^2 - V_1^2)}{S_2 - S_1}$$

NOTA: Para referir las elevaciones de esta gráfica a las de los bancos de nivel, de la casa de máquinas de Temascal, résteseles 1.15 mts.

1000

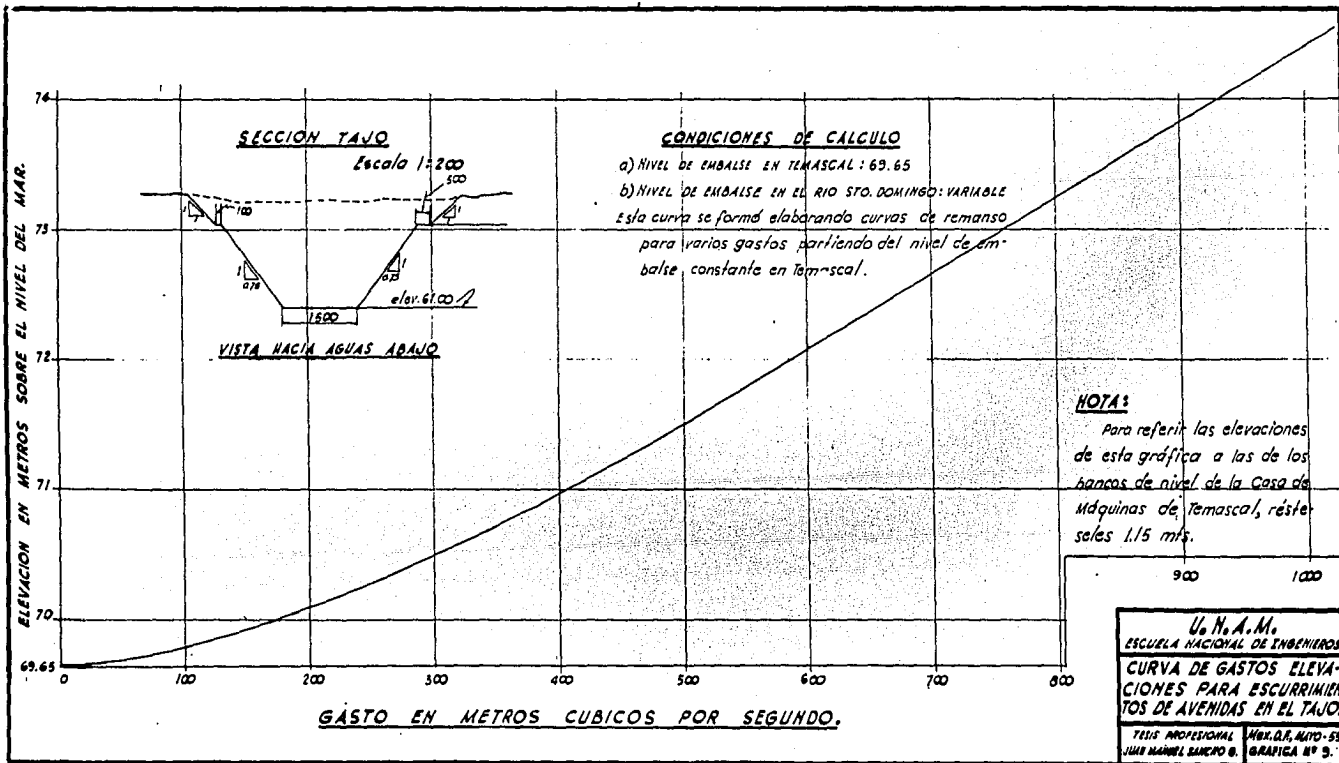
1100

U.N.A.M.
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.

CURVA GASTOS ~ ELEVACIONES PARA ESCURRIMIENTOS NORMALES EN EL TAJO.

TESIS PROFESIONAL Mex. D.F., Mayo 1954.
JUAN MANUEL SANCHEZ GRAFICA N° 8

EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO.



Funcionamiento del vaso.- Para el análisis de funcionamiento se consideró que para el canal pasarán los escurrimientos normales en su totalidad, funcionando el vertedor en las avenidas, según se determinó en los párrafos anteriores.

Las entradas al vaso son los escurrimientos a que se ha hecho mención, ocurridos en el período 1948-1953 y registrados en la gráfica N° 2.

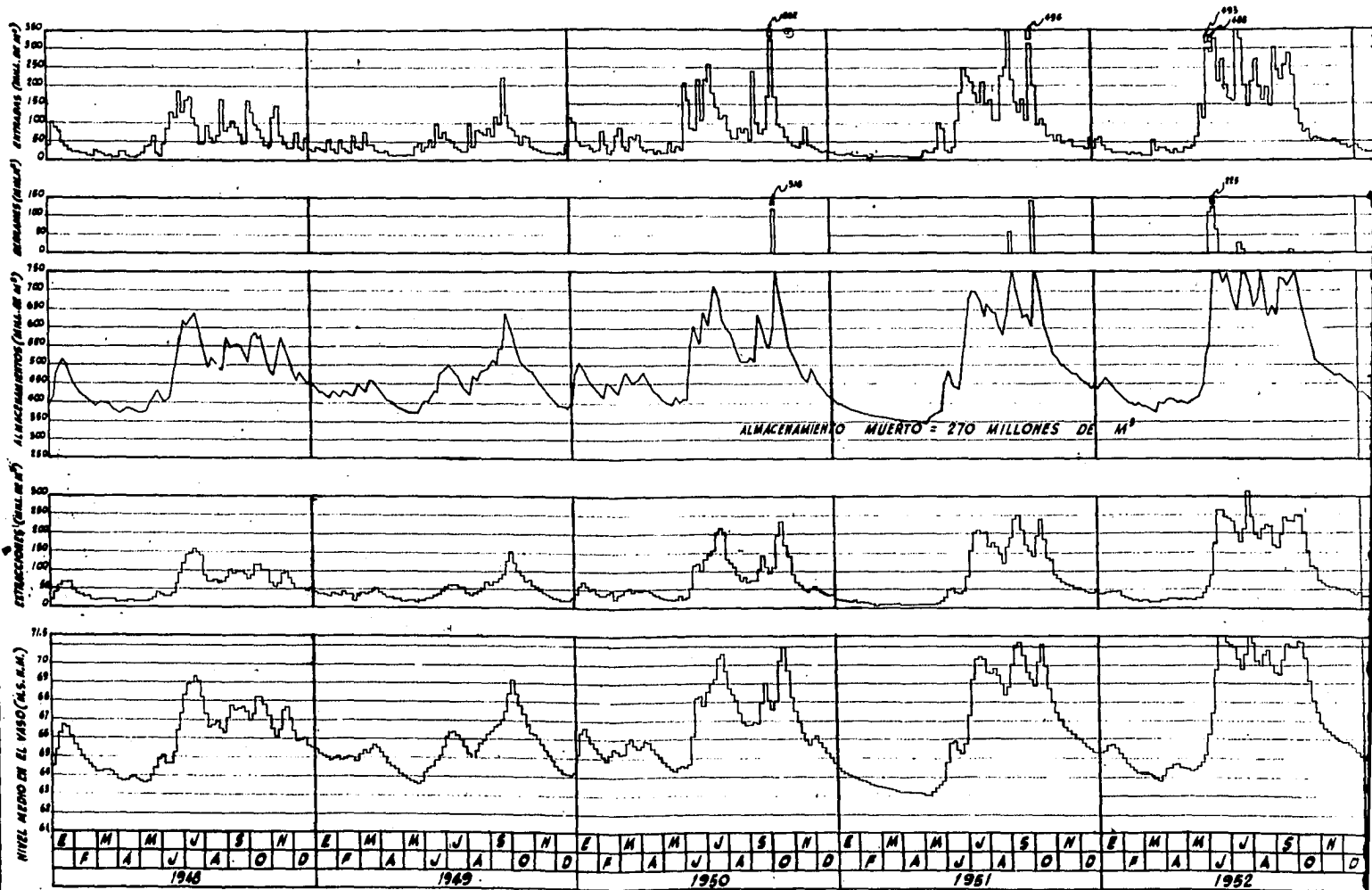
Las salidas del vaso son los volúmenes escurridos por el tajo y que variarán según los diferentes niveles de embalse. Una primera aproximación podremos obtenerla dado el volumen escurrido y suponiendo las salidas, por las curvas areas-capacidades (gráfica N° 7) y elevaciones-gastos por el tajo (gráfica N° 8) citada en el capítulo anterior. Así calcularemos el almacenamiento medio, comprobando con él, con las mismas gráficas 7 y 8, si las salidas han sido correctamente supuestas.

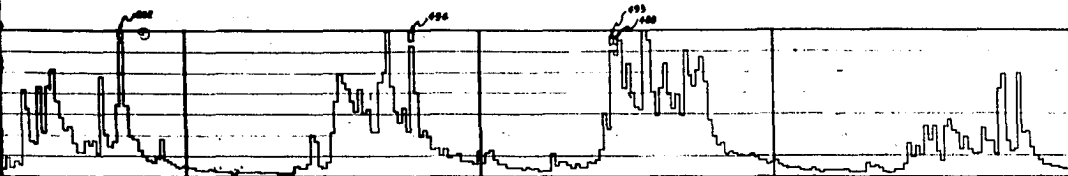
El funcionamiento del vaso se encuentra ilustrado en el plano correspondiente:

- Entradas al vasoGráfica N° 2.
- Curva de extracciones.....Gráfica N° 5.
- Almacenamientos.....Gráfica N° 4.
- Derrames.....Gráfica N° 3.
- Niveles medios en el vaso.....Gráfica N° 6.

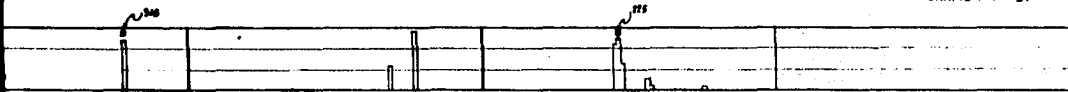
La evaporación en el vaso no se consideró por ser los volúmenes llovidos en el mismo ligeramente mayores.

Análisis del paso de avenidas.- Los cálculos que servirán de base para el diseño final del vertedor y canal, han de basarse en el caso más desfavorable de escurrimiento en el río, pues una

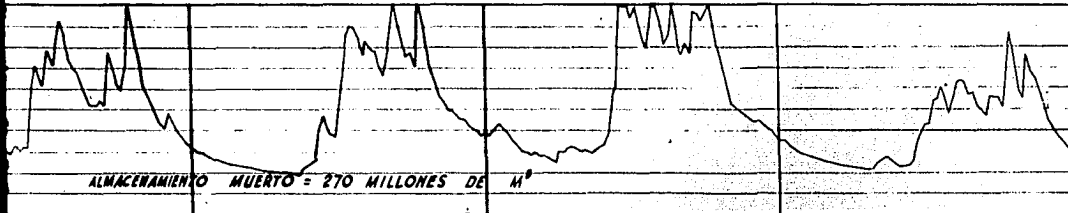




GRAFICA Nº 2.

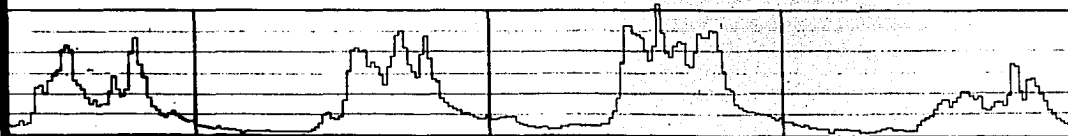


GRAFICA Nº 3.

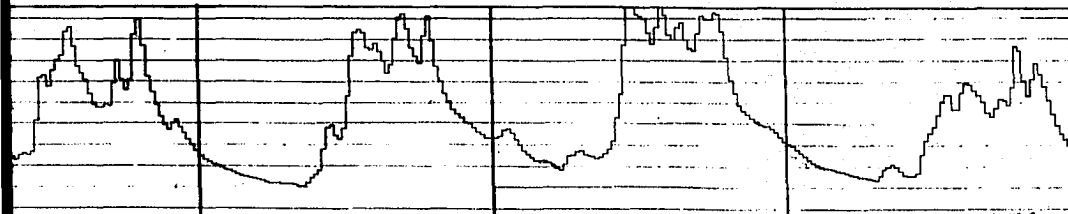


ALMACENAMIENTO MUERTO = 270 MILLONES DE M³

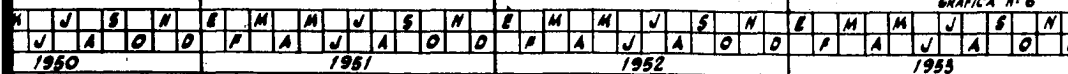
GRAFICA Nº 4



GRAFICA Nº 5



GRAFICA Nº 6



DATOS

CAPACIDAD TOTAL DEL VASO 755 * 10⁶ M³
 CAPACIDAD MUERTA DEL VASO 270 * 10⁶ M³
 CAPACIDAD ÚTIL DEL VASO 485 * 10⁶ M³
 ESCURRIMIENTO TOTAL EN EL PERIODO 21480 * 10⁶ M³
 GASTO MEDIO EN EL PERIODO 186.11 * 10⁶ M³/AÑO

CONDICIONES DE CALCULO

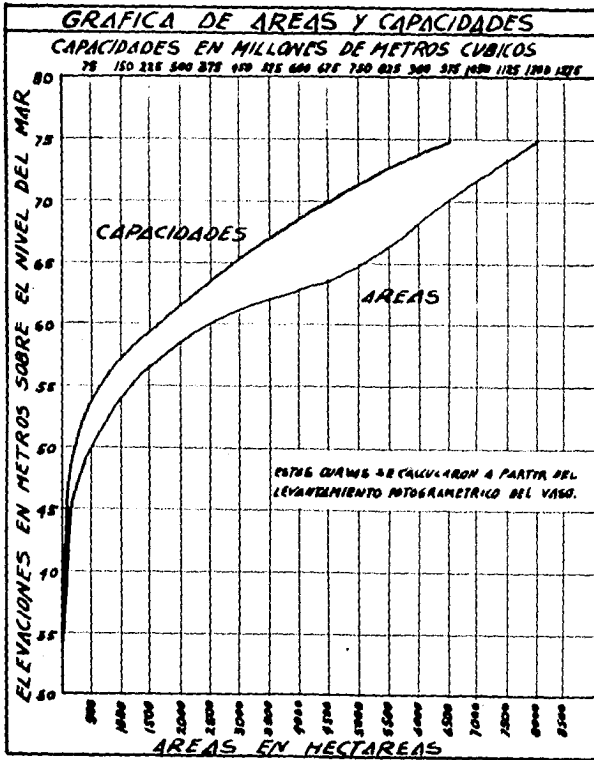
ESCURRIMIENTOS CONSIDERADOS: LOS REGISTROS EN LA ESTACION CAJÓN, EN EL PERIODO 1948 - 1955, AJUSTADOS DE 6 A 8 DÍAS. EXTRACCIÓN A TRAVÉS DEL TAPÓN: PARABÓLES CON LOS NIVELAS DE BOMBAS (CAPACIDAD MÁXIMA 600 M³/AÑO)

RESULTADOS

VOLUMEN APROVECHADO 80876 * 10⁶ M³
 VOLUMEN DERIVADO 96810 * 10⁶ M³
 GASTO MEDIO APROVECHADO 60.91 * 10⁶ M³/AÑO
 % DE APROVECHAMIENTO DE LA COBERTA 36.7

U. N. O. A. M.
 ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.
 PREGA DE "EL ABUACATE"
 FUNCIONAMIENTO DEL VASO

TESIS PROFESIONAL Max. O.C. Noviembre 1958.
 JUAN MANUEL GARCIA GONZALEZ GRAFICAS: 1, 2, 3, 4, 5, 6



U. N. A. M.
 ESCUELA NAL. DE INGENIERIA.

GRAFICA
AREAS-CAPACIDADES

TESIS PROFESIONAL FEBRERO, OCTUBRE 1954
 JUAN MANUEL SANCHEZ GONZALEZ GRAFICA N° 7

avenida mayor que la supuesta traería fatales consecuencias, en especial en la obra que nos ocupa, donde, dado el tipo de cortina, sería fatal que las aguas vertiesen sobre ella.

Para suponer la avenida máxima probable hay una multitud de métodos, basados en estudios empíricos y racionales. Los estudios empíricos han dado origen a fórmulas que en general sólo son válidas para el lugar donde fueron estudiadas, como sucede con las fórmulas de Fanning, Dickens, Ganguillet, Kuichling, Ryves, González Quijano, Valentini, Forti, Gutmann, Plagiari, Zapata, etc., todas ellas dan el gasto máximo de la avenida en función únicamente del área de la cuenca, lo cual nos indica claramente su validez para sólo el caso particular. Existen fórmulas empíricas más generales como las de Fuller y Creager, basadas en los escurrimientos máximos de los ríos de los Estados Unidos y que dan el gasto en función de la periodicidad de la avenida, área y características de la cuenca. Existen también curvas-envolventes gastos-área de la cuenca, basadas en avenidas máximas registradas en la cuenca y tanto más exactas cuanto mayores los períodos de observación. El método racional se basa en la precipitación, cuyas aguas, de acuerdo con un coeficiente de escurrimiento y después de un tiempo de concentración, escurrirán por el área de la cuenca hacia el río, para la medición de la cual y en función de las características mencionadas existen diferentes fórmulas. Hay además otros procedimientos como el de John C. Greyer, de la John Hopkins University, cuya descripción aparece en el Transactions Of the American Geophysical Union, páginas 660-668, año 1949, Hidrology; basado en la frecuencia -

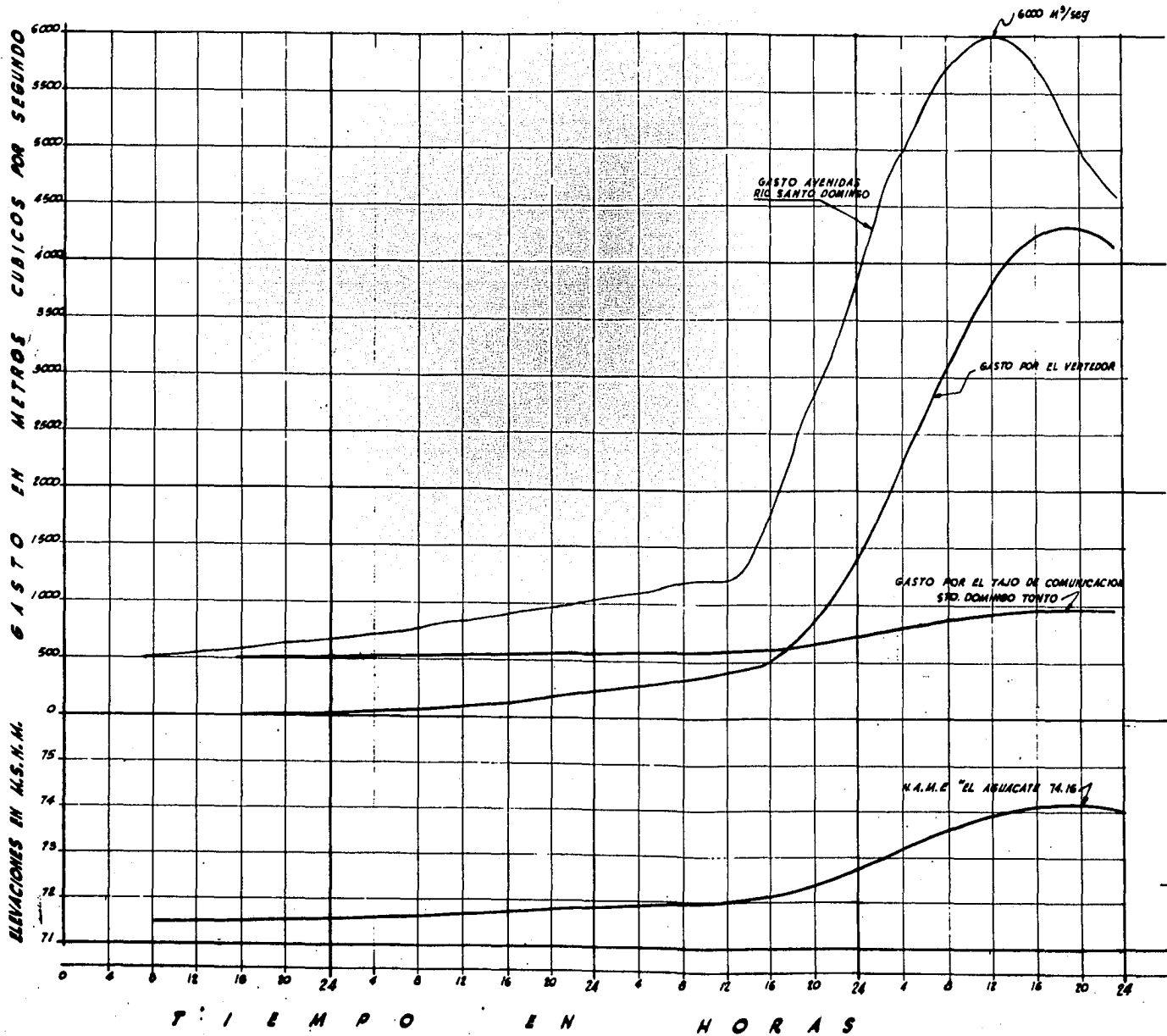
observada de las avenidas registradas.

En la cuenca del Papaloapan, los datos de escurrimiento y precipitación de que se dispone son bastante escasos pues, como se ha dicho, no ha sido hasta los últimos años en que se ha tomado verdadero interés por la región. Basados en los datos existentes y comparando con la cuenca del Río Blanco, se estimó un gasto máximo de 6,000 M³/seg.

Para el caso de avenidas, los escurrimientos a través del canal ocurren en diferentes condiciones ya que el nivel de embalse de Temascal será mayor por haberse supuesto que las avenidas son simultáneas en ambos ríos y para un nivel dado en El Aguacate se tendrá un menor gasto por el tajo que el anteriormente supuesto.

Se supuso, para el caso de avenidas, que el nivel en Temascal es de 69.65 m.s.n.m. (nivel de aguas máximas extraordinarias -- en Temascal) y constante durante todo el análisis. Se construyeron nuevas curvas gastos-elevaciones (gráfica N° 9) para las nuevas condiciones de flujo y por el mismo procedimiento de elaborar curvas de remanso.

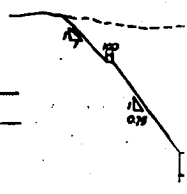
En la gráfica N° 10 se encuentra el análisis numérico del paso de la avenida máxima supuesta y el cálculo de los niveles medios del vaso para cada dos horas lo que también se muestra gráficamente así como los hidrogramas de los escurrimientos en el río, en el vertedor y en el tajo.

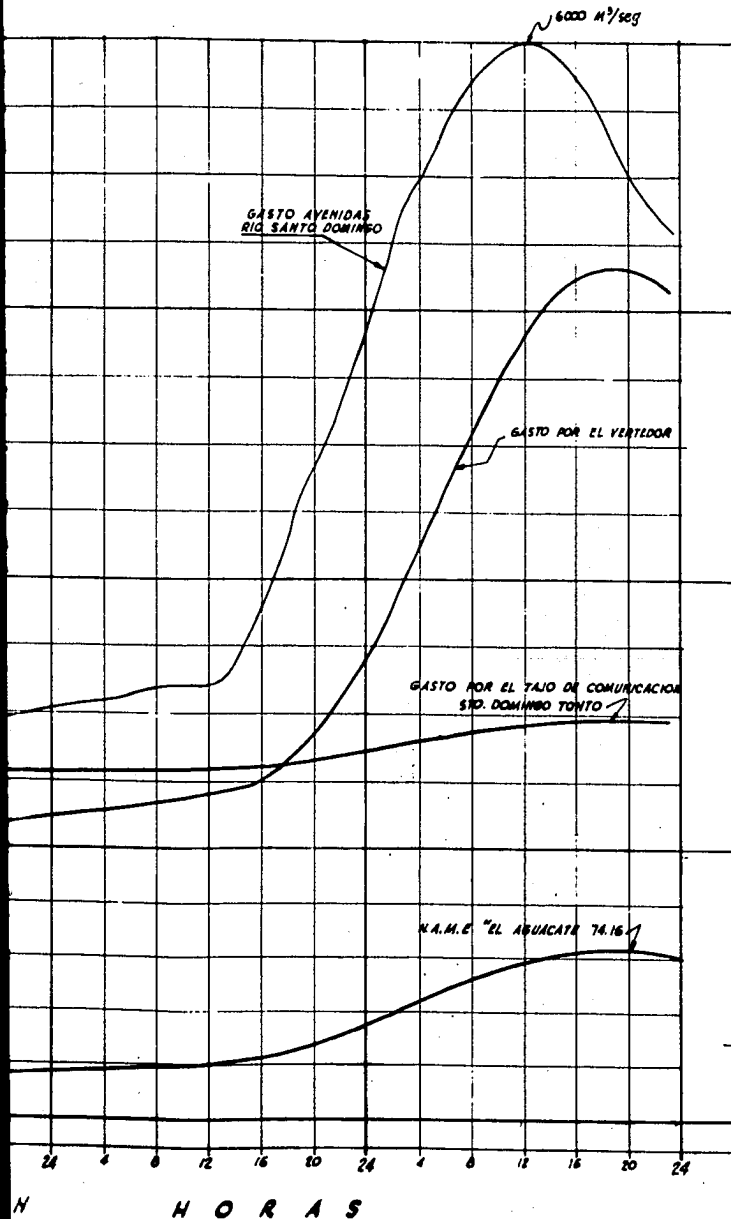


ANALISIS

Dia	Hor	Q (m³/s)
8	0	50
8	2	52
8	4	54
8	6	56
8	8	58
8	10	60
8	12	63
8	14	64
8	16	63
8	18	60
8	20	55
8	22	50
9	0	70
9	2	75
9	4	80
9	6	85
9	8	85
9	10	85
9	12	85
9	14	85
9	16	85
9	18	85
9	20	85
9	22	85
9	24	85
10	0	101
10	2	103
10	4	103
10	6	103
10	8	103
10	10	103
10	12	103
10	14	103
10	16	103
10	18	103
10	20	103
10	22	103
10	24	103
11	0	111
11	2	117
11	4	120
11	6	120
11	8	120
11	10	120
11	12	120
11	14	120
11	16	120
11	18	120
11	20	120
11	22	120
11	24	120
12	0	135
12	2	150
12	4	200
12	6	260
12	8	300
12	10	350
12	12	410
12	14	480
12	16	510
12	18	550
12	20	580
12	22	600
12	24	600
13	0	50
13	2	56
13	4	52
13	6	40
13	8	40
13	10	46

CONDICIONES
 Se considerará un vertedor a la El. 71.50 de coeficiente de gasto 1.0
SEC





ANALISIS NUMERICO DEL PASO DE LA AVENIDA MAXIMA SU- PUESTA POR DE "EL AGUACATE"

Dia	Hora	Q mscueto M ³ /seg	Alm. inicial m ³ /seg	Q mscueto M ³ /seg	Alm. inicial m ³ /seg	Alm. final m ³ /seg	Q. Hjo m ³ /seg	Alm. Topo m ³ /seg	A.P.	alm. inicial m ³ /seg	Nivel final	alm. inicial m ³ /seg	Nivel medio
6	0	500	3.6							753.0	71.80		
6	10	520	3.7				500	3.6	0.1	753.1	71.80	753.0	71.80
6	10	540	3.9	0.0	0.0	0.0	500	3.6	0.3	753.4	71.81	753.1	71.80
6	12	560	4.0	0.0	0.0	0.0	500	3.6	0.6	753.6	71.81	753.4	71.80
6	14	580	4.2	0.0	0.0	0.0	500	3.6	0.9	753.9	71.82	753.6	71.81
6	16	600	4.3	0.0	0.0	0.0	500	3.6	1.2	754.2	71.82	753.9	71.81
6	18	630	4.5	14	0.1	0.1	514	3.7	0.5	754.9	71.83	754.2	71.82
6	20	645	4.6	14	0.1	0.1	514	3.7	0.9	755.6	71.83	754.9	71.82
6	22	655	4.7	14	0.1	0.1	514	3.7	0.9	756.4	71.84	755.6	71.83
6	0	680	4.9	14	0.1	0.1	514	3.7	0.9	757.3	71.87	756.4	71.83
6	2	705	5.1	28	0.2	0.2	514	3.7	1.0	758.3	71.89	757.3	71.84
6	4	725	5.2	28	0.2	0.2	514	3.7	1.2	759.5	71.91	758.3	71.84
6	6	735	5.4	42	0.3	0.3	514	3.7	1.2	760.7	71.93	760.7	71.87
6	8	800	5.8	56	0.4	0.4	518	3.8	1.2	762.9	71.95	762.9	71.87
6	10	850	6.0	69	0.5	0.5	518	3.8	1.5	764.6	71.98	764.6	71.89
6	12	855	6.2	85	0.6	0.6	542	3.9	1.6	764.9	71.99	764.9	71.89
6	14	890	6.4	97	0.7	0.7	542	3.9	1.6	766.5	71.99	766.5	71.91
6	16	920	6.6	125	0.9	0.9	542	3.9	1.6	768.1	71.99	768.1	71.93
6	18	950	6.8	153	1.1	1.1	542	3.9	1.6	769.7	71.99	769.7	71.93
6	20	980	6.8	167	1.2	1.2	556	4.0	1.6	771.3	71.99	771.3	71.93
6	22	1015	7.1	196	1.4	1.4	569	4.1	1.6	772.9	71.99	772.9	71.93
6	0	1050	7.4	222	1.6	1.6	569	4.1	1.6	774.5	71.99	774.5	71.93
6	2	1085	7.8	236	1.7	1.7	569	4.1	1.8	776.3	71.99	776.3	71.93
6	4	1110	8.0	264	1.9	1.9	569	4.1	1.8	778.1	71.99	778.1	71.93
6	6	1170	8.4	306	2.1	2.1	583	4.2	1.6	779.7	71.96	779.7	71.95
6	8	1205	8.7	333	2.4	2.4	583	4.2	1.8	781.5	71.99	781.5	71.96
6	10	1210	8.7	361	2.6	2.6	583	4.2	1.9	783.4	72.01	783.4	71.97
6	12	1250	9.0	389	2.8	2.8	597	4.3	1.6	785.0	72.03	785.0	71.97
6	14	1590	11.4	431	3.1	3.1	597	4.3	1.6	786.6	72.06	786.6	72.04
6	16	2015	16.5	472	3.4	3.4	597	4.3	3.7	790.3	72.14	788.5	72.11
6	18	2635	19.0	569	4.1	4.1	625	4.5	5.9	796.2	72.24	793.3	72.19
6	20	3040	21.9	750	5.6	5.6	619	4.6	9.0	809.1	72.38	802.9	72.38
6	22	3560	25.6	971	7.0	7.0	681	4.9	10.0	815.2	72.56	810.1	72.48
6	0	4165	30.0	1250	9.0	9.0	708	5.1	11.5	826.7	72.76	820.9	72.64
6	2	4806	34.6	1597	11.5	11.5	750	5.4	13.1	839.8	73.08	833.3	73.07
6	4	5155	37.1	2014	14.5	14.5	776	5.6	14.5	854.3	73.20	847.0	73.09
6	6	5525	39.8	2417	17.4	17.4	820	5.9	13.8	861.1	73.40	861.2	73.30
6	8	5820	41.9	2816	19.6	19.6	847	6.1	13.1	881.2	73.61	874.6	73.51
6	10	5975	43.0	3244	23.5	23.5	889	6.4	12.0	895.2	73.79	887.2	73.70
6	12	6000	43.2	3653	26.3	26.3	917	6.6	10.1	903.8	73.94	892.4	73.87
6	14	5880	42.3	3939	28.5	28.5	931	6.7	8.0	911.8	74.06	907.3	74.00
6	16	5620	40.5	4167	30.0	30.0	960	6.9	5.4	916.7	74.12	914.0	74.09
6	18	5220	37.6	4292	30.9	30.9	960	6.9	2.7	918.4	74.16	916.1	74.14
6	20	4860	35.0	4313	31.2	31.2	960	6.9	-0.5	918.9	74.15	919.1	74.16
6	22	4615	33.2	4167	30.0	30.0	960	6.9	-2.8	916.1	74.12	917.5	74.14
6	24						960	6.9	-9.7	912.4	74.07	914.3	74.09

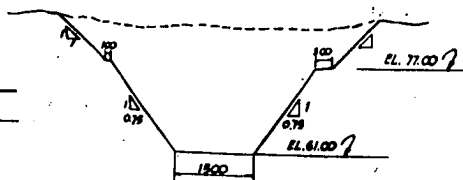
CONDICIONES DE CALCULO

Se consideró un vertedor de cresta libre
a la El. 71.50 de 500 mts. de longitud y
coeficiente de gasto de 2.00

NOTA- Nivel de embalse en Tamascal
69.65 M.S.N.M.

Para referir las elevaciones, a los
bancos de la casa de máquinas
de Tamascal, restáseles 1.15 mts.

SECCION TAJO



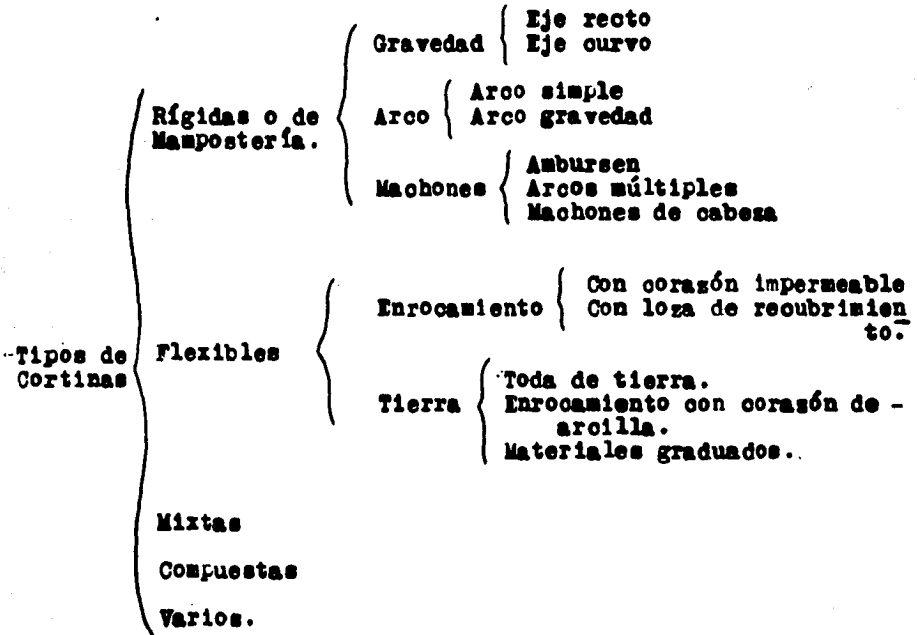
U.N.A.M.
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

**ANALISIS DEL PASO
DE AVENIDAS**

TESIS PROFESIONAL: MAR. DE, Enero 1958.
JUAN MANUEL SANCHEZ ROYAS GUATICA N° 10.

DISEÑO DE LA CORTINA.

Generalidades.— La cortina es la parte más esencial de una presa y por lo mismo, su elección, planeación y cálculo de gran importancia. Los diferentes tipos de cortina pueden agruparse según el siguiente cuadro:



El criterio para la elección del tipo conveniente para cada caso particular es de lo más variado. En Europa, en general, se usan de mampostería si no hay algún motivo que impida usarlas, —

como puede ser las condiciones de cimentación, en cuyo caso se usarán las flexibles. En México, el criterio es opuesto y suelen preferirse las flexibles por su mayor economía de no presentarse condiciones en contra como pudieran ser: condiciones de cimentación que permitan grandes filtraciones de agua que pondrían en peligro la estabilidad de una cortina de tierra, no así una — de mampostería., altura de la cortina que de ser muy alta sería — muy delicada su construcción; cuando interesa colocar, en un aprovechamiento de energía, la casa de máquinas al pie de la cortina, donde los taludes de una cortina de tipo flexible la alejaría — del eje de la misma; cuando hay que alojar sobre la cortina el — vertedor en cuyo caso deberá de ser de mampostería; etc. etc.

De las presas de mampostería construídas en México, el tipo de gravedad ha sido el más usado.

En resumen, en cuanto a seguridad hay muchos tipos de cortina — que podrán emplearse, de los cuales habrá que escoger, basándose en estudios económicos, el tipo conveniente para lo cual será necesario en muchas ocasiones hacer diversos anteproyectos con las soluciones posibles para encontrar el tipo conveniente.

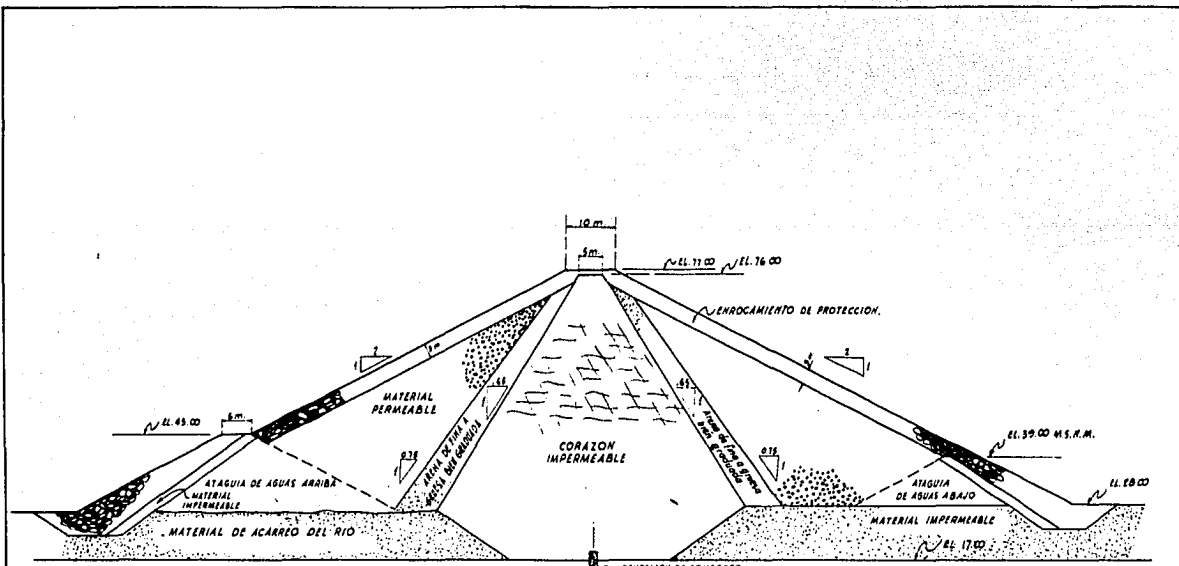
Planeación y diseño.— En la boquilla de El Aguacate, teniendo — en cuenta la facilidad para adquirir los materiales necesarios y considerando el factor económico, se optó por construir la cortina de tierra. Se pensó en un principio en la posibilidad de hacer la del tipo de machones pero el estudio económico mostró un costo aproximado de tres veces el costo de una cortina de tierra.

Se tomaron muestras de los bancos de préstamo cercanos para la construcción del corazón impermeable (cinco integrales de pozos —

a cielo abierto de 3.50 metros de profundidad y cinco inalteradas extraídas de las mismas calas)., el análisis del laboratorio las clasificó como limo-arcillosas con un 6% de arena, 54% de limo y 40% de arcilla, dicho material es bastante abundante y bien graduado. En cuanto a arena y grava existe un banco bastante grande en las cercanías así como lo existente en el lecho del río., existe además una capa de arena fina que será necesario remover de la cimentación y que podrá servir para los filtros. La protección de enrocamiento puede conseguirse en los afloramientos de caliza de la región., el banco más apropiado se encuentra a un kilómetro aguas arriba del eje de la cortina.

En cuanto al material existente en la cimentación, se hicieron una serie de perforaciones de exploración en la boquilla con las que se encontraron rocas de carácter sedimentario, principalmente lutitas, areniscas, brechas calcáreas y calizas y en el cauce del río gravas con un espesor medio de doce metros. En general el material es favorable a la construcción de una cortina de tierra; las lutitas, pizarras y areniscas son suficientemente impermeables y resistentes y en cuanto a las brechas calcáreas y calizas se recomienda tratarlas con inyecciones de cemento. La boquilla de El Aguacate se encuentra sobre uno de los flancos del sinclinal denominado de Monte Bello y cuyas formaciones se encuentran, en el sitio, en el mismo sentido y con un ángulo aproximado de 15° en promedio con respecto a la corriente.

Se supuso la sección de la figura N° 1 para la cortina y se procedió a la verificación de su estabilidad de la siguiente manera:



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

PIZARRA
 PERFORACIONES PARA INYECTADO 2" x 3 mts.
 C.R.C. - PROFUNDIDAD MAXIMA 30 mts

NOTA: Todas las elevaciones están dadas en metros sobre el nivel del mar.

U.N.A.M. ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.	
PRESA DE "EL AGUACATE" SECCION DE LA CORTINA	
TESIS PROFESIONAL JUAN MANUEL SANCHEZ GOMEZ	Mex. D.F., Enero 1955. FIGURA N° 1

a.- Trazo de la red de flujo.- Se traza con el objeto de revisar el gradiente y obtener las subpresiones que actúan en el corazón de la cortina, único lugar en donde se ejerce la subpresión, por ser los otros elementos permeables.

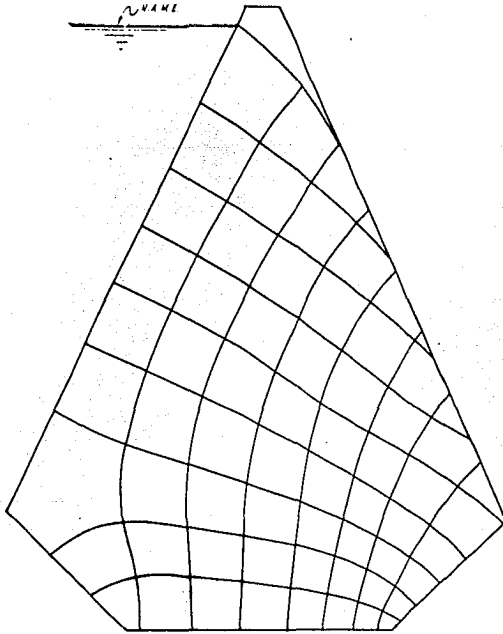
Dado que la permeabilidad, en el corazón de la cortina, es diferente en sentido horizontal y vertical, se hizo necesario transformar la sección, para lo cual se tomó como relación de permeabilidades $K_y/K_x = \frac{1}{2}$, considerando que el material es muy arcilloso.

Con el objeto de analizar ambos taludes, aguas abajo y aguas arriba, se consideraron los casos de presa llena y vaciado rápido respectivamente. La red de flujo para ambos casos se ilustra, en sección transformada en la figura N° 2 y en sección real en la figura N° 3.

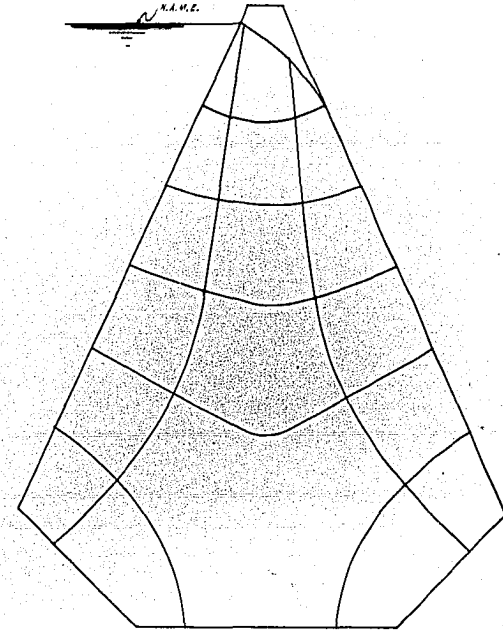
b.- Revisión del gradiente.- Para asegurarnos de que no habrá "boiling" (inestabilidad de las partículas de arena producida al sobrepasarse el gradiente crítico), se revisó el gradiente crítico en el caso más desfavorable: la razón de el abatimiento piezométrico por equipotencial a la mínima distancia entre líneas equipotenciales.

c.- Análisis de estabilidad.- Se analizó la estabilidad de la cortina por el llamado método sueco que consiste en lo siguiente:

Se considera una sección de cilindro, de altura unitaria y eje perpendicular al plano de la sección, como elemento que puede deslizar sobre el cuerpo de la cortina y se estudian las posibilidades. Para ello se consideran --



RED DE FLUJO PARA PRESA LLENA

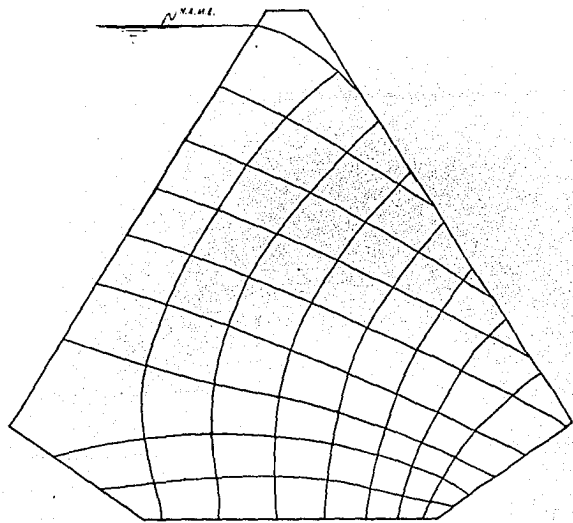


RED DE FLUJO PARA VACIADO RAPIDO

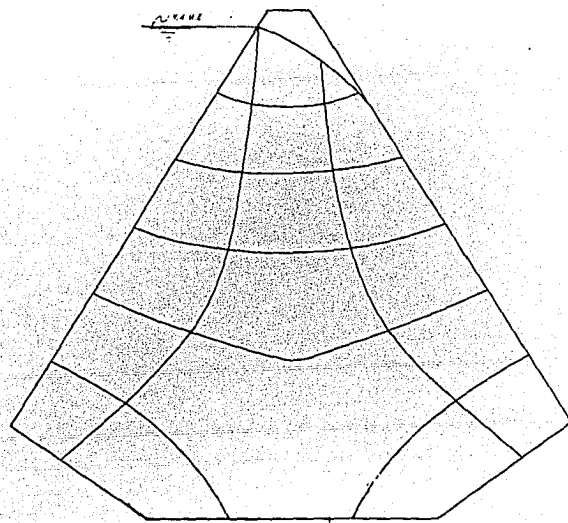
SECCIONES TRANSFORMADAS



U. N. A. M. ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS. PRESA DE "EL AGUACATE" SECCION TRANSFORMADA DE LA CORTINA REDES DE FLUJO	
TESIS PROFESIONAL JUAN MANUEL SANCHEZ GONZ	Mar. D. L. Abril de 1955 FIGURA N° 2.



RED DE FLUJO PARA PRESA LLENA



RED DE FLUJO PARA VACIADO RAPIDO

SECCIONES REALES

ESCALA GRAFICA



J. N. A. M. ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS	
PRESA DE "EL AGUACATE" SECCION REAL DE LA CORTINA REDES DE FLUJO	
228-5 PROMEDIOVAL JULIAN GUERRA SANCHEZ	1961.02.14 ESCUELA N.º 3

actuando las siguientes fuerzas:

- 1.- Peso de los materiales (fuerza que se descompone - en dos según los sentidos normal y tangencial).
- 2.- Subpresión (se considera normal a la superficie -- del cilindro y se obtiene de la red de flujo).
- 3.- Cohesión (se considera actuando en la superficie - del cilindro y su valor unitario se obtiene en el - laboratorio de las muestras sacadas).

El cociente de las fuerzas que favorecen el deslizamiento entre las que se oponen a él, nos dará el factor de seguridad que se consideró que no debe ser menor de 1.5.

Los elementos de cilindro a que se hace mención se determinan - mediante círculo de radio arbitrario y cuya localización se hace a criterio para conseguir el de menor coeficiente de seguridad. En el caso presente se trazaron tres círculos que parecieron críticos y no se consideró necesario seguir analizando otros círculos pues el número uno parece ser el crítico (figura N° 4).

Para el círculo número uno se consideraron dos casos:

- 1º.- Durante la construcción de la cortina y,
- 2º.- Para el caso de funcionamiento normal.

El factor de seguridad para el primer caso resultó menor de 1.5 pero se consideró aceptable por requerirse un menor coeficiente - de seguridad para la construcción que para el funcionamiento de - la cortina. En los otros dos círculos no se consideró necesario - hacer ambos análisis.

Para el análisis del talud aguas arriba se utilizaron círculos análogos a los anteriores, en donde la única variante será la -

subpresión.

Los datos de laboratorio necesarios para el análisis se obtuvieron de los estudios hechos en los laboratorios de la ICA por encargo de la CFE basados en las muestras entregadas y a las que se hizo mención en páginas anteriores.

Estudios de laboratorio de mecánica de suelos.

Clasificación de las tierras.- Los especímenes fueron sometidos a las pruebas de clasificación standard: densidad relativa de sólidos y límites de consistencia (Atterberg) y granulometría, obteniéndose los resultados indicados en la tabla Nº 2.

En las figuras Nos. 5 y 6 se encuentran las curvas de distribución granulométrica y la carta de plasticidad correspondiente. En esta última, de acuerdo con la clasificación de A. Casagrande, los puntos representativos se encuentran bajo la línea A y muy próximos a ella lo cual indica que las tierras estudiadas son limo-arcillosas ligeramente orgánicas.

De la figura Nº 5 pueden obtenerse los datos granulométricos a que se hace mención a principio del capítulo.

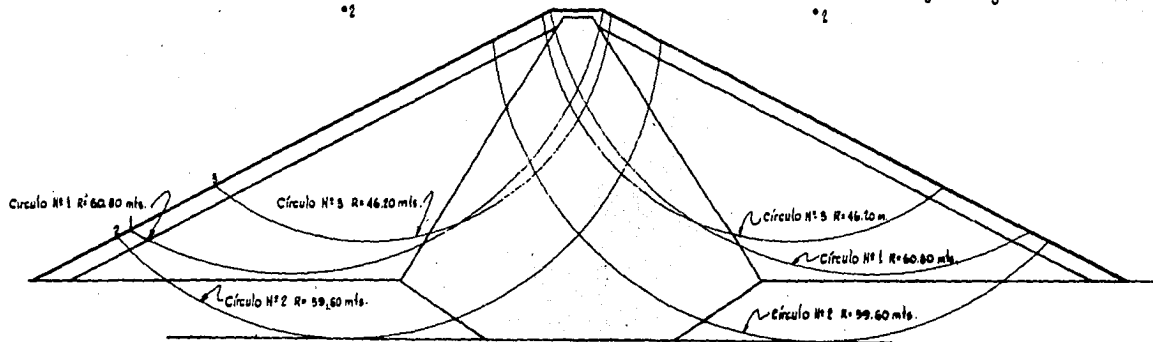
La densidad relativa de sólidos varía entre 2.72 y 2.78 y el límite de contracción es del orden del 23%.

Compactación.- En la tabla Nº 3 y figura Nº 7 se muestran los resultados de la prueba de compactación standard (Proctor) de donde pueden obtenerse los siguientes datos:

Humedad óptima.....	27%
Peso volumétrico seco.....	1,520 Kg./M ³ .
Relación de vacíos.....	0.81

1 centros de los círculos para el
análisis de los taludes aguas arriba

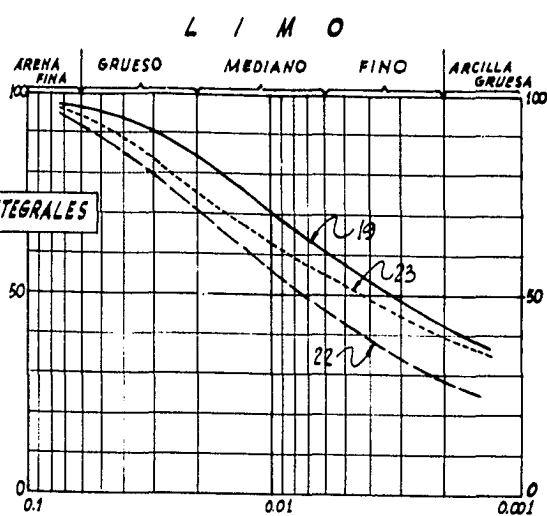
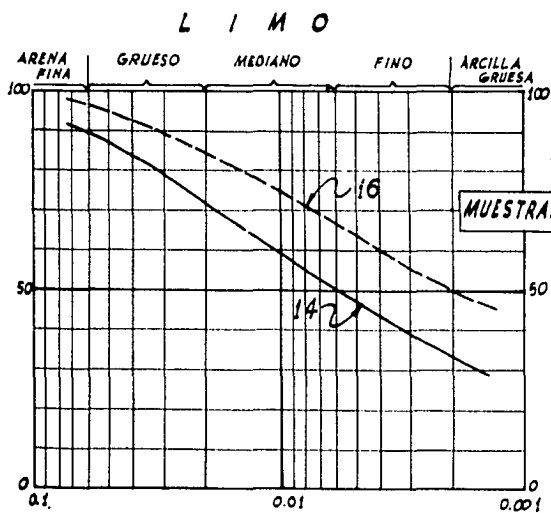
Centros de los círculos para el análisis
de los taludes aguas abajo.



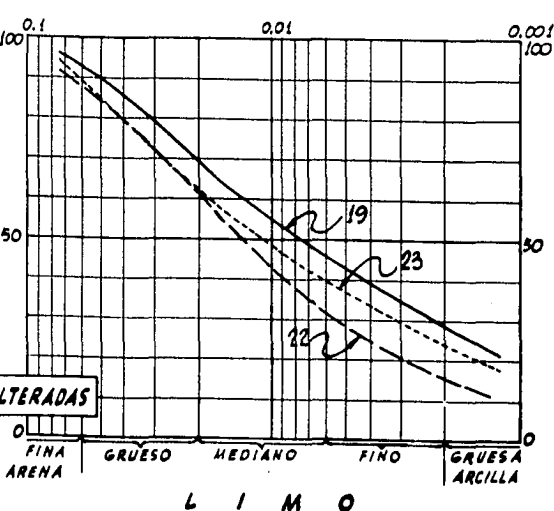
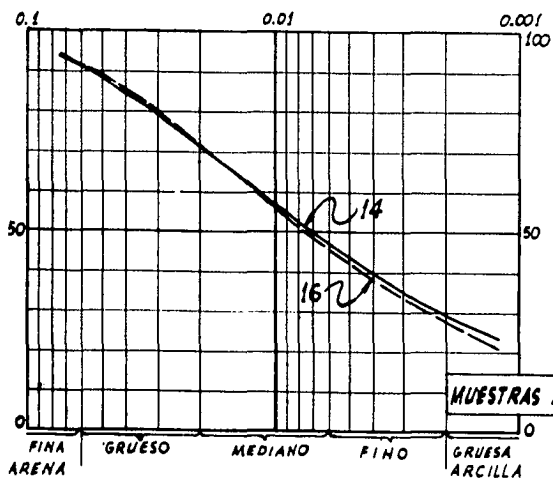
U. N. A. M.
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.

PRESA DE "EL AGUACATE"
SECCION DE LA CORTINA.
CIRCULOS DE FALLA.

TESIS PROFESIONAL. Mex. Feb. 1955.
JUAN MANUEL SANCHEZ GOMEZ FIGURA N° 4.

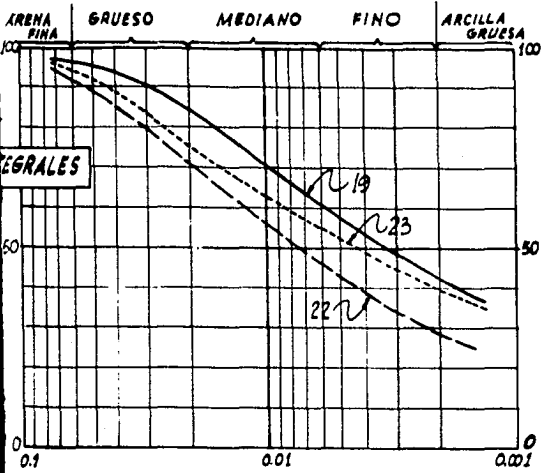


D I A M E T R O D E L G R A N O en milímetros

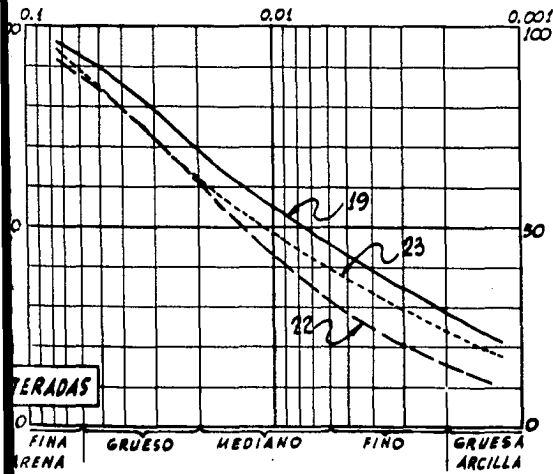


MUESTRA	ELEV.
	m.
INTEGRALES	14 0a - 3.5
	16 0a - 3.5
	19 0a - 3.5
	22 0a - 3.5
	23 0a - 3.5
INALTERADAS	14 - 3.00
	16 - 3.30
	19 - 3.20
	22 - 3.00
	23 - 3.10

L I M O



GRANO en milímetros



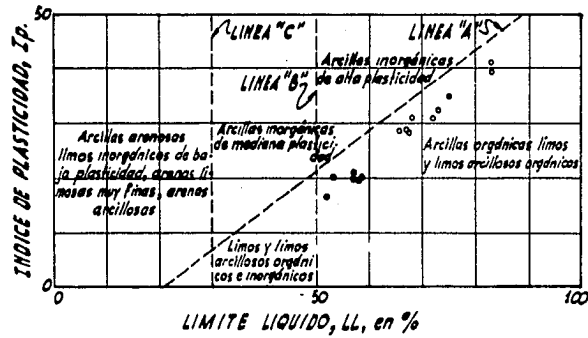
L I M O

MUESTRA	ELEV.	MEZCLA DE SÓLIDOS	LÍMITE LIQUIDO	LÍMITE PLÁSTI.	ÍNDICE DE PLÁSTICIDAD	LÍMITE DE CONTRACC.	GRANULOMETRIA			
		S _T	LL	LP	I _p	LC	ARENA	LIMO	ARCILLA	
		m.	%	%	-	%	%	%	%	
INTEGRALES	14	0 a -3.50	2.73	67.0	37.8	29.2		10	57	33
	16	0 a -3.50	2.74	68.0	36.4	31.6	22.5	5	45	50
				83.0	43.5	39.9				
	19	0 a -3.50	2.75	72.0	41.0	31.0	-	3	55	42
				73.0	40.5	32.5				
	22	0 a -3.50	2.74	58.5	38.3	20.2	24.5	5	66	29
58.0				38.1	19.9					
23	0 a -3.50	2.72	67.2	38.6	28.6	-	6	54	40	
			65.5	36.6	28.9					
FRAGMENTADAS	14	-3.00	2.72	57.0	37.0	20.0	-	8	63	29
	16	-3.30	2.79	75.0	39.9	35.1	-	6	67	27
	19	-3.20	2.76	57.0	36.0	21.0	-	5	67	28
	22	-3.00	2.78	52.0	35.3	16.7	-	10	75	15
	23	-3.10	2.77	53.0	32.9	20.1	-	9	68	23

U. N. A. M.
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
Y RESUMEN DE LOS ENSAYOS
DE CLASIFICACIÓN

TESIS PROFESIONAL: Mex, D.F., Nov. de 1955
JUAN MANUEL SANCHOGOMÉS FIGURA Nº 5 TABLA Nº 2



MUESTRA	ELEV.	DETERMINACION	VOLUMEN	CONTENIDO	RELACION	
		DE SOLIDOS	DE VACIOS	DE AGUA	DE VACIOS OPTIMO	
		S_s	γ_{50}	W_0	e_0	
	m.	—	Kg m ⁻³	%	—	
INTEGRALES	14	0 a - 3.50	2.73	1520	26.2	0.80
	16	0 a - 3.50	2.74	1407	27.1	0.84
	19	0 a - 3.50	2.76	1512	27.0	0.83
	22	0 a - 3.50	2.74	1540	27.0	0.78
	23	0 a - 3.50	2.72	1524	25.2	0.78

- MUESTRAS INTEGRALES
- MUESTRAS INALTERADAS

UoNoAoMo
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

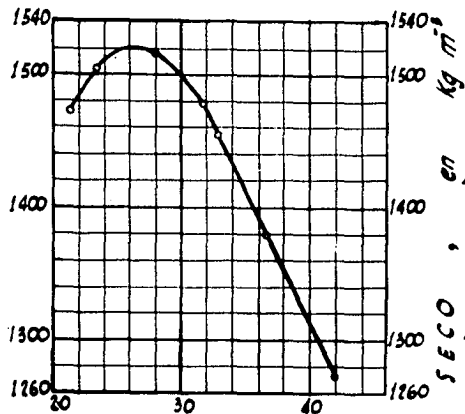
**CARTA DE PLASTICIDAD
ENSAYOS DE COMPACTACION
ESTANDAR (PROCTOR)**

TESIS PROFESIONAL

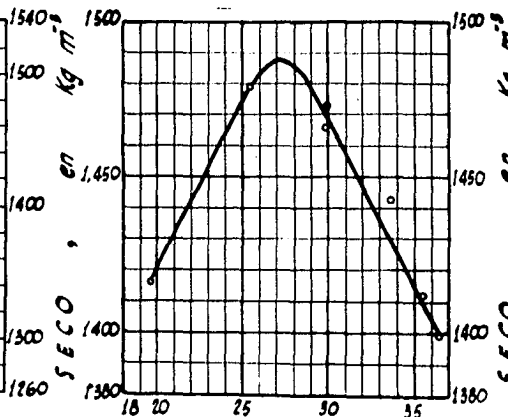
JUAN MANUEL SANCHEZ GOMEZ

Méx. D.F., Nov. 1955
FIGURA N° 6 Tabla 3

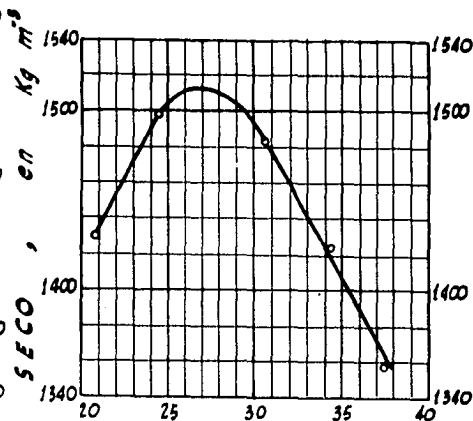
MUESTRA INTEGRAL 14



MUESTRA INTEGRAL 16

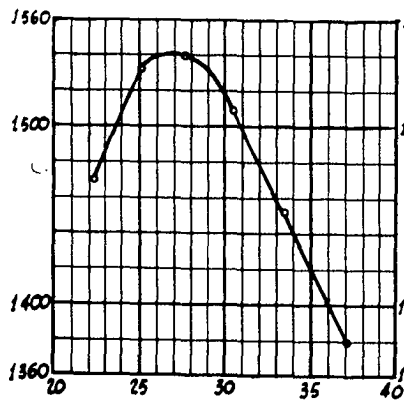


MUESTRA INTEGRAL 19

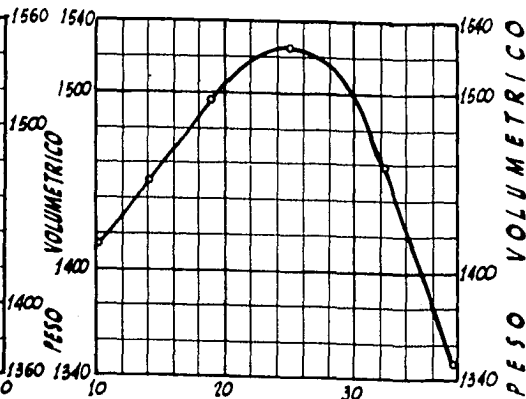


CONTENIDO DE AGUA, W, en %

MUESTRA	
INTEGRALES	16
	22
INALTERADAS	14
	16
	19
	22
	23

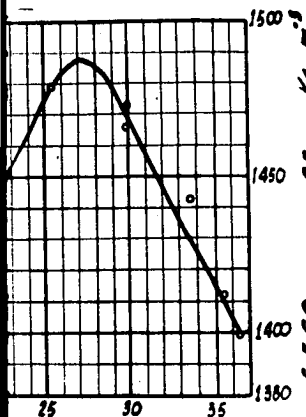


MUESTRA INTEGRAL 22

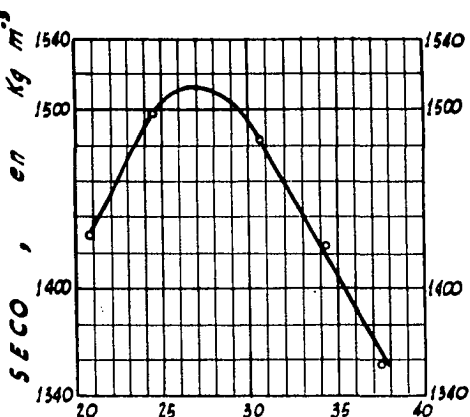


MUESTRA INTEGRAL 23

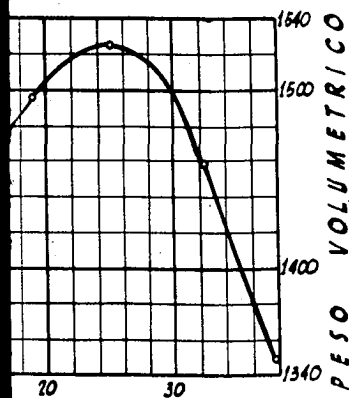
MUESTRA INTEGRAL 16



MUESTRA INTEGRAL 19



AGUA, W, en %



MUESTRA INTEGRAL 23

MUESTRA	ELEV.	DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACION DE VACIOS	CONTENIDO DE AGUA NATURAL	GRADO DE SATURACION	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE	CONESION	DEFINICION A LA RUPTURA	MODULO DE ELASTICIDAD	
		S_s	e	W_i	G	σ_r	C	δ_r	E	
		m.	—	%	%	Kg. Cm ²	Kg. Cm ⁻²	%	Kg. Cm ²	
INTEGRALES	16	0 a -3.50	2.75	0.93	32.3	95.6	3.50	1.75	8.75	79.2
				0.94	32.7	95.3	2.33	1.47	6.95	63.6
INTEGRALES	22	0 a -3.50	2.75	0.91	32.2	97.2	2.08	1.04	10.14	78.6
				0.91	32.2	97.9	2.21	1.14	10.40	33.9
INALTERADAS	14	-3.00	2.72	1.01	37.0	99.6	3.65	1.83	1.35	537
				1.01	35.2	99.9	3.45	1.73	0.90	671
	16	-3.30	2.79	1.23	38.0	86.2	2.13	1.07	1.01	394
				1.14	35.3	86.4	2.36	1.18	1.38	384
	19	-3.20	2.76	1.14	38.5	93.2	2.29	1.15	0.86	708
				1.20	39.3	90.4	1.15	0.58	0.41	400
	22	-3.00	2.78	0.98	34.6	98.2	4.64	2.32	0.65	1038
				1.01	36.3	99.9	4.37	2.19	1.46	556
23	-3.10	2.77	1.23	40.1	90.3	2.02	1.01	0.97	321	
			1.12	35.3	87.3	1.87	0.94	0.81	392	

U. N. A. M.
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.

CURVAS PESO VOLUMETRICO SECO
Vs. CONTENIDO DE AGUA
ENSAYOS DE COMPRESION SIMPLE

TESIS PROFESIONAL
JUAN MANUEL SANCHO GOMÉS

Méx. D.F., Octubre 1955.
FIGURA N° 7 TABLA N° 4.

Al construirse la cortina de Temascal, de material semejante - al del presente estudio, no fué posible compactarlo con la máxima eficiencia dado que, en la época de lluvias, el contenido de humedad era mayor que la óptima en un 3% por lo que fué necesario revisar los cálculos de estabilidad en estas nuevas condiciones; deberá preverse un caso análogo en El Aguacate.

Compresión simple.- En la tabla N°4 se muestran los resultados obtenidos en las pruebas de compresión simple efectuadas con probetas de 3.6 cm. de diámetro y 8 cm. de altura obtenidas de las muestras inalteradas e integrales.

El grado de saturación de las tierras, en estado natural, es en general mayor del 90% como puede observarse en la misma tabla. La humedad de las probetas de material inalterado varía entre 34.6 y 40.1% siendo el promedio de 36.9% que es un 10% mayor que la humedad óptima., se supone que, al igual que en la cortina de Temascal, no podrá alcanzarse la humedad óptima durante todo el período de la construcción. La resistencia a la compresión simple obtenida, varía entre los límites de 1.15 a 4.64 kg./centímetro cuadrado siendo el valor medio de 2.79 kg./centímetro cuadrado en las muestras inalteradas, de donde la cohesión resulta ser de 1.39 kg./centímetro cuadrado.

En las probetas integrales se redujo la humedad a un 32% y se procuró obtener la misma cohesión que la obtenida en la prueba - Proctor, lo cual, dada la diferente cantidad de humedad no pudo conseguirse, obteniéndose una relación de vacíos de 0.92 en vez de 0.80 de la Proctor. La resistencia a la compresión simple de 2.63 kg./centímetros cuadrados, resultó ser aproximadamente --

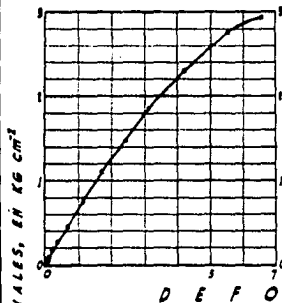
igual que la de las muestras inalteradas.

Se trazaron gráficas esfuerzos-deformaciones para los diferentes especímenes, como se muestra en la figura Nº 8 y se encontró la pendiente E (módulo de deformación) en los tramos rectos y cuyos valores se encuentran registrados en la citada tabla Nº 4 . Puede observarse que en las probetas inalteradas el módulo de deformación es extremadamente alto (540 kg./centímetros cuadrados en promedio) mientras que en las integrales, compactadas con las especificaciones antes citadas, es notablemente más bajo -- (entre 29 y 74 kg./centímetros cuadrados).

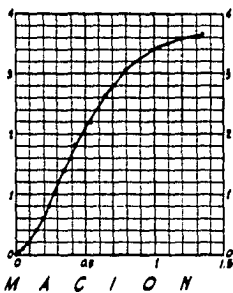
Compresión triaxial.-- Según los estudios granulométricos, aparecen las muestras 16 y 22 como los materiales de más diferente composición. Con ellas se hicieron pruebas de compresión triaxial rápida (no drenada), elaborando probetas de 3.6 cm. de diámetro y 10 cm. de altura, las cuales se hicieron de acuerdo con las especificaciones Proctor, por lo que respecta a la relación de vacíos y tratando que la humedad fuera tal que se obtuviese un grado de saturación de 100%.

En la figura Nº 9 se muestran las características de las probetas y los resultados obtenidos. Se encuentran además, los círculos de falla y las correspondientes envolventes de Mohr; en ellas puede observarse que la resistencia al esfuerzo cortante crece al crecer los esfuerzos normales, hasta llegar éstos a -- los 5 kg./centímetros cuadrados, después de los cuales el esfuerzo cortante se mantiene casi constante en los 2.5 kg./centímetros cuadrados según aumentan los esfuerzos normales; ello para ambos casos.

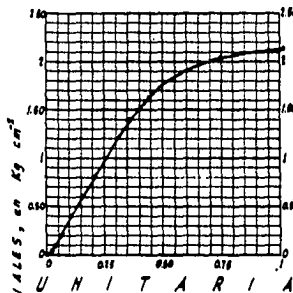
MUESTRA INTEGRAL 16.



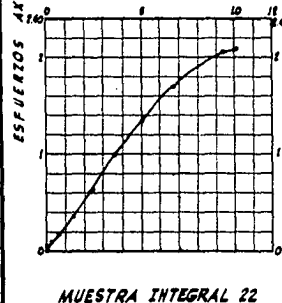
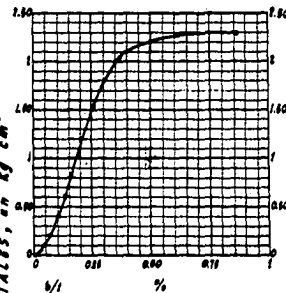
MUESTRA INALTERADA 16



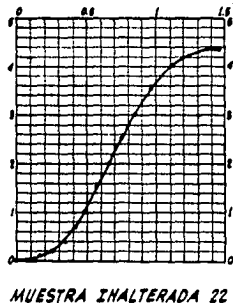
MUESTRA INALTERADA 16



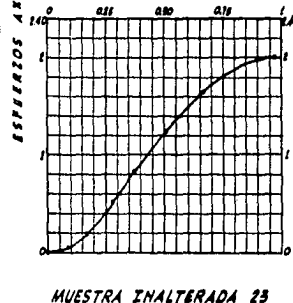
MUESTRA INALTERADA 19



MUESTRA INTEGRAL 22



MUESTRA INALTERADA 22



MUESTRA INALTERADA 23

U.N.A.M.
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

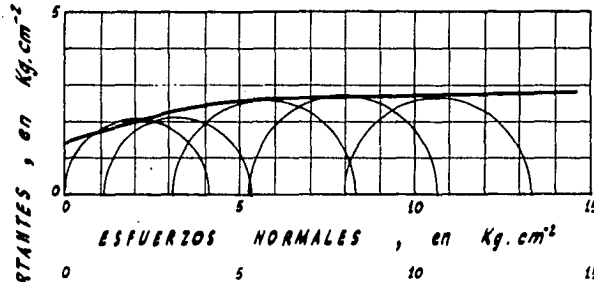
ESFUERZOS-DEFORMACION

TESIS PROFESIONAL JUAN MANUEL SANCHO GONÉS	MEX.D.F. NOV 1965 FIGURA N.º 8.
---	------------------------------------

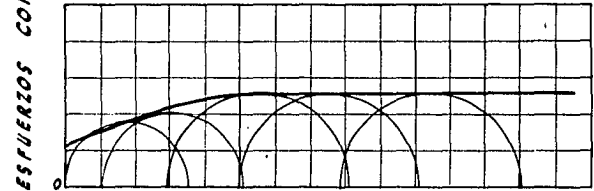
RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE
COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

MUESTRA INTEGRAL	ELEV.	RELACION	CONTENIDO	GRADO DE	ESFUERZO	ESFUERZO
		DE VACIOS INICIAL	DE AGUA INICIAL	DE SATURACION INICIAL	PRINCIPAL MAYOR	PRINCIPAL MENOR
		e_i	W_i	G_i	σ_1	σ_3
	<i>m</i>	—	%	%	Kg. cm ²	Kg. cm ²
18	0.00 a -5.50	0.84	30.8	100.0	4.17	0.00
		0.84	30.6	99.5	5.19	1.04
		0.85	30.6	98.3	5.27	3.13
		0.83	31.3	100.0	10.58	5.80
		0.84	31.2	100.0	13.32	8.00
22	0.00 a -5.50	0.51	29.0	98.1	3.52	0.00
		0.80	28.7	98.3	5.13	1.02
		0.79	28.3	98.2	8.10	2.35
		0.80	29.1	99.7	10.06	4.97
		0.79	28.8	99.9	13.06	7.87

MUESTRA INTEGRAL 16



MUESTRA INTEGRAL 22



U. N. A. M.
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.

ENVOLVENTES DE FALLA

TESIS PROFESIONAL | Mex. D.F., Sept. de 1955.
JUAN MANUEL SANCHO GOMÉS | FIGURA N° 9.

Las diferencias de esfuerzos principales ($\sigma_1 - \sigma_{3...}$) debieran ser iguales a las resistencias a la compresión simple (σ_c) registradas en la tabla N° 4 para probetas de las mismas muestras 16 y 22 (integrales), pero no sucede así debido a las diferencias en contenido de agua y relación de vacíos, que muestran una mayor resistencia al corte en la segunda prueba donde las condiciones son más parecidas a las de la prueba Proctor.

No se realizaron pruebas de compresión triaxial consolidadas - rápidas, pero por comparación con las tierras usadas en el coracón impermeable de la cortina de Temascal, podremos suponer una cohesión de cuatro toneladas por metro cuadrado y un ángulo de fricción de 20° .

Datos para los cálculos de estabilidad.- Los datos para efecto de los cálculos de estabilidad se obtuvieron basados en los estudios de laboratorio arriba citados y en los obtenidos de la cortina de Temascal, donde se usó material de iguales características.

Las propiedades así obtenidas y que son las usadas en el cálculo de escrito en el siguiente capítulo son las siguientes:

Tierra arcillosa.

Durante la construcción:

Cohesión..... $c_1 = 10 \text{ ton./m}^2$

Angulo de fricción.... $\varphi_1 = 0$

Relación de vacíos.... $e_1 = 0.90$

Densidad de sólidos... $S_s = 2.74$

Funcionamiento normal de la cortina:

Cohesión..... $c_2 = 4 \text{ ton./m}^2$

Angulo de fricción.... $\varphi_2 = 20^\circ$

Relación de vacíos.... $e_2 = 0.85$

Densidad de sólidos... $S_{s_2} = 2.74$

Grava y arena.

Cohesión..... $c = 0$

Angulo de fricción interna.... $\varphi = 35^\circ$

Peso volumétrico seco..... $\gamma = 1.9$ ton./metro cúbico

Densidad relativa de sólidos.. $S_s = 2.65$

Enrocamiento.

Cohesión..... $c = 0$

Angulo de fricción interna.... $\varphi = 45^\circ$

Peso volumétrico seco..... $\gamma = 1.6$ ton./metro cúbico.

Con estos datos y siguiendo el procedimiento anteriormente descrito se efectuaron los siguientes cálculos:

Sección transformada.-

$$X_t = X \sqrt{\frac{k_y}{k_x}} = X \sqrt{\frac{1}{2}} = 0.7071 X$$

En donde: X_t = longitudes de la sección transformada

X = longitudes de la sección real.

k_y = coeficiente de permeabilidad vertical.

k_x = coeficiente de permeabilidad horizontal.

De donde se obtienen las longitudes horizontales necesarias con las que construimos la sección transformada (figura Nº 2) - sobre ésta sección trazamos la red de flujo formando cuadros de ángulos rectos.

Con la misma ecuación $X_t = 0.7071 X$, despejando X:

$$X = \frac{X_t}{0.7071}$$

Volvemos a la sección real deformándose la red de flujo a su forma verdadera (figura Nº 3) donde podremos medir la magnitud de la subpresión.

Gradiente.-

Pérdida total = 46.50 m.

Pérdida por equipotencial = $46.50/8 = 5.813$

Mínima distancia entre equipotenciales = 1.10 m.

Gradiente máximo $i = 5.81/1.10 = 5.28 < 6 \checkmark$

Estabilidad.

Círculo Nº 1.

Para los efectos de cálculo se procedió dividiendo el segmento del cilindro en segmentos finitos en número de ocho.

Los volúmenes parciales calculados fueron los siguientes:

Sección Nº	Volúmenes en metros cúbicos.		
	Enrocamiento	Arena y grava	Corazón imp.
1	14.37	7.40	114.15
2	42.80	104.	193.
3	42.80	263.80	76.20
4	37.40	289.85	-
5	37.40	255.20	-
..

Los pesos volumétricos serán los obtenidos en el laboratorio pero la arcilla del corazón se considerará saturada por ser el caso más desfavorable.

γ seco corazón = 1520 kg./M³.

$$\gamma_{sat.} = \frac{G+e}{1+e} \gamma_w \left\{ \begin{array}{l} G = 2.74 \\ e = 0.90 \\ \gamma_w = 1000 \text{ kg./M}^3. \end{array} \right. \therefore$$

$$\gamma_{sat.} = \frac{2.74+0.9}{1.9} 1000 = 1920 \text{ kg./m}^3$$

γ enrocamiento = 1,600 kg./M³.

γ arena y grava = 1,900 kg./M³.

De donde se obtienen los pesos (fuerzas verticales) siguientes:

Sección	Pesos en kilogramos.			
	Enrocamiento	Arena y grava	Corazón imp.	Total.
1	22,900	14,000	220,000	256,900
2	68,300	197,600	370,000	635,900
3	68,300	500,000	146,000	714,300
4	59,800	550,000	-	609,800
5	59,800	485,000	-	544,800
6	59,800	377,000	-	436,800
7	59,800	225,000	-	284,800
8	50,800	56,200	-	107,000

Subpresión en el corazón.— Las intersecciones del círculo de falla con las equipotenciales de la red de flujo nos determinan las subpresiones en cada punto. Tomando la presión en cada faja como la existente en la proyección del centroide de cada faja sobre la superficie de falla, se tiene:

N = Componente normal del peso F = Fuerza normal (N - S)

T = Fuerza tangencial f = Fuerza de fricción.

C = Cohesión.

Sec.	Suspes Ton/m ³	Area m ²	S Ton.	N Ton	F Ton	T Ton	DURANTE LA f Ton	C. C	FUNCIONAM f	NORMAL C	
1	6.2	26.4	164.0	128	-36	220	0	264	-11.0	105.6	
2	6.9	17.7	121.0	450	328	430	0	177	118.5	70.8	
3	2.7	14.7	39.8	620	586	350	0	147	212.0	58.8	
4	-	-	-	580	580	420	406	-	-	-	
5	-	-	-	540	840	60	378	-	-	-	
6	-	-	-	435	435	-70	304.5	-	-	-	
7	-	-	-	275	275	-70	192.5	-	-	-	
8	-	-	-	98	98	-50	68.6	-	-	-	
							1,360	1,349.6	588	317.5	235.2

Los valores del ángulo de fricción interna y de la cohesión se tomaron para los casos de:

- a.- Durante la construcción.
- b.- Para un funcionamiento normal.

El factor de seguridad F_B lo obtendremos con la siguiente ecuación:

$$F_B = \frac{f+c}{T} \text{ y se tiene:}$$

- a.- Durante la construcción.

$$F_B = \frac{1,349.6 + 588}{1,360} = 1.42$$

Que aceptamos por las razones anteriormente expuestas.

- b.- Funcionamiento normal:

$$F_B = \frac{1667.1 + 588}{1,360} = 1.66 > 1.5 \checkmark$$

CIRCULO Nº 2

SECCIÓN	PESOS EN TONELADAS			S	A	S	N	F	T	f	C	
	ENROC.	ARENAS	CORAZON	TOTAL	Ton/m ²	m ²	TON.	TON.	TON.	TON.	TON.	TON.
1	50.0	96.0	128.0	274.0	17.2	13.4	230	130	- 100	245	36.3	53.6
2	28.0	28.0	820.0	876.0	70.4	14.2	290	600	310	650	112.0	56.8
3	47.5	105.5	600.0	753.0	19.2	8.8	169	620	451	430	164.0	35.2
4	47.5	257.0	472.0	776.5	10.6	7.8	83	705	622	330	225.0	31.2
5	56.8	512.0	238.0	806.8	-	-	-	780	780	210	546.0	-
6	52.9	740.0	-	792.9	-	-	-	795	795	70	556.5	-
7	52.9	650.0	-	702.9	-	-	-	700	700	80	490.0	-
8	52.9	520.0	-	572.9	-	-	-	555	555	150	388.5	-
9	22.9	360.0	-	412.9	-	-	-	380	380	175	266.0	-
10	66.0	152.0	-	218.0	-	-	-	185	185	125	129.5	-
								<u>1,283</u>	<u>1,425</u>	<u>3,841.2</u>	<u>176.8</u>	

$$F_s = \frac{2841.2 + 176.8}{1,425} = 2.11$$

CÍRCULO N° 3

SECCIÓN	PESOS EN TONELADAS				s Ton/m ²	A m ²	S Ton.	N Ton.	F Ton.	T Ton.	f Ton.	c Ton.	
	ENROC.	AGUAS	CORAZÓN	TOTAL									
1	29.5	9.56	159.3	352.6	8.10	30.00	243.0	203	-38	390	-13.8	120.0	
2	61.0	165.0	365.0	591.0	7.90	14.60	115.0	473	358	352	130.0	58.4	
3	61.0	412.0	136.0	609.0	4.80	12.40	59.6	570	510	215	185.0	49.6	
4	52.8	442.0	-	494.8	-	-	-	490	490	58	343.0	-	
5	52.8	355.0	-	407.8	-	-	-	408	408	40	285.6	-	
6	52.8	222.0	-	274.8	-	-	-	260	260	90	194.0	-	
7	46.5	54.1	-	100.6	-	-	-	90	90	50	63.0	-	
											835.	1,214.4	228.0

$$F_s = \frac{1214.4 + 228.0}{835} = 1.73 \checkmark$$

Talud aguas arriba. - Utilizamos los mismos círculos. La única variante será la Subpresión, dada la simetría de la sección.

Círculo N° 1 S = 129.9 Ton ∴ $F_s = \frac{2525.1}{1560} = 1.85 \checkmark$

Círculo N° 2 S = 296.0 Ton ∴ $F_s = \frac{337.5}{142.5} = 2.36 \checkmark$

Círculo N° 3 S = 131.6 Ton ∴ $F_s = \frac{1696.7}{835} = 2.03 \checkmark$

Dados los resultados obtenidos, aceptamos la sección propuesta.

Recomendaciones para la construcción de la cortina.— Las tierras con características iguales a las estudiadas abundan, como se ha dicho, en las cercanías del sitio de la cortina. Este material es fácilmente atacable con maquinaria pesada, ya sean palas o escrepas y se recomienda su ataque en frentes de tres o cuatro metros de altura, aunque no hay objeción para que dichos préstamos se exploten por capas sucesivas dada la relativa homogeneidad del material arcilloso. Esta recomendación se basa en la experiencia adquirida en la cortina de Temascal en donde se emplearon ambos tipos de explotación, facilitándose el control de las terracerías al emplear los materiales provenientes de los bancos atacados integralmente con palas mecánicas.

Para formar las terracerías será conveniente poner capas de 0.20 m. de espesor y compactarlas con rodillo de pata de cabra de 1.20 m. de diámetro mínimo, lastrado, en un número de ocho a doce pasadas; la dificultad en escarificar este tipo de tierra no hace recomendable el uso de rodillo liso.

La obtención de la arena y grava para formar las secciones permeables de la cortina, se ha dicho que no ofrece dificultad, pues se encuentran bancos cercanos que, aunque no han sido cubicados, puede asegurarse que bastarán para la exigencia de la estructura.

Deberá colocarse este material en capas de 0.50 m. de espesor y comportarse con cuatro pasadas de un tractor tipo D-8, moviéndose con el motor acelerado para provocar vibraciones.

El espesor de los filtros deberá ser de tres a cuatro metros --

como mínimo; podrá utilizarse en ellos la arena fina removida -- de la cimentación, la cual será necesario probar si sirve para -- tal fin por medio de pruebas de permeabilidad, compactando el ma -- terial con las especificaciones Proctor; el coeficiente de permea -- bilidad deberá ser por lo menos cien veces mayor que el del cora -- zón impermeable.

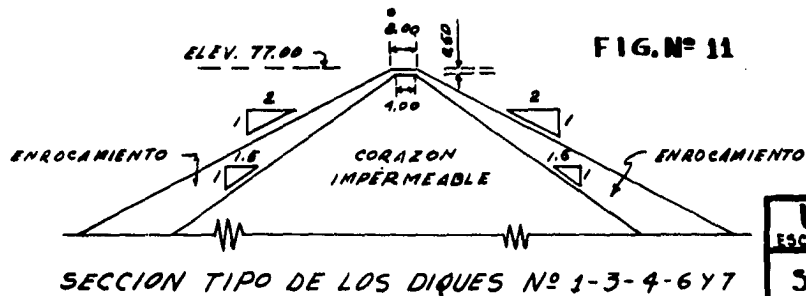
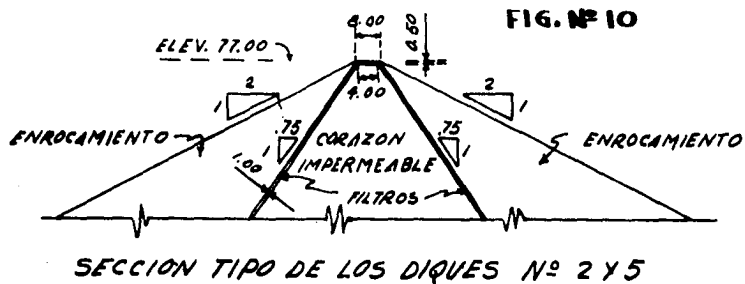
La capa de enrocamiento para protección de las secciones de gra -- va y arena de la cortina tendrá un espesor de tres metros y po -- drá obtenerse, como se ha hecho mención, en cualquiera de los -- afloramientos de roca sana de calizas de la región.

DIQUES.

Para cerrar el vaso hasta la cota 77 se hace necesario construir ocho diques, uno de los cuales será el vertedor de demasías. La localización de dichos diques se encuentra ilustrada en el plano N° 2.

El estudio del vertedor se hizo en capítulo aparte. Los siete diques restantes se proyectaron de tierra, por ser el material de más fácil adquisición y por no existir condiciones de cimentación que nos impida hacerlo. Las secciones de los diques, dadas las pequeñas alturas, se proyectaron basándose en anteriores experiencias. Se proyectaron dos tipos de secciones, según se muestra en las figuras Nos. 10 y 11, una para los diques 1, 3, 4, 6 y 7 y otra para los diques 2 y 5 que son los de mayor altura. En ambas secciones se ha suprimido la arena y la grava, por ser el material de más difícil adquisición y se ha aumentado el enrocamiento, pues los afloramientos de calizas son bastante frecuentes. Las características de los diques son las siguientes:

Dique N°	Altura máxima Mts.	Longitud corona. Mts.	Prof. limpia Mts.	Excavación limpia (M ³ .)	Volúmen. total (M ³).
1	0.50	23.00	1.00	200	300
2	14.	362.00	2.00	31,800	160,150
3	9.	80.00	1.50	3,405	15,390
4	9.	64.00	1.50	3,225	12,365
5	22.	100.00	2.00	10,200	61,685
6	8.	72.00	1.50	2,400	8,240
7	4.50	71.00	1.50	2,175	5,645



U. N. A. M. ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS	
SECCIONES DE LOS DIQUES.	
TESIS PROFESIONAL JUAN MANUEL SANCHO G.	DICIEMBRE, 1954 FIGURAS Nº 10 Y 11

OBRA DE DESVIO.

Generalidades.- Para efectuar las obras de cimentación y Parte de la cortina que se encuentra en el lecho del río, se hace necesario desviar las aguas para poder trabajar en seco. Los trabajos que se efectúan para lograr ese fin constituyen la obra de desvío.

Puede efectuarse la desviación en diferentes formas según las características de escurrimiento del río y la topografía del terreno; podrá hacerse por un canal o túnel y, además, será necesario construir una obstrucción provisional, cortina pequeña que en muchas ocasiones formará parte posteriormente de la cortina - alcanzándose así una economía considerable. Estas pequeñas cortinas reciben el nombre de ataguías.

La correcta elección de la obra de desvío es de primera importancia, pues un fracaso en las ataguías no sólo destruiría las obras efectuadas sino que pondría en eminente peligro la vida de los trabajadores en el cauce del río, destruiría la maquinaria, etc.

El gasto por desviar depende de la duración de las obras y del régimen del río. De la duración de las obras porque éstas podrán hacerse en un estiaje o bien tardar un año o más, o podrán construirse en dos estiajes dejando pasar el agua por el río en la época de avenidas destruyendo las ataguías, etc. etc. Depende -- del régimen del río porque éste puede ser muy irregular y nece -

sitarse por lo tanto un alto coeficiente de seguridad, pudiendo presentarse grandes avenidas o por el contrario presentar un escurrimiento más uniforme.

Según estos dos aspectos deberá calcularse el gasto máximo por desviar ya sea por tajo o túnel y la altura necesaria de las ataguías. Sin embargo, puede ocurrir la conveniencia en los casos - de que las posibilidades de una gran avenida sean pocas y que, - en caso de presentarse, sus consecuencias no sean fatales, que - se proyecten las ataguías con una parte vertedora por donde las aguas de la avenida inundarían la zona en donde se efectúan los trabajos, aguas que después habría que extraer por bombeo. .

El bombeo para mantener en seco la zona entre las ataguías es de gran importancia cuando la filtración bajo las mismas es con siderable y se hace necesario abatir el gradiente. Dicho bombeo debe ser constante y deberá tenerse la planta de bombeo por du - plicado pues cualquier descompostura podría acarrear grandes da - ños.

Planeación y cálculos.- En el caso que nos ocupa, el río co - rre en el extremo derecho de la boquilla presentando dicha mar - gen un talud considerablemente más escarpado que la margen iz -- quierda, descargándose por consiguiente los mayores volúmenes de construcción en ésta última margen. La obra de cimentación sobre el lecho del río y la construcción en el mismo hasta la altura - que ofreciere seguridad podrá hacerse durante un estiaje previen do un equipo de construcción adecuado, por lo que se proyectaron las ataguías y los túneles para el gasto de estiaje obteniéndose así una considerable economía.

Entendiendo por estiaje el período comprendido de Diciembre a Mayo inclusive, se tiene Para el período considerado un gasto - máximo de 250 M3./seg.

Aplicando a dicho gasto un coeficiente de seguridad de dos,-- se tendrá $Q = 500$ M3./seg., gasto con el cual calcularemos la -- obra de desvío.

Dada la topografía del terreno se juzgó conveniente perforar un túnel por no haber sitio indicado para la construcción de un canal económico. Dicho túnel se localizó en la margen derecha por necesitarse ahí una menor longitud que en la margen izquierda y que, naturalmente, será más económico.

Dado el carácter provisional de la obra se aceptó como máximo una velocidad del agua a través de los túneles de 7.50 metros - por segundo, la que, considerando como gasto máximo $Q = 500$ Me - tros cúbicos por segundo, nos dá una area necesaria de 33 me -- tros cuadrados.

Esta area se puede obtener con uno o más túneles. Para la --- elección del número y diámetro de los túneles nos basamos en la facilidad y economía de la construcción, así como en la seguridad del túnel.

Para la determinación del diámetro hay que tener en cuenta - la economía y la facilidad en el método de construcción que a - su vez redundará también en economía.

El avance en la perforación está dado principalmente por el - tiempo de acarreo de la rezaga por lo cual es conveniente tener espacio suficiente para maniobrar. Al mismo tiempo un túnel de diámetro muy grande presenta inseguridad, dificultad en su conse-

trucción y gastos por concepto de obra falsa.

Con las anteriores consideraciones se optó por utilizar dos --
túneles de 6.50 metros y no uno de mayor diámetro. Para calcular
su eficacia se tienen los siguientes datos:

Gasto máximo de estiaje $Q = 500 \text{ M}^3/\text{seg.}$

Coefficiente de rugosidad $N = 0.015$

Diámetro del túnel $d = 6.50 \text{ m.}$

Número de túneles 2.

por lo tanto:

$$\text{Area } A = \frac{\pi d^2}{4} = 33 \text{ M}^2.$$

$$\text{Velocidad } v = Q/A = \frac{250}{33} = 7.58 \text{ m/seg.}$$

$$\text{Radio Hidráulico } r = d/4 = 6.50/4 = 1.625 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 1.38$$

Por la fórmula de Manning se tiene:

$$S^{1/4} = vn/r^{2/3} = 7.58 \times 0.015/1.38 = 0.082 \therefore S = 0.0064$$

Pérdidas.- Se tienen tres pérdidas principales: por entrada,--
por salida y por fricción. Las pérdidas de fricción vienen dadas
por la pendiente hidráulica obtenida $S = 0.0064$. Las pérdidas por
entrada y salida se obtendrán de la ecuación:

$$h_f = k_1 v^2 / 2g. \quad v^2 / 2g = \frac{7.58^2}{2 \times 9.81} = 2.92$$

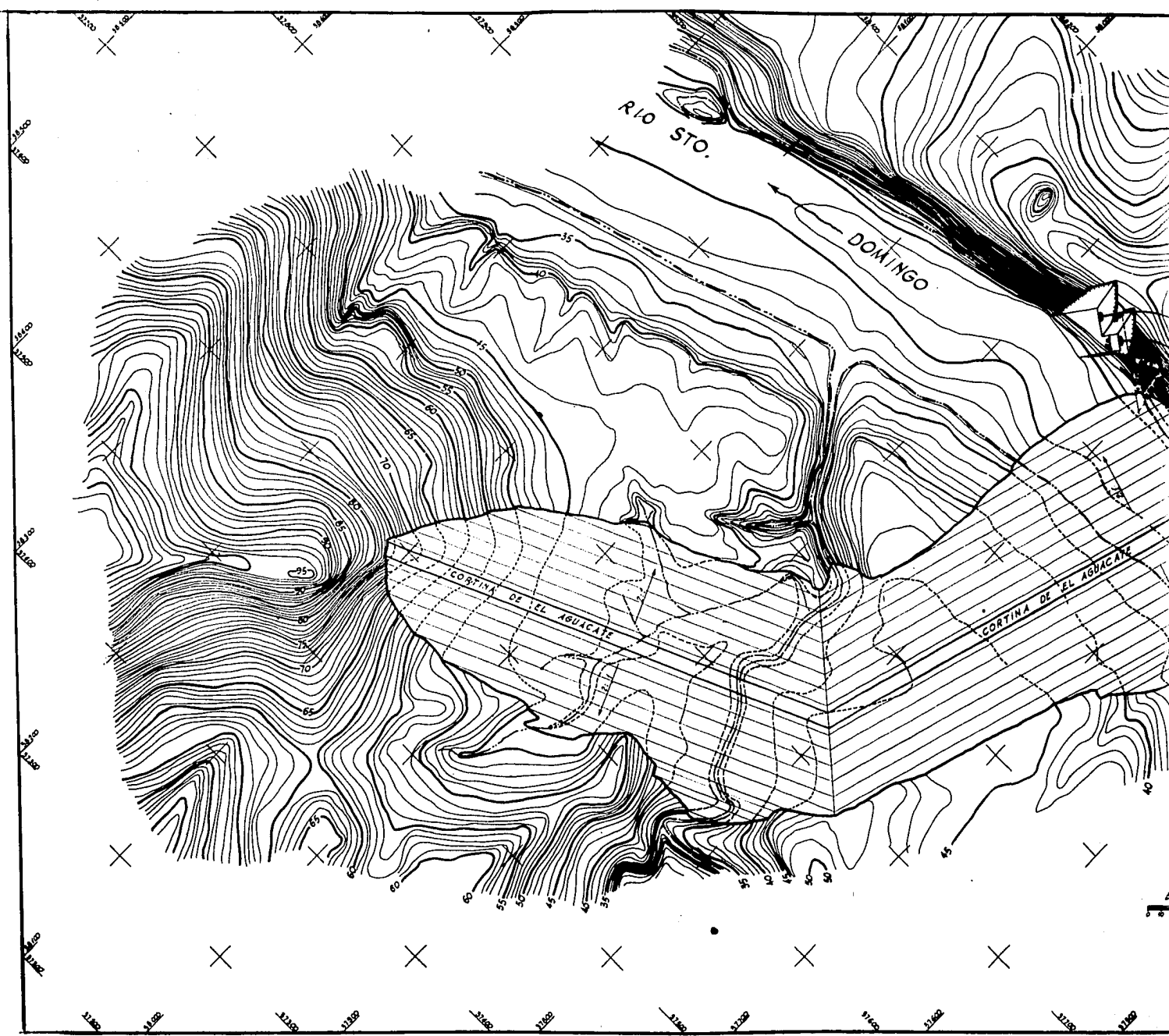
$$k_1 = 0.5 \quad k_2 = 0.845 \quad (\text{Handbook of Hydraulic's de King.})$$

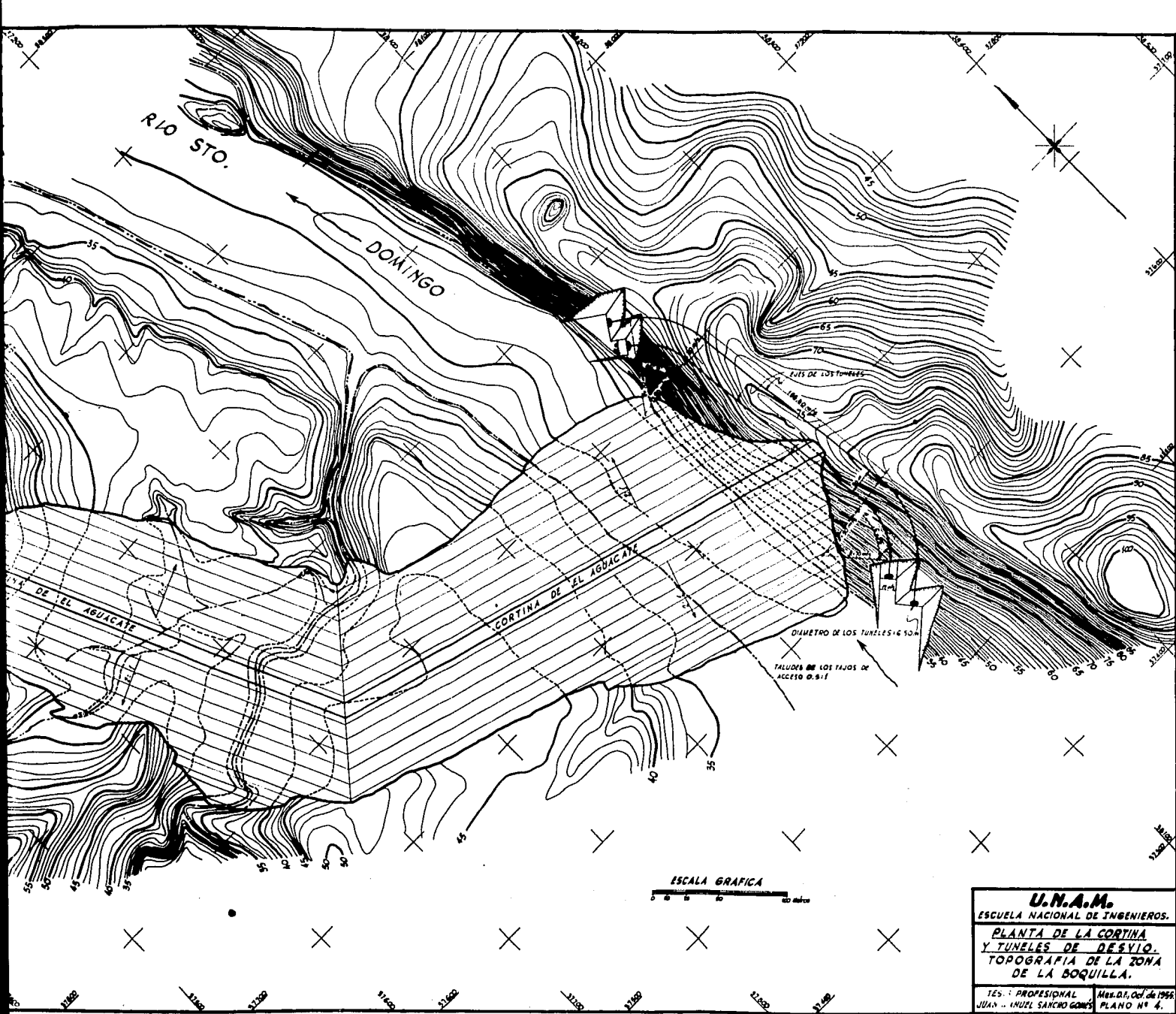
$$h_1 = 0.5 \times 2.92 = 1.46 \text{ m.}$$

$$h_2 = 0.845 \times 2.92 = 2.47 \text{ m.}$$

Las pérdidas por entrada y salida serán pues de 3.93 m.

Longitud del túnel.- El trazo de los túneles, se encuentra en
planta, en el plano N° 4 donde puede calcularse su longitud. Pa-





U.N.A.M.
 ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.
**PLANTA DE LA CORTINA
 Y TUNELES DE DESVIO.**
 TOPOGRAFIA DE LA ZONA
 DE LA BOQUILLA.

TES.: PROFESIONAL
 JUAN - ANSEL SANCHO GONZ
 MAR. DE OCT. DE 1999
 PLANO N° 4.

ra efectos del cálculo consideraremos la longitud del túnel mayor que es el caso más desfavorable; se tiene:

$$l = 334.09 \text{ m.}$$

Las pérdidas por fricción serán:

$$h_f = Sl = 0.0064 \times 334.09 = 2.07 \text{ m.}$$

La pérdida total será pues:

$$h_t = h_1 + h_2 + h_3 = 6.000 \text{ m.}$$

A la salida del túnel las aguas del río alcanzan en estiaje - la cota máxima de 35 m.s.n.m. El nivel a la entrada deberá ser - el de esta cota más las pérdidas: $35 + 6 = 41$ m.s.n.m. que será el nivel de aguas máximas en el estiaje a la entrada del túnel. Dejando un bordo libre para la atagüa de entrada de 2 m. quedará la corona a la cota 43. Dicha corona tendrá un ancho de seis metros y quedará como berma para facilitar el acceso a las obras - durante la construcción de la cortina.

Los tajos de acceso a los túneles tendrán un talud de 0.5:1 y el mínimo techo recomendable para los túneles tendrá un espesor de tres veces su diámetro (19.5 m.). Irá recubierto en su interior de concreto armado con un espesor no menor de 30 cm.

OBRA DE EXCEDENCIAS.

Generalidades.- La obra de excedencias es aquella que tiene como fin desalojar el agua sobrante en el vaso para que el nivel de embalse no sobrepase el fijado previamente.

En el caso de una presa de tierra tiene aún mayor importancia, pues una sobreelevación de las aguas podría hacerlas verter por sobre la cortina, ocasionando ello su destrucción que sería de fatales consecuencias.

Los vertedores pueden ser, en términos generales, de dos tipos: vertedores de cresta libre y vertedores con compuertas, que pueden trabajar libres o ahogadas, accionadas mediante un mecanismo elevador, generalmente automático.

La elección del tipo que deberá usarse depende de varias circunstancias:

Para un aprovechamiento hidroeléctrico es de suma importancia obtener la mayor carga posible pues ésta está en razón directa con la energía potencial por convertir; un vertedor de cresta libre necesita tener cierta carga sobre la cresta, para que por él escurra el gasto máximo para el que se proyecta, por lo que las aguas empezarán a verter a un nivel inferior, para la misma altura de cortina, que en el caso de un vertedor con compuertas; será por ello preferible para la generación de energía, en términos generales, el vertedor con compuertas. Para una obra de riego habrá que hacer el estudio económico ya que si por un lado el de compuerta permita un mayor almacenamiento, por otro el costo de

ellas es considerable. Si la presa es una obra de defensa habrá que procurar que el vertedor ofrezca la mayor seguridad posible y más si el vaso es de escasa capacidad respecto a las avenidas del río. Habrá pues un sinnúmero de condiciones que nos llevarán a determinar el tipo más conveniente de vertedor.

Planeación del vertedor.- En el vaso de El Aguacate, en la región correspondiente al dique N° 8 el material predominante está formado por rocas calizas, lo que sugiere la conveniencia de construirlo de sección gravedad ya que el terreno tiene la resistencia suficiente para resistir los esfuerzos de una sección de este tipo y la misma roca caliza servirá de material para su construcción.

Dadas las características anteriores y la gran longitud del dique (500 m.) se juzgó conveniente localizar aquí el vertedor de demasías.

Por la lejanía en que se encuentra con respecto a las demás obras se proyectará como vertedor de cresta libre pues una descompostura en el mecanismo de compuertas sería fatal, especialmente considerando la pequeña capacidad del vaso en donde las avenidas producirán elevaciones de nivel muy rápidas, además de que, dada la gran longitud, la carga necesaria para que fluya el gasto de avenida es pequeña. Otra ventaja es la economía pues, teniéndose que construir de todas formas un dique de gravedad, el sobre costo es muy pequeño.

Diseño del perfil.- Para calcular el perfil se tienen los siguientes datos:

$$\text{Gasto máximo} = 5,000 \text{ M}^3/\text{seg.} \quad l = 500 \text{ m.} \quad C = 2$$

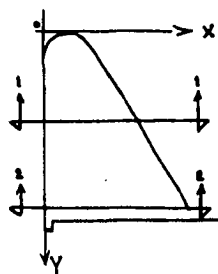
Cálculo del tirante sobre el vertedor:

$$Q = C_1 H^{3/2} \quad \therefore H^{3/2} = Q/C_1 = 5,000/2 \times 500 = 5$$

$$H = 5^{2/3} \approx 2.93 \quad \therefore H \approx 3 \text{ m.}$$

Para obtener el perfil se hizo uso de la tabla del " Hydroelectric Handbook " de Creager (Página 362) de donde se obtuvieron las siguientes coordenadas:

X	Y	
	Int.	Ext.
0.0	0.378	- 2.493
0.3	0.108	- 2.409
0.6	0.121	- 2.316
0.9	0.000	- 2.220
1.2	0.021	- 2.206
1.8	0.189	- 1.860
2.4	0.459	- 1.533
3.0	0.801	- 1.140
3.6	1.23	- 0.657
4.2	1.77	- 0.090
5.1	2.76	- 0.915
6.0	3.93	2.079
7.5	6.30	4.500
9.0	9.33	7.500
10.5	12.78	10.980
12.0	16.83	15.000
13.5	21.45	19.620



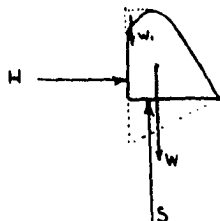
De proyectarse la sección con las coordenadas de la tabla, pue-

de preverse, basados en experiencias anteriores, que fallará - por lo que, antes de revisar la sección modificaremos el talud suponiendo que será de 0.7:1 y revisándola a continuación.

Revisión de la sección.- Se revisarán dos secciones: la 1-1, a la mitad de la altura del vertedor (15.50 m.) medido desde el delantal y que corresponde a la cota 63.75 m.s.n.m. y la 2-2, - en la parte superior del delantal y a la cota 56 m.s.n.m.

Sección 1-1:

Haciendo el diagrama de cuerpo libre se tiene, indicando las fuerzas que intervienen:



Cálculo de \bar{X} y \bar{Y} :

Sección	Base media	h	Area	Brazo	Momento.
1	7.57	1	7.57	0.50	3.78
2	7.62	1	7.62	1.50	11.45
3	7.21	1	7.21	2.50	18.02
4	6.52	1	6.52	3.50	22.80
5	5.57	1	5.57	4.50	25.00
6	4.39	1	4.39	5.50	24.10
7	3.02	1	3.02	6.46	19.50
8	1.60	1	1.60	7.43	11.90
9	0.45	0.59	0.45	8.20	2.46

$$\bar{X} = \text{Suma de momentos} / \text{Suma de areas} = 136.77 / 43.76 = 3.13 \text{ m.}$$

Sección	Base media	h	Area	Brazo	Momento.
1	-	0.82	1.70	0.48	0.82
2	3.53	1	3.53	1.32	4.65
3	4.63	1	4.63	2.32	10.75
4	5.47	1	5.47	3.32	18.10
5	6.20	1	6.20	4.32	26.75
6	6.90	1	6.90	5.32	36.80
7	7.60	1	7.60	6.32	48.00
8	8.27	1	8.27	7.32	60.20
			<u>44.30</u>		<u>206.07</u>

$$\bar{Y} = 206.07 / 44.30 = 4.65 \text{ m.}$$

$$\text{Area} = \frac{44.30 + 43.76}{2} = 44.03 \quad \text{vol.} = 44.03 \text{ M}^3.$$

Supongamos peso volumétrico = 2,100 Kg./M³.

$$W = 44.03 \times 2,100 = 92,500 \text{ Kg.} \quad W_1 = \text{despreciable.}$$

H:

$$h = 10.75$$

$$H_{\text{max}} = 10.75 \times 1,000 = 10,750 \text{ Kg./M}^2.$$

$$H = 10.75 \times 10,750 / 2 = 57,800 \text{ Kg.}$$



Subpresión:

$$c = 0.6$$

$$w h = 10,750 \text{ Kg./M}^2.$$

$$c w h = 6,450$$

$$S = 6,450 \times 8.60 / 2 = 27,700 \text{ Kg.}$$

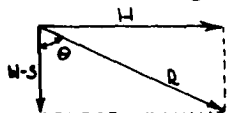
$$\Sigma M_0; W a + H b = R d$$

$$a = 3.13 - \frac{8.60}{3} = 0.26$$

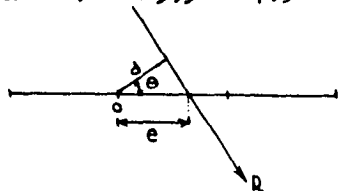
$$b = 10.73 / 3 = 3.25$$

$$\therefore 92,500 \times 0.26 + 57,800 \times 3.25 = R d$$

$$R_d = 211,000 \text{ Kgm.}$$



$$R^2 = 4,180 + 3,320 = 7,500 \quad \therefore R = 86,300 \text{ Kg.}$$



$$W - S = 64,500 = 64.5 \text{ Ton.}$$

$$H = 57,500 = 57.5 \text{ Ton.}$$

$$\cos \theta = \frac{W-S}{R} = 64.5/86.3 = 0.748$$

$$\cos \theta = d/e \quad \therefore e = d/0.748$$

$$d = M/R = 211,000/86,300 = 2.44 \quad \therefore$$

$$e = 2.44/0.748 = 3.27$$

$1/3 b = 2.87$ por lo que la resultante saldría del tercio medio.

Para remediarlo se pondrán drenes verticales que disminuirán la subpresión (véase plano Nº 5), entonces se tendrá:

$$C = 0.3 \quad w h = 10,750 \quad C w h = 3,225 \quad S = 13,550 \text{ Kg.}$$

$$W - S = 78.65 \text{ Ton.} \quad H = 57.5 \text{ Ton.}, \quad R^2 = 6,200 + 3320 = 9520$$

$$\therefore R = 97,200 \text{ Kg.}$$

$$\cos \theta = 78.65/97.20 = 0.808 \quad e = 211,000/97,200 \times 0.748 = 2.89 \checkmark$$

Deslizamiento:

$$\mu = 0.75 \quad F_h/F_v = 57.5/78.65 \quad 0.738 \checkmark$$

Esfuerzo máximo:

$$f = F_v / T (1 + 6e/T) = 78.65/8.6 (1 + 6 \times 2.89/8.6) = 2.7 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{max} = f \operatorname{csc}^2 \theta \quad \operatorname{csc} \theta = 1.218/1 = 1.218 \quad \operatorname{csc}^2 \theta = 1.49$$

$$\sigma_{max} = 2.7 \times 1.49 = 4.02 \text{ Kg./cm}^2.$$

Sección 2-2:

$$\bar{Y} = 31.20/22.60 \times 7.75/3 = 3.57$$

$$\bar{X} = 5.68$$

$$Vol = \left(\frac{14 + 8.60}{2} \right) 7.75 = 87.5 \text{ M}^3.$$

$$W = 87.3 \times 2,100 = 183,000 \text{ Kg}$$

$$W = 87.3 \times 2,100 = 183,000 \text{ Kg.}$$

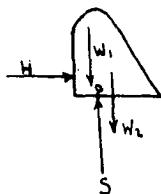
$$183,000 + 92,500 = 275,500 \text{ Kg.}$$

Subpresión:

$$C = 0.3 \quad w h = 18,500 \text{ Kg.} \quad C w h = 5,550 \text{ Kg.}$$

$$S = 5,550 \times 14/2 = 38,850 \text{ Kg.}$$

$$H = 18,500 \times 18.50/2 = 171,000 \text{ Kg.}$$



$$\begin{aligned} \Sigma M_o &= W_1 \times 1.54 - H \times 6.17 - W_2 \times 1.01 \\ &= - 1.093,000 \text{ Kgm.} \end{aligned}$$

$$l = 14 \quad l/3 = 4.67 \quad \bar{x}_1 = 3.13$$

$$h = 18.50 \quad h/3 = 6.17 \quad \bar{x}_2 = 5.68$$

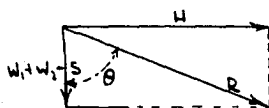
$$W_1 + W_2 = S \quad 236,650$$

$$R = \sqrt{56,000^2 + 29,300^2} = 291,000 \text{ Kg.}$$

$$\cos \theta = 236.650/291.000 = 0.815$$

$$d = 1093/291 = 3.76$$

$$e = 3.76/0.815 = 4.61 < 4.67 \quad \checkmark$$



Deslizamiento:

$$\Sigma F_u / \Sigma F_v = 171,000/236,650 = 0.725 < \mu \quad \checkmark$$

Esfuerzo máximo:

$$f = F_v / T \cdot (1 + 6e/T) = 236,650/14 \cdot (1 + 6 \times 4.61/14) = 5.02 \frac{\text{Kg.}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\max} = f \csc^2 \theta = 5.02 \times 1.49 = 7.5 \text{ Kg./cm}^2. \quad \checkmark$$

Aceptamos la sección dados los resultados obtenidos.

Diseño del delantal.— Para prevenir los efectos de la erosión que perjudicaría la base del vertedor y la parte aguas arriba de éste, dada la velocidad que llevará el agua, se calculó un delantal de concreto dentro del cual se producirá salto hidráulico con objeto de disipar la energía cinética del agua.

La elevación de la corona del vertedor es de 71.50 m.s.n.m. y la base de 56 m.s.n.m.

Calcularemos para diferentes gastos:

- a.- El tirante d_1 en la base del vertedor.
- b.- El tirante conjugado d_2 necesario para que se verifique el salto hidráulico.
- c.- El tirante d_c que existirá al terminar el delantal. Suponemos que este tirante es el crítico en la sección dada la topografía del terreno que baja continuamente y - que al final del delantal se construirá un pequeño vertedor.

Ejemplo:

Sea $Q = 5,000 \text{ M}^3/\text{seg.}$ $h = 74.50 - 56 = 18.50 \text{ m.}$

$V_1 = \sqrt{2gh} = 19.1 \text{ m/seg.}$ tomando $l = 1 \text{ m.}$ se tiene:

$q_1 = ClH^{3/2} = 2 \times 3^{3/2} = 10$ $d_1 = 10/19.1 = 0.523$

$d_2 = - d_1/2 + \sqrt{2V_1^2 d_1/g + d_1^2/4} = 5.94 \text{ m.}$

$d_c = \sqrt[3]{Q^2/g} = \sqrt[3]{100/9.81} = 2.17 \text{ m.}$

Obtendremos, para diferentes gastos, los siguientes tirantes:

Q Avenida. M ³ /segdo.	d_1 m.	d_2 m.	d_c m.
5,000	0.52	5.94	2.17
3,000	0.32	4.61	1.54
2,000	0.22	3.79	1.18
1,000	0.11	2.64	0.74

Expresado gráficamente se encuentra en la gráfica N° 11.

Se observa que, para cualquier gasto, el tirante necesario para que se forme el salto hidráulico perfecto es mayor que el que se tiene realmente, de lo que se desprende la conveniencia

de elevar el tirante en el delantal.

Máxima sobre elevación: $5.94 - 2.17 = 3.77$ m.

Mínima sobre elevación: $= 0$

Para forzar a que para cualquier gasto que pueda causar erosión, el salto se forme al pie del vertedor se recomienda una pendiente de 1:4. Se tiene por lo tanto:

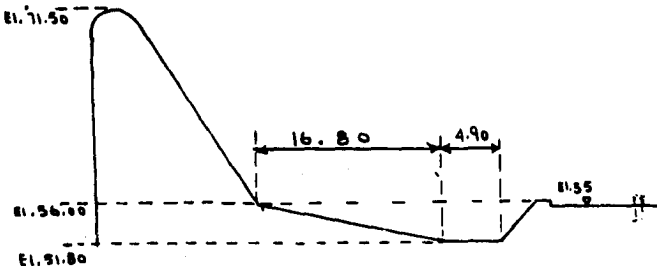
$$1/4 = 3.77/1 \quad \therefore \quad 1 = 15.08 \text{ m.}$$

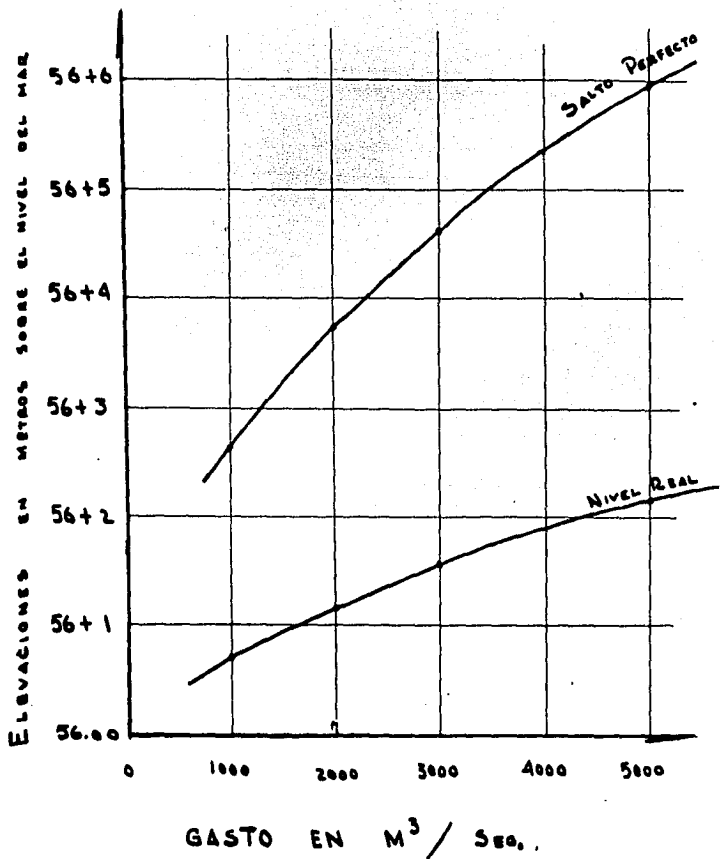
Igualmente se recomienda una longitud para el delantal no menor de cuatro veces la altura del salto. Por lo tanto se tiene:

$$L = 5.42 \times 4 = 21.68 \quad 21.68 - 15.08 = 6.60 \text{ m.}$$

Los últimos 6.60 m. irán pues a la cota mínima de 52.23 m.s. n.m.

Sin embargo, el tirante máximo de 3.77 m. se ha calculado con base en una altura ideal, estrictamente hablando, pues la altura debe medirse desde el nivel de embalse (nivel de aguas máximas extraordinarias para el caso de la máxima avenida) hasta la profundidad máxima menos el tirante d_1 ; se ha considerado -- caída libre, despreciando la fricción, lo cual nos pone del lado de la seguridad. Después de diferentes tanteos encontramos -- como la sección definitiva la que se muestra en el esquema:





GRAFICA N° 11

En el plano N° 5 se muestra en detalle el vertedor.

En dicho plano puede observarse que, los quinientos metros -- del vertedor, cubren dos puertos, en uno la cresta es de 350 m. y en el otro de los restantes 150 m. En el puerto de menor longitud el terreno se encuentra a la elevación de 62 m.s.n.m., -- lo que hace que el salto hidráulico se efectúe en diferentes -- condiciones; para proyectar el delantal Para este segundo caso se tiene:

Supongamos que el fondo del tanque amortiguador se encuentra a 58 m.s.n.m. y $d_1 = 0.60$ m.

$$h = 74.50 - 58.00 - 0.60 = 15.90$$

$$v = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \times 9.81 \times 15.90} = 17.65$$

$$d_1 = 10/17.65 = 0.559 \checkmark \quad d_2 = -0.280 + \sqrt{\frac{2 \times 17.65^2 \times 0.560}{9.81} + \frac{0.559^2}{4}} = 5.70$$

$$d_2 = 2.17 \quad (62 + 2.17) - (58.00 + 0.559) = d_2$$

$$d_2 = 64.17 - 58.56 = 5.61 \checkmark$$

La longitud del colchón será:

$$l = 4 \times 5.10 = 20.40 \quad 20.40 - 14.12 = 6.28 \text{ m.}$$

$$L = 3.53 \times 4 = 14.12 \text{ m.}$$

CRESTA SECCION NO VERTEDORA
EL. 77.00

EL. 74.50 (N.A.M.E.)

EL. 71.50

FAMILIA CUADRICULADA - VARIILLAS DE 1/4" A 3/8" C.A.C.

INCLAS DE 3/4" # 4 POR 1.50 MIA DISPUESTAS EN CUADRICULA DE 1.50 x 1.50

MAMPOSTERIA JUNTEADA CON MORTERO DE CEMENTO

ROCA ACOMODADA EN CAPAS DE 50 CMS. CON VICIADO DE MORTERO

PERFIL SECCION NO VERTEDORA.

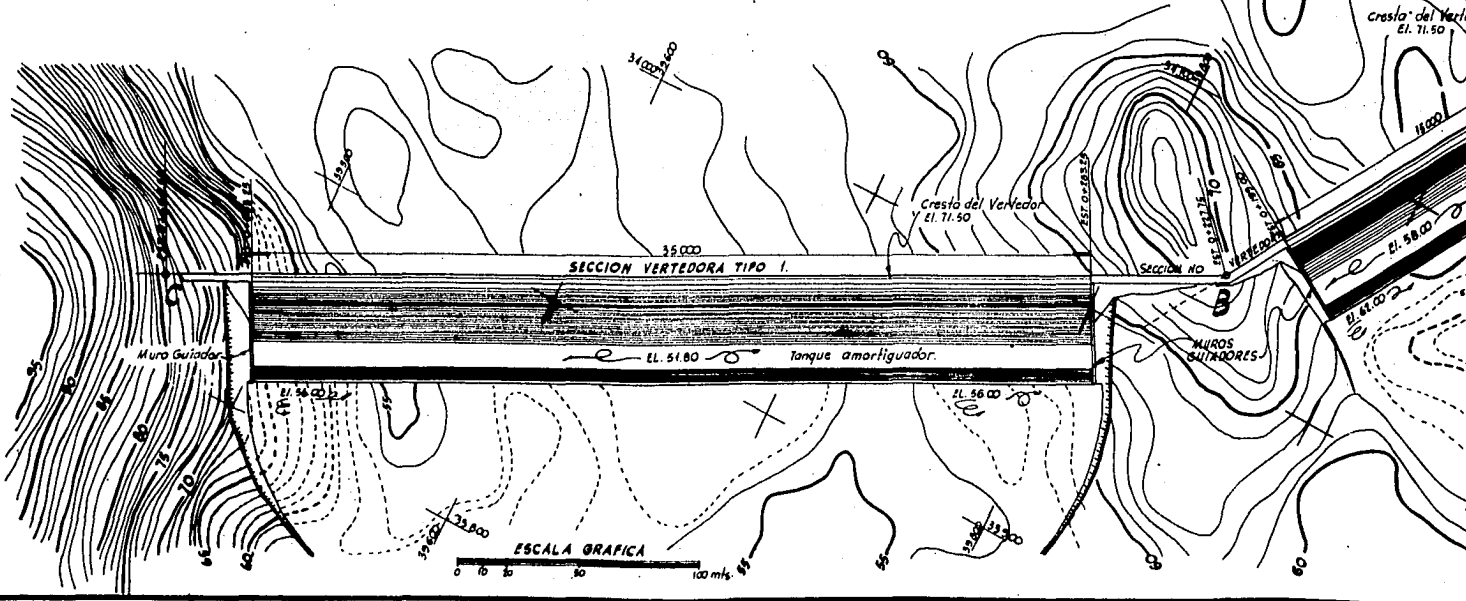
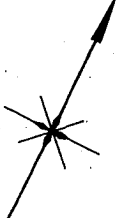
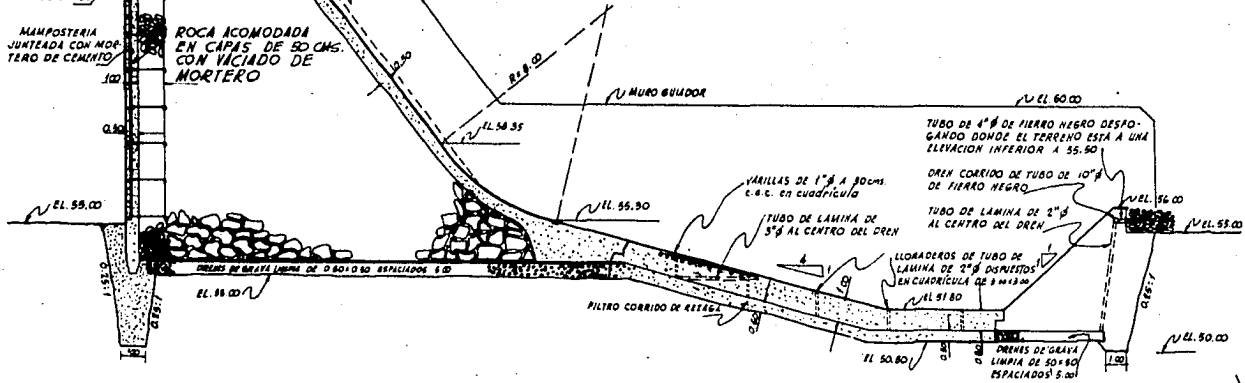
EL. 67.00 TERMINA EL PERFIL CREAGER

SECCION VERTEDORA TIPO I

ESCALA GRAFICA



COORDENADAS	
VERTICE	X
A	39 962
B	39 844
C	39 452

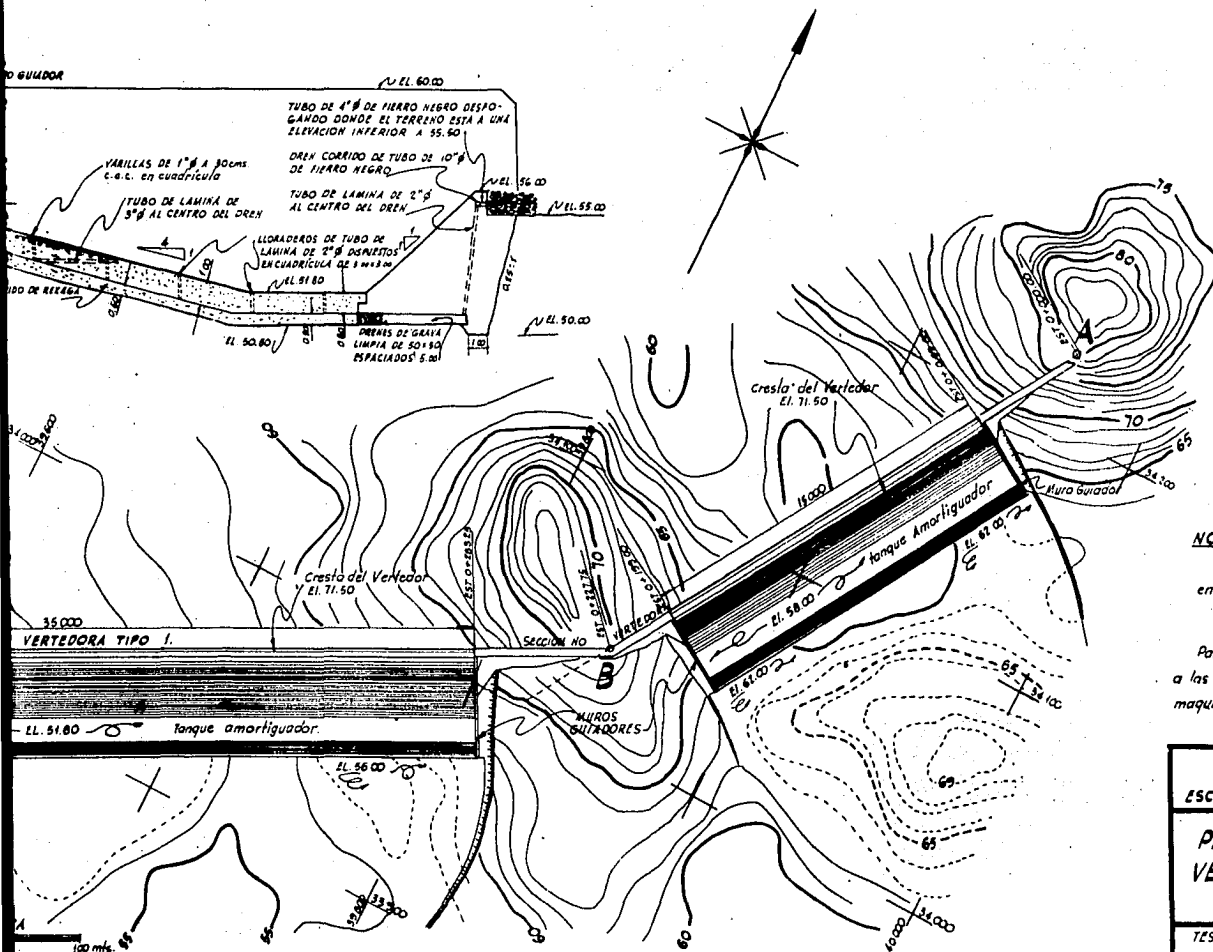


VERTEDORA TIPO I

COORDENADAS		
VERTICE	X	Y
A	39 962.5	34 232.0
B	39 844.0	34 037.5
C	39 452.5	35 855.0

CANTIDADES ESTIMADAS	
Excavación para cimentación	106 600
Excavación para aberturas	10 650
Roca acopiada y con mortero	65 200
Alampostería, juntaada	7 950
Materia para filtros	5 740
Concreto simple	15 650
Concreto armado	19 580

ESCALA GRAFICA



NOTA:

Todas las elevaciones están dadas en Metros Sobre el Nivel del Mar.
Las acotaciones están dadas en metros

Para referir las elevaciones de este plano, a las de los bancos de nivel de la casa de maquinas de Temascal, rélesese 1.15 metros.

U.N.A.M.
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.

PRESA DE "EL AGUACATE"
VERTEDOR DE DEMASIAS.
CORTE Y PLANTA.

TESIS PROFESIONAL Mex.Df., Junio de 1955.
JUAN MANUEL SANCHEZ GOMEZ PLANO N° 5.

VOLUMENES MENSUALES ESCURRIDOS EN EL RÍO SANTA DOMINGO EN EL PERÍODO 1915 A 1953 ESTIMADO POR COMPARACION CON LOS ESCURRIMIENTOS DEL RÍO BLANCO.

Año	1915	1916	1917	1918	1919	1920	1921
E	285	198	138	183	183	570	318
F	138	170	67	86	105	285	148
M	160	160	96	86	86	212	170
A	105	105	49	67	77	118	118
M	96	118	96	77	67	160	150
J	129	170	223	1140	490	865	330
J	1090	370	1030	945	1140	1050	1090
A	865	1075	1290	1060	825	930	1060
S	1335	1405	805	960	920	900	1170
O	1090	1085	640	570	1030	705	970
N	600	560	550	348	960	590	655
D	360	308	297	260	1075	460	460
Res. Anual	6255	5724	5281	5782	6958	6845	6689

Año	1922	1923	1924	1925	1926	1927	1928
E	170	570	212	260	250	430	273
F	170	380	170	129	118	273	198
M	118	600	160	129	150	118	96
A	77	150	77	77	212	86	118
M	86	170	86	86	223	67	67
J	318	430	118	780	655	348	105
J	285	825	805	1130	1250	1345	740
A	360	460	770	640	1010	1320	330
S	890	490	945	1010	1560	1620	1040
O	825	755	890	755	1620	1205	755
N	600	610	480	450	1030	590	815
D	530	380	318	348	480	370	410
Res. Anual	4429	5820	5031	5794	8558	7772	5147

Año	1929	1930	1931	1932
E	235	460	105	380
F	96	105	67	223
M	96	96	49	160
A	160	49	105	105
M	57	96	86	96
J	390	580	805	560
J	1060	1150	1425	770
A	865	730	1945	1105
S	1645	785	1770	1345
O	945	1350	1630	1485
N	920	740	1010	850
D	945	285	540	510
Res. Anual	7414	6346	9537	7589

VOLUMENES EN MILLO-
NES DE METROS CUBICOS.

U. N. A. M.
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.
VOLUMENES MENSUALES ESCURRIDOS EN EL RÍO SANTA DOMINGO EN EL PERÍODO 1915-1953.
TRABAJO PREPARADO POR
JOHN MANUEL SANCHEZ TABLA N° 1

CAPACIDAD DE GENERACION.

Como anteriormente se expuso, el objeto de derivar las aguas hacia el vaso de Temascal es el aprovecharlas en la central hidroeléctrica de este nombre.

La generación adicional que estas aguas producirán es la siguiente:

Se tiene que: $KW = 9.8 Qh\rho$

en donde: KW = Potencia en kilowats.

Q = Gasto medio del río Santo Domingo vertido en Temascal.

h = Carga media estática en Temascal.

ρ = Eficiencia de la conducción.

El gasto medio se consideró en el período 1948 a 1953 que es, considerando que sólo se aprovechará el 92.4%:

$$Q = 166 \times 0.924 = 153 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$h = 48.66 \text{ m.}$$

$$\rho = 80\%$$

Se tiene por lo tanto:

$$KW = 9.8 \times 153.5 \times 48.66 \times 0.80 = 58,200$$

Y la potencia será:

$$P = 58,200 \times 8,760 = 510 \times 10^6 \text{ KWh.}$$

Se producirán pues 510×10^6 KWh en un año medio.

SITUACION DE LOS CAMPAMENTOS.

Para la planeación de toda presa es de gran importancia incluir el sitio en donde deberán construirse los campamentos. Estos son de dos tipos, uno que podría llamarse de trabajo y en donde se situarán todo género de maquinaria, almacenes, taller mecánico para la instalación de la maquinaria, taller de carpintería, etc. Los almacenes son indispensables si consideramos la gran cantidad de piezas de repuesto, materiales de construcción, explosivos, etc. que debe haber en una obra de este tipo y, por lo que toca a los talleres, será un considerable ahorro de tiempo y dinero al efectuar toda reparación, ajuste, lubricación y construcción de piezas y máquinas en la misma obra así como la construcción de obra falsa y no tener que transportar hasta poblados que pueden estar a gran distancia y que pueden no contar con los talleres necesarios los materiales mencionados.

Ese campamento deberá estar situado lo más cerca posible del sitio de las obras sin que se encuentre en peligro de inundación, y, de ser posible fuera del vaso de almacenamiento para que, al llenarse éste, no quede destruido. En dicho campamento, además de los locales provisionales para los efectos de la construcción deberán construirse otros permanentes y que servirán posteriormente para la operación y cuidado de la obra terminada.

Será además necesario proveer al campamento de servicios tales como energía eléctrica, para mover los motores y alumbrado;

abastecimiento de agua para la preparación de concreto, humedad conveniente de los materiales, refrigerantes, uso de los obreros, etc., instalación de aire comprimido para el inyectado y multitud de maquinaria; teléfono para comunicarse a través de toda la obra, al campamento-habitación, etc. etc.

El otro tipo de campamento es el campamento-habitación en el cual deberá alojarse todo el personal de la obra, con sus familias, así como la población parásita que atenderá tiendas de comestibles, restaurantes, tiendas de ropa, etc. Es sumamente difícil que en un poblado suficientemente próximo exista alojamiento para toda esta gente, por lo que habrá que construir el campamento; es conveniente construirlo en un sitio lejano al ruido y molestias de la obra y que fuese perjudicial para los obreros, por otro lado esta distancia no debe ser tan grande que constituya un problema el trasladarse de un campamento a otro; en general una distancia de tres a diez kilómetros parece ser la más conveniente.

El campamento-habitación debe estar provisto de medios de transporte tanto para transportarse al campamento de trabajo como al poblado cercano; deberá tener servicios tales como alumbrado eléctrico, agua potable, expulsión de aguas negras y de lluvia, toda clase de tiendas, hospitales, peluquerías, mercado, iglesia, escuela, gimnasio, sala de espectáculos, correos y telégrafos, ambulancia, policía, etc.

En el caso que nos ocupa existe en la margen izquierda del río y a unos seis kilómetros del sitio de la boquilla, a un lado del camino que va de Tuxtepec a Ojitlán pasando por El Agua-

cate, una llanura en que se encuentran instalados actualmente y a corta distancia dos campamentos, el uno de la Constructora El Aguila y el otro de la Comisión Federal de Electricidad construidos cuando se efectuaron los levantamientos topográficos terrestres y geológicos en la región. Dichos campamentos podrían utilizarse mediante adaptaciones y ampliaciones, para el campamento-habitación ya que se encuentra en un buen sitio, a correcta distancia de la cortina y con una vía de comunicación en buenas condiciones que es el camino a Ojitlán.

En cuanto al campamento de trabajo o construcción deberá situarse en la margen izquierda para no tener que cruzar el río al ir de campamento a campamento y quedar en la misma margen en que pasa el camino a Ojitlán; además el acceso al río es más fácil por esta margen ya que, como se dijo, el talud es menos escarpado. Deberá construirse, además, arriba de la cota 77 que es la de la corona y lo más cercano a ésta posible.

ANTEPRESUPUESTO.

El costo calculado de las obras en estudios será como sigue:

CONCEPTO	Unidad	Cantidad	Precio Unitario.	COSTO.
<u>Cortina.</u>				
Desmonte y desenraice	Ha	9.071	2,500	22,678
Limpia de terreno.	M3.	272,500	5	1.362,500
Excavación para dentellón de arcilla.	M3.	425,000	10	4.250,000
Excavación para dentellón de concreto.	M3.	4,860	70	340,200
Dentellón de arcilla.	M3.	242,735	10	2.427,350
Dantellón de concreto.	M3.	3,240	200	648,000
Corazón de arcilla.	M3.	797,830	10	7.978,300
Grava y arena.	M3.	1.263,050	10	12.630,500
Enrocamiento de protección.	M3.	275,575	15	4.133,625
<u>Obra de desvío.</u>				
Excavación en portales de entrada y salida de túneles.	M3.	71,540	20	1.430,800
Excavación en túneles	M3.	27,800	200	5.560,000

CONCEPTO.	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	COSTOS.
Revestimiento en túneles.	M3.	5,800	500	2.900,000
<u>Diques.</u>				
Desmonte y desenraice	Ha	2.867	2,500	7,166
Limpia de terreno	M3.	53,405	5	267,025
Corazón Impermeable.	M3.	94,880	10	948,800
Enrocamiento.	M3.	156,460	15	2.346,900
Filtros.	M3.	12,435	15	186,525
<u>Vertedor.</u>				
Desmonte y desenraice	Ha.	4.275	2,500	10,688
Limpia de terreno.	M3.	106,600	5	533,000
Excavación p/dentellón	M3.	10,650	70	745,500
Roca acomodada y con mortero.	M3.	65,200	60	3.912,000
Mampostería junteada	M3.	7,960	80	636,800
Material para filtros	M3.	5,740	15	86,100
Concreto simple.	M3.	13,650	200	2.730,000
Concreto armado.	M3.	19,380	500	9,690,000
<u>Tajo.</u>				
Excavación.	M3.	742,400	10	7.424,000
Inyectado y trabajos preparatorios.	-	-	-	5.000.000
				<hr/> 78.208,457
5% Imprevistos.....				<hr/> 3.910,423
TOTAL.....				<hr/> \$ 82.118,880

BIBLIOGRAFIA.

- DATOS TECNICOS Y ESTADISTICOS Comisión Federal de Elec-
tricidad.
- CONTROL DEL RIO PAPALOAPAN, PRE-
PARACION DEL PLAN DE ESTUDIOS
DEFINITIVOS Y PROGRAMA DE CONS-
TRUCCION DE LAS OBRAS. Ing. José S. Noriega.
- EL PAPALOAPAN, OBRA DEL PRESIDEN-
TE ALEMAN. Secretaría de Recursos -
Hidráulicos.
- PRESAS DE EMBALSE. José Luis Gómez Navarro.
- SALTOS DE AGUA. José Luis Gómez Navarro.
- HANDBOOK OF APPLIED HYDRAULICS. V. C. Davis.
- HANDBOOK OF HYDRAULICS. H.W. King.
- HYDROELECTRIC HANDBOOK W. P. Creager and J. D.
Justin.

ERRATA: La lámina La. que esta colocada atras de la página
No. 58, debe ir atrás de la página No. 15.