

No. Reg. 1960

TS

Clas. 627.44

F363 p

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO

E s c u e l a     d e     I n g e n i e r í a

- Proyecto de un Pequeño Almacenamiento para Riego (El Potrerito) en Acámbaro, Gto.

T E S I S

Que para obtener el título de :

I N G E N I E R O   C I V I L

p r e s e n t a :

GUILLERMO     FERNANDEZ     GONZALEZ

*Biblioteca Central*  
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO

Con cariño y afecto a mi madre:

Ma Pueblito González Vda. de Fernández.

A mis hermanos:

Consuelo, Ma. Cristina, Ma. de los Angeles y Alfonso.

Con afecto y cariño a mi esposa:

Ma. Rosario R. de Fernández y a mis hijos, Guillermo, Laura y Alejandrina.

A la Universidad Autónoma de Querétaro.

A mis Catedráticos:

Ing. Agustín M. Vega.

Ing. Joaquín Herrera López.

Ing. Fernando Osuna.

Ing. Enrique Martínez Romero.

Ing. Jesús Núñez Villarreal.

Ing. Rodolfo Magnus Galán.

Ing. Francisco Escamilla M.

En especial:

Ing. Juan Manuel Jaurena L.

Ing. Salvador Vázquez H.



ESCUELA DE  
INGENIERIA

*Universidad Autónoma de Querétaro*

AV. 16 DE SEPTIEMBRE OTE. 63

TELEFONO 2-00-22

Diciembre 14 de 1968.--

PASANTE SR. GUILLERMO FERNANDEZ GONZALEZ  
P R E S E N T E .--

En respuesta a su atenta Solicitud, relativa --  
al tema de su Tesis Profesional, me permito comunicar --  
a Ud. el que para tal efecto fué propuesto por el Sr.-- --  
Ing. Mario Alvarez Olmedo y aprobado por el Consejo -- --  
Técnico de esta Escuela. El Título de su Tesis Profesion  
nal será: " PROYECTO DE UN PEQUEÑO ALMACENAMIENTO PARA --  
RIEGO ( EL POTRERITO) EN ACAMBARO, GUANAJUATO". y deberá  
tratar en ella los siguientes puntos:

- I Estudios Preliminares y Estudio Socio-Económico.
- II Estudio Hidrológico
- III Diseño de la cortina
- IV Diseño del vertedor y canal de descarga
- V Diseño de la obra de toma
- VI Procedimientos de Construcción.
- VII Conclusiones
- VIII Bibliografía.

También hago de su conocimiento las disposicion  
es de nuestra Escuela, en el sentido de que, antes de --  
su Examen Profesional deberá cumplir el requisito del --



ESCUELA DE  
INGENIERIA

*Universidad Autónoma de Querétaro*

AV. 16 DE SEPTIEMBRE OTE. 63

TELEFONO 2-00-22

Diciembre 14 de 1968.-

Servicio Social Profesional y de que, el Presente Oficio se imprima en todos los ejemplares de su Tesis.

Atentamente.

" EDUCO EN LA VERDAD Y EN EL HONOR "

ING. CIV. FABEL BALLESTEROS JURADO.

DIRECTOR.

c.c.p. ING. MARIO ALVAREZ OLMEDO.

c.c.p. ESCUELA DE INGENIERIA. ARCHIVO.

## INTRODUCCION

Para el estudio y construcción de las presas de tierra para irrigación, de gran magnitud, son empleados métodos - técnicamente completos y precisos.

En obras pequeñas, de capacidad reducida cuyas cortinas no excedan a los 5 mtros. de altura, por lo general se usan procedimientos expeditos para su estudio y prácticos para su construcción, siendo mínima la técnica aplicada. Entre estas obras y las grandes, existen otras de magnitud intermedia a las que se les ha dado el nombre de "Pequeños Almacenamientos", que demandan el desarrollo de estudios tecnificados aunque no tan extensos como en el caso de presas de importancia.

El propósito del presente trabajo es el de exponer un procedimiento sencillo y adecuado para el estudio, proyecto y construcción de los Pequeños Almacenamientos, tratando de simplificar y uniformizar los diferentes estudios que se realizan para este tipo de obras, con las consideraciones convenientes que aseguran su buen funcionamiento.

Se ha definido como pequeños almacenamientos a todos aquellos aprovechamientos cuya cortina sea de tierra de sección homogénea y homogénea modificada, con altura igual o menor de 15 mtros. y cuya capacidad total no exceda de tres millones de metros cúbicos.

De ninguna manera este trabajo debe considerarse como completo; el tema se limita a generalizar algunos conceptos, en ampliar los conceptos que se tienen y en incluir las proposiciones que ayudarán al desarrollo del mismo.

CAPITULO I

*Estudios Preliminares:*

Los Estudios Preliminares que a continuación se exponen son recomendables para el diseño de un pequeño almacenamiento.

*I - I Generalidades.*

Se dá el nombre de estudios preliminares a todos aquellos que se efectúen con el objeto de determinar la factibilidad de una obra propuesta y si procede la ejecución de los estudios Definitivos.

El cuidado, esmero, conocimientos y criterio de las personas que intervengan en estos estudios, es de importancia básica, pues un estudio preliminar de una obra efectuado en forma errónea, puede hacer que no se ejecute ó cuando menos retarde su construcción con el consiguiente perjuicio de los interesados.

Los estudios preliminares comprenderán:

a).- *Visita de Inspección.*

b).- *Estudios Socio-Económicos.*

c).- *Estudios Técnicos.*

*Topográficos*

*Geológicos*

*Agrológicos de Gran Visión*

*Hidrológicos*

d).- *Anteproyecto y Conclusión.*

*I - 2 Visita de Inspección.*

Para el inicio del estudio de un aprovechamiento, debe efectuarse una visita de inspección al lugar de la obra, con el objeto de tener idea del proyecto; esto servirá para saber si es conveniente continuar con los estudios preliminares; ó si se concluye que el proyecto no es favorable, se suspenderá la continuación de los mismos, quedando asentado en un informe las causas de la decisión llevada a cabo. También puede suceder que en la visita de inspección, se determine que las características del aprovechamiento ameriten que de inmediato se desarrollen los Estudios Definitivos sin llevarse a cabo los Preliminares.

Se hará un recorrido por el sitio del aprovechamiento.

to y se recabarán todos los datos necesarios, los cuales se complementarán con la información que las personas del lugar proporcionen, con objeto de fijar la magnitud de los problemas del proyecto y estar en posibilidad de planear un programa de desarrollo, para la continuación de los estudios preliminares.

Los datos principales a recabar son:

- + Nombre del Proyecto
- + Nombre de la Población
- + Municipio
- + Caminos principales y de acceso al sitio: Kilometraje
- + Estaciones climatológicas e Hidrométricas cercanas
- + Obras de riego con que se cuenta en la actualidad.
- + Condiciones del sitio escogido para el aprovechamiento
- + Probable tipo de Cortina
- + Localización Probable del Vertedor y tipo del mismo
- + Posibilidades de un mejor sitio para el aprovechamiento
- + Aprovechamientos existentes dentro de la cuenca en estudio
- + Localización de la zona de Riego
- + Superficie de Riego actual y posible de incrementarse
- + Materiales Locales y Regionales
- + Prelocalización de los bancos de préstamo
- + Distancia de Acarreos
- + Lugar de Abastecimiento para cemento, fierro, caltabique, madera, tubería, etc.
- + Epoca del año en que puede laborarse
- + Sitio probable para el campamento
- + Otros datos que sean de interés para el conocimiento del aprovechamiento.

I - 3 Estudios preliminares Socio-Económicos.

Debe tenerse presente que la construcción de todo aprovechamiento tiene como finalidad primordial el mejoramiento social y económico de la comunidad a la cual se destina.

Para determinar el grado en que la obra propuesta resuelve los problemas de carácter social y económico existentes,

es necesario recopilar en forma preliminar la información que ponga de manifiesto estos problemas.

Algunos de los aspectos principales que deberán comprender dicha información son los siguientes:

- + Poblaciones cercanas
- + Población probable a beneficiarse con la obra.
- + Condiciones económicas de los pobladores
- + Interés por la construcción de la obra.
- + Cooperaciones
- + Fuentes de Trabajo
- + Tenencia de la tierra. Forma de propiedad: ejidal-comunal, particular.
- + Existencia de problemas de carácter legal. Afectaciones
- + Perspectivas de desarrollo futuro con la realización de la obra.
- + Salarios mínimos y los acostumbrados para el trabajo especializado.
- + Existencia o carencia de mano de obra especializada
- + Otros datos.

Una vez que se ha determinado que la obra por sus características generales puede ser factible, se programará el desarrollo de los estudios preliminares Técnicos.

1 - A Estudios Preliminares Técnicos.

1 - A-a) Estudios Topográficos Preliminares.

Levantamiento de Cuencas.

Puede aceptarse en principio que el área de la cuenca sea obtenida de una carta geográfica, necesiándose contar con datos de referencia tomados del campo, para su localización en dicha carta.

Cuando no es posible definir la cuenca en la carta geográfica, se procederá al levantamiento topográfico respectivo, usando el método expedito propuesto a continuación.-

Los trabajos se inician con un recorrido por el parteaguas, localizando los principales accidentes topográficos y señalando puntos que sirvan de apoyo al levantamiento.

El levantamiento se puede llevar a cabo mediante una poligonal a lo largo del parteaguas midiendo los ángulos con brújula y las distancias con Telemetro ó cinta de acero. Se de

berán fijar los puntos más importantes del arroyo principal y de sus tributarias. Las pendientes de los cauces se pueden obtener usando nivel de mano y cinta de acero, ó bien con clisímetro.

Al hacerse el levantamiento de una cuenca se determinan los siguientes datos:

- + Forma de la cuenca y su área correspondiente.
- + Coeficiente de escurrimiento aproximado de acuerdo con las características de vegetación, topografía, geología, etc.

#### Levantamiento del Vaso.

Si el vaso es pequeño, este levantamiento se puede llevar a cabo por medio de una poligonal a lo largo del cauce empleando brújula, cinta de acero y nivel de mano. Aproximándose en esta poligonal se efectuarán secciones transversales espaciadas de acuerdo con la topografía del terreno.

En vasos medianos y grandes es recomendable llevar una poligonal con estadia, siguiendo aproximadamente la curva de embalse probable, cerrándola en la boquilla y tomando a uno y otro lado de la poligonal varios puntos de configuración.

Ligada a la poligonal anterior se llevará otro por cauce de la corriente tomándose también los puntos de configuración que se estimen necesarios.

Se anotarán las características generales del vaso y se tomará la siguiente información:

- + Nombre de la corriente por aprovechar
- + De qué río es afluente
- + Características del cauce principal
- + Régimen de la corriente.
- + Epoca de lluvias y de estiaje
- + Avenidad Máximas. Poder destructivo, Tipo y Tamaño de acarreos. Huellas dejadas.

#### Levantamiento de Boquillas

Estos levantamientos se efectuarán por medio de secciones transversales al cauce utilizando brújula, nivel de mano y cinta de acero. El número de secciones transversales dependerá de la topografía. Cuando las boquillas tengan líneas de nivel rectas y paralelas bastará 2 ó 3 secciones; se anotarán las características generales de la boquilla.

#### Levantamiento de Zonas de Riego.

Para los estudios preliminares no es necesario efectuar el levantamiento de la zona de riego, bastará investigar si existen tierras que satisfagan la necesidad del proyecto ó estimar la superficie de riego disponible.

Se hará un recorrido por la zona de riego para conocer en forma aproximada las longitudes del canal muerto y del principal y tener idea del límite de la zona regable. En el recorrido que se realice se observarán los obstáculos que habrá que salvar mediante estructuras, cuyo costo aproximado se tomará en cuenta para determinación del presupuesto respectivo.

Cuando el levantamiento de la zona de riego sea indispensable, el procedimiento a seguir será el de llevar una poligonal cerrada con estadia, siguiendo la posible localización del canal y continuándola hasta que dentro de ella quede una superficie bruta mayor que la superficie susceptible de regarse con el proyecto; deberán tomarse puntos necesarios para la configuración que sirvan para dibujar en el plano la localización del canal principal.

#### 1 - A-b Estudios Geológicos Preliminares.

El objeto de llevar a cabo este tipo de estudios, es el de reunir la información indispensable que ayude a la formulación de un anteproyecto y la de evitar los gastos innecesarios que representan la ejecución de los estudios definitivos, de aquellos aprovechamientos que pueden ser desechados de la inspección Geológica Preliminar.

Este estudio deberá comprender tanto los correspondientes al vaso como a la boquilla, para lo cual se recomienda lo siguiente:

#### Geología de la Boquilla

Se debe obtener todos los datos geológicos de carácter general del sitio ó sitios propuestos a fin de seleccionar uno, en el que posteriormente se hará el levantamiento de detalle.

Los datos a recabar en el estrechamiento deben ser de tipo geomorfológico, geológico - Estructural y estratigráfico general.

Se podrán efectuar algunos pozos a cielo abierto cuando se crea que son necesarios para interpretar de una manera más franca la geología de la boquilla.

Geología del Vaso

Se llevará a cabo un reconocimiento del mismo para determinar sus características geológicas principales, de biéndose recabar la información necesaria sobre la posición-estructural y estratigráfica de aquellas zonas de clara infiltración, manantiales y de otros factores que puedan influir para desechar el sitio propuesto.

En caso de existencia de manantiales, además de de terminar su control geológica, se tomará una muestra de agua para su análisis químico, se aforará y tomará su temperatura. Se tratará de conocer si el agua proviene de un acuífero superficial ó subterráneo y si es susceptible de afectar.

1 - A-c - Estudios Agrológicos de Gran Visión.

Estos estudios tienen por objeto determinar si existen terrenos irrigables en la zona propuesta, que ameriten. se estudien con detalle; estas investigaciones se llevan a cabo simultáneamente con los otros estudios preliminares que se están desarrollando.

En este reconocimiento se investigará si existen en los suelos algún factor ó factores que impidan ó limiten gravemente las posibilidades de desarrollo agrícola, tales como presencia de tepetates ó saxeums a profundidades pequeñas, presencia de Salitre en exceso en suelos aparentemente buenos, necesidad de drenaje, etc.

Estos estudios nos permiten desechar los proyectos que lo ameriten y son concluyentes cuando acusan la presencia de circunstancias insuperables. Cuando la conclusión es dudosa ó favorable es necesario efectuar estudios más detallados para investigar las circunstancias dudosas y en caso favorable para delimitar cuidadosamente los suelos estudiados y poder efectuar el estudio económico que permita la utilización completa del trabajo en sus diversas aplicaciones.

Los temas principales que deben desarrollarse con mayor amplitud son: Necesidad de riego; calidad, cantidad y situación de los núcleos de suelos regables; climatología de la región; agricultura, coeficiente de riego y condiciones especiales de proyecto que deberán tratarse en el informe respectivo porque representan ó pueden representar problemas de importancia tales como:

a) Que el clima de la región impida ó dificulte el

desarrollo de la agricultura ya sea por heladas, altitud, vientos huracanados ó por características malsanas para el desarrollo agrícola.

b) Que los suelos sean fuertemente alcalinos en cuyo caso habrá que estudiar la clase de sales, su distribución en el perfil, oscilaciones de la capa freática, permeabilidad y posibilidad de bonificación.

c) Que los suelos no sean francamente agrícolas ó regables porque sus clases dominantes sean 3a. y 4a. clase cuyo caso deberá estudiarse con cuidado; la posibilidad de utilización de los de 3a. y el porcentaje útil de suelos de 4a. clase así como las consecuencias que pueda tener su riego.

10.- Las características de las tierras agrícolas de primera son las siguientes:

- a) Suelos - Espesor mayor de 1 m.
- b) Topografía - Pendiente menos del 6%
- c) Alcalinidad - Menor de 0.2% (Exento ó Libre)
- d) Drenaje - No necesita obras de drenaje
- e) Manto Freático - A profundidad de un metro ó más de 2 m. cuando existe alcali.

20.- Las tierras de Segunda ó Aprovechables.- Son aquellas que por alguna deficiencia de uno ó más de los factores citados requieren un costo mayor para ser puestas al cultivo bajo riego.

- a) Suelos - Espesor de 1 m. a 0.40,
- b) Topografía - Pendiente del 6 al 12%
- c) Alcalinidad - De 0.2 a 0.6%
- d) Drenaje - Necesitan obras de drenaje de costo relativamente pequeño.
- e) Se considera igual profundidad, para el manto freático que el de las tierras de primera.
- f) Con peligro de inundaciones.

30.- Se denomina tierras de tercera a aquellas que para ponerlas en posición de cultivo bajo riego, se requiere de una inversión considerable y pueden tener deficiencias con relación a las tierras de primera agrícolas.

- a) Suelos - Espesor de 0.40 a 0.25 m.

- b) Topografía - Pendiente de 12% al 20%
- c) Alcalinidad - De 0.6% a 2%
- d) Drenaje - Necesitan obras de drenaje de dudosa-costeabilidad.

40.- Tierras de cuarta ó desechables.- Son aquellas - que no pueden ser aprovechables para la agricultura, es decir, son desechables por deficiencia grave de uno a varios factores que se requiere para - tierras de primera.

- a) Suelos - Espesor de 0.25
- b) Topografía - Pendiente mayor del 20%
- c) Alcalinidad - Mayor de 2%
- d) Drenaje - Necesitan obras de drenaje de costo - mucho muy elevado.

d) Las plagas y enfermedades que puedan ser causa- constante de pérdidas de cosecha.

Los informes de esta clase de estudios deben ser - claros y formularse de acuerdo con los lineamientos de este - capítulo ya que de su contenido dependerá si es conveniente - continuar con los estudios ó si el proyecto debe desecharse.

1 - A -d - Estudios hidrológicos preliminares.

Los propósitos de este tipo de estudio son:

+ Conocer la capacidad total probable de almacena- miento.

+ Determinar la superficie de riego probable

+ Determinar el gasto de la avenida máxima del - proyecto

+ Determinar la capacidad de la obra de toma

Para el conocimiento de la capacidad total proba - ble del almacenamiento, primeramente determinaremos el volu - men medio anual escurrido mediante la expresión.

$$V_e = AC P_m$$

VE = Volumen medio anual escurrido

A = Area de la cuenca

C = Coeficiente de escurrimiento

P<sub>m</sub> = Precipitación media anual en la estación base

Considerando con buen criterio un porcentaje del - volumen escurrido, podemos conoser el volumen aprovechable.

$$V_{aprov} = \% V_e$$

Lo mismo para la eficiencia del vaso que es la relación  $e = \frac{V_{aprov}}{C. \bar{U}}$  se aplica un valor con buen criterio para conocer la capacidad útil.

$$C_u = \frac{V_{aprov}}{e} = \frac{V_{aprov}}{\%}$$

La capacidad de azolves quedará determinada a partir de la expresión siguiente:

$$C_{az} = 0.037 X V_e$$

Finalmente la capacidad total probable de almacenamiento será;

$$C_{Total} = C_u + C_{azol}.$$

Determinación de la Avenida máxima.

La determinación de la avenida máxima, puede llevarse a cabo siguiendo los lineamientos propuestos en el estudio hidrológico definitivo.

#### 1 - 4 Anteproyecto y conclusión.

Con los datos que el estudio preliminar en sus distintos aspectos proporciona, se estará en condiciones de realizar un estudio de conjunto del proyecto para determinar finalmente si la obra debe desecharse, diferirse o si conviene continuar con el estudio del aprovechamiento, mediante la realización de los estudios definitivos.

Para el diseño de un pequeño almacenamiento se tomarán como base los datos proporcionados por la Secretaría - de Recursos Hidráulicos correspondientes al pequeño almacenamiento denominado " El Potrerito ", localizado en el municipio de Acámbaro, estado de Guanajuato.

#### PROYECTO " EL POTRERITO "

**ANTECEDENTES.**- A fin de evitar inundaciones a terrenos adjuntos al arroyo denominado " Las Turbinas ", así como las obras de distrito de riego # 11, alto Río Lerma, la Gerencia de Recursos Hidráulicos en el Estado de Guanajuato a través de la Jefatura de Pequeña Irrigación procedió a hacer los estudios preliminares que indiquen la posibilidad de construir un almacenamiento sobre el arroyo " Sanguijuela ", localizado en el municipio de Acámbaro, Gto. el cual además de controlar las aguas broncas del arroyo antes citado, evitando así inundaciones a terrenos ejidales y pequeñas propiedades, se podría utilizar para el riego de 160 hectáreas.

**SITUACION GEOGRAFICA.**- El sitio localizado para la boquilla y conocido como " El Potrerito ", tiene las siguientes coordenadas geográficas: longitud oeste  $100^{\circ}44$ , latitud norte  $20^{\circ}01$  y altura sobre el nivel del mar 1856 m. y se localiza S.W. de la ciudad de Acámbaro, Gto.

**TOPOGRAFIA.**- El vaso de Almacenamiento esta rodeado de lomeritos de suave pendiente; la boquilla se encuentra localizado en un estrechamiento formado por dos pequeñas lomas conocidas como " El Batán " en la margen izquierda y " Loma del Balastro " en la margen derecha.

**AREA DE LA CUENCA.**- De acuerdo con los estudios topográficos correspondientes, el area de la cuenca que alimenta los arroyos " Sanguijuela " y " El Balastro " tiene una superficie de 11 Km.<sup>2</sup>.

**DATOS GEOLOGICOS.**- En la margen izquierda se notan afloramientos de rocas basálticas, en el cauce se notan acarreos, cuyas capas no son de gran espesor según los sondeos de observación, y en la margen derecha se encuentran tobas - en buenas condiciones en algunas partes aflorando a la super

ficie.

**APROVECHAMIENTO EXISTENTES DENTRO DE LA CUENCA Y AGUAS ABAJO DEL SITIO DE LA BOQUILLA.**- Aguas arriba de la boquilla " El Potrerito " a una distancia de 7 km. y sobre el arroyo Sanguijuela se encuentra construída una presa derivadora de mampostería conocida como " Los Demonontes " que deriva parte de las aguas del arroyo mencionado y mediante su canal alimentador las hace llegar hasta la presa " Santa Clara ", las excedereras de esta última obra, son las que forman el arroyo " las turbinas ". Aguas abajo del sitio de la boquilla no existen aprovechamientos. Informaciones recabadas en la oficina de Aguas y Cauces Federales indican no haber ninguna reglamentación para las aguas del arroyo " Las Turbinas ".

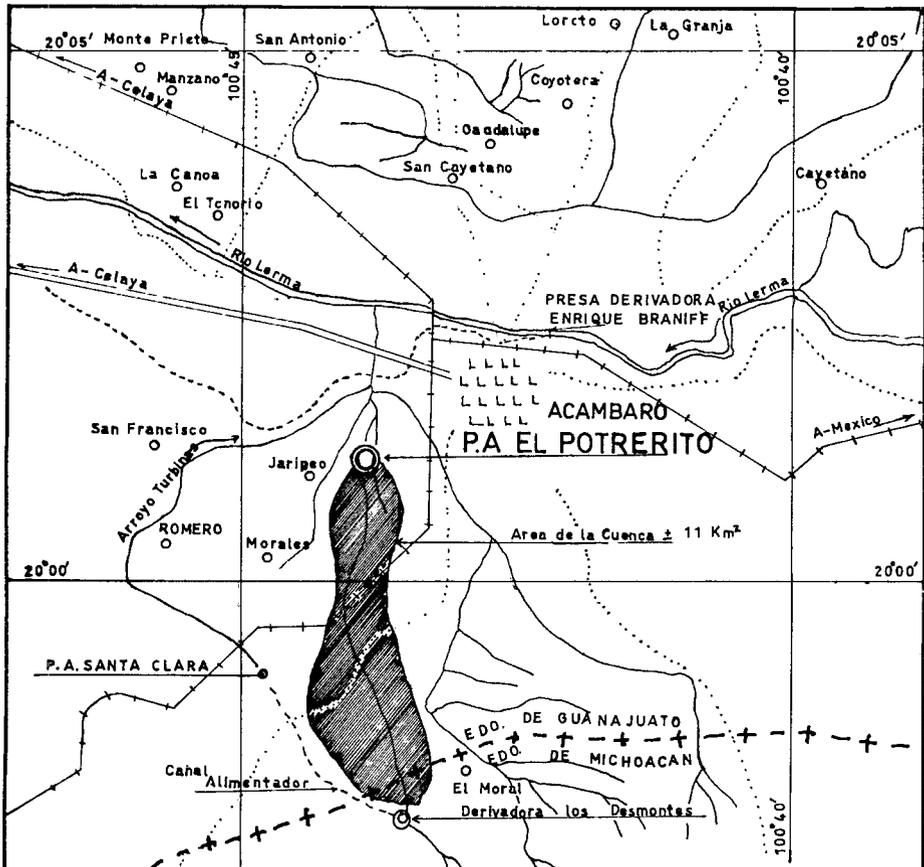
**DATOS CLIMATOLOGICOS.**- Se dan a continuación los datos termo-pluviométricos correspondientes a la estación -- Acámbaro que está más cercana al sitio en donde se localiza la boquilla.

Precipitación media anual	752 m m
Temperatura máxima	35 <sup>o</sup> 5 <sup>o</sup> C
Temperatura mínima	3.5 <sup>o</sup> C
Temperatura media	18 <sup>o</sup> C

**VIAS DE COMUNICACION.**- Del oeste de la ciudad de Acámbaro, parte un camino revestido en buenas condiciones, - transitable toda la época del año hacia la ciudad de Morelia y a 2 km. hacia el oeste parte un camino en terracería también en buenas condiciones hacia la población de Iramuco Guajuato y con un recorrido de 3 km. se llega al sitio de la boquilla.

**MATERIALES.**- Los materiales como piedra y arcilla se encuentran a un kilómetro de distancia, arena y grava a seis kilómetros. En cuanto a los materiales como fierro de refuerzo, cemento, madera, etc., se pueden remitir por ferrocarril o carretera hasta la ciudad de Acámbaro y de ahí hasta el sitio de la boquilla por la ruta antes mencionada.

**EPOCA DEL AÑO EN QUE PUEDE TRABAJARSE.**- Es necesario efectuar los trabajos de construcción en tiempos de secas, o sea entre los meses de octubre y abril.



ESC. 1 : 100,000

U. A. Q.
ESCUELA DE INGENIERIA
LOCALIZACION DEL PROYECTO
TESIS PROFECIONAL
GUILLERMO FERNANDEZ GONZALEZ

## CAPITULO II

### ESTUDIO HIDROLOGICO.

El aprovechamiento de una corriente, consiste, en almacenar el agua de "escurrimiento" en la época de lluvias, para hacer el riego en la época de estiaje que es cuando normalmente existe mayor demanda.

Debe entenderse por escurrimiento, la corriente superficial producida por la precipitación, pues parte del -- agua se infiltra y otra se evapora, por lo tanto:

La precipitación pluvial = Escurrimiento + Infiltración + Evaporación.

Los factores que intervienen en el estudio hidrológico son los siguientes:

- 1) Agua disponible
- 2) Agua necesaria
- 3) Distribución del agua
- 4) Agua sobrante

El agua disponible será la que escurra en la cuenca. Debido a que no se cuenta con registros de aforo del río seguiremos el procedimiento de deducción del escurrimiento -- por el método indirecto.

El volumen escurrido medio anual se obtiene mediante la expresión.-

$V_m = A P_m C$  en donde:

$V_m$  = Volumen escurrido en la cuenca medio anual

$A$  = Área de la cuenca de captación

$P_m$  = Precipitación media anual en la cuenca (Isoyetas, Estación Base).

$C$  = Coeficiente de escurrimiento.

Se denomina cuenca de captación a la superficie limitada por la línea del parteaguas desde la cual se inicia -- el escurrimiento hasta el sitio de la boquilla.

La precipitación media anual. Es la suma de las precipitaciones mensuales dividida entre 12 meses. Cuando se requiere ampliar el período de estudio la precipitación media -- anual es la suma de las precipitaciones de los años dividida -- entre el período en estudio.

El coeficiente de escurrimiento. Es la relación que existe entre el volumen escurrido en la cuenca y el volumen - llovido siempre y cuando se cuenten con datos de aforo de estaciones hidrométricas.

El valor del coeficiente que se adopte para este estudio influye considerablemente en el proyecto de la obra.

El coeficiente de escurrimiento inicial lo vamos a deducir en función de las propiedades físicas del lugar como lo es la cuenca, la precipitación y la vegetación dado que no contamos con datos de aforo. Este coeficiente es la base para el cálculo de los coeficientes variables, pues no podemos considerar un coeficiente constante porque las precipitaciones no son constantes a lo largo del período, por lo tanto el coeficiente cambia según la magnitud de las precipitaciones.

Cálculo del coeficiente de escurrimiento medio:

Coeficiente de Vegetación	1	30
Coeficiente de Area de Cuenca	15	15
Coeficiente por Precipitación	<u>0</u>	<u>5</u>
Sumas:	16	50
Promedio	5.3	16.3
Sumas	22	
Promedio	11 %	

Tomando en cuenta las características de permeabilidad y poca pendiente de la cuenca se puede adoptar un coeficiente de:  $c = 136\% = 0.136$ .

Estación base.- Esta estación se utiliza cuando se quiere ampliar el período de datos de precipitación (dado por las Isoyetas) así como su distribución en la cuenca.

Una Isoyeta es la curva que une puntos de igual precipitación.

El Factor de corrección.- Es el valor por el cual - debemos multiplicar las precipitaciones observadas en la estación base para obtener las precipitaciones respectivas en la cuenca.

$$F = \frac{P_c}{P_m} \quad \text{de donde} \quad \begin{array}{l} P_c = \text{Precipitación media en la} \\ \text{cuenca.} \\ P_m = \text{Precipitación en la estación} \\ \text{base.} \end{array}$$

La precipitación media en la estación base es - - -  
 $P_m = 752.51$  mm. tabla 1-1.

La precipitación media en la cuenca según las isoyetas es de  $P_c = 790$  mm. tomado de la carta de isoyetas de la República Mexicana para un período de 30 años.

$$\text{De donde } F = \frac{790}{752.51} = 1.05$$

Con estos datos podemos iniciar nuestro estudio hidrológico con el fin de determinar el volumen escurrido en nuestra cuenca. Tabla 1-3 - 1-4.

**Régimen de la corriente :**

Una forma aproximada de conocer el régimen de una corriente es calculando la variación de las precipitaciones - ya que, los escurrimientos en el río son proporcionales a dichas precipitaciones.

**P R E C I P I T A C I O N E S mm.**  
**MEDIA ANUAL OBSERVADA .**

Mayores que la media anual		Menores que la media anual	
976.7	1043.8	720.4	749.2
822.5	817.7	659.7	649.1
809.1	811.8	666.8	631.8
902.3	816.6	706.3	523.5
765.3		744.1	648.7
887.6		593.2	744.5
783.3		690.3	
Sumas	9436.7		8727.6
Promedio	857.881		671.353
Diferencia		186.528	

$$\% V = \frac{P_{may} - P_{men}}{P_m} \times 100 = \frac{186.528}{752.51} \times 100 = 24.787$$

De donde :

$\% V$  = Porcentaje de variación

$P_{may}$  = Promedio de las precipitaciones mayores media anual.

$P_{men}$  = Promedio de las precipitaciones menores media anual.

$P_m$  = Precipitación media anual en la estación base

El valor magnitud de variación nos indica cuando debemos utilizar un coeficiente de escurrimiento variable o - -

DATOS DE: PRECIPITACION													ESTACION	ACAMBARO
LAT. 2002 N LONG 100 44 WG													ESTADO	GUANAJUATO
AÑOS	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Anual	
1942	7.5	0.0	3.2	13.7	28.8	97.3	207.1	130.7	114.8	108.3	0.0	0.0	720.4	
1943	8.0	4.5	13.8	0.0	13.5	225.1	202.3	110.9	19.4	16.6	38.0	7.6	659.7	
1944	24.0	12.8	8.8	13.7	58.5	222.9	95.0	193.5	171.7	130.1	17.2	28.4	976.6	
1945	2.8	0.0	2.5	0.0	21.8	144.0	155.5	136.8	82.5	87.4	31.8	1.7	666.8	
1946	1.4	0.0	0.0	10.3	41.1	218.0	139.5	174.1	175.2	28.5	4.8	29.6	822.5	
1947	7.5	0.0	12.6	0.0	12.3	67.4	123.1	226.4	192.9	49.2	14.9	0.0	706.3	
1948	17.3	4.4	4.8	30.0	9.5	256.3	103.8	189.0	56.0	51.1	13.8	8.1	744.1	
1949	15.9	0.1	0.0	2.7	75.5	135.4	67.8	177.1	152.2	79.1	32.5	70.8	809.1	
1950	62.5	0.0	0.0	7.9	39.4	224.3	295.8	119.1	90.9	55.9	5.8	0.7	902.3	
1951	0.1	2.5	0.0	0.0	23.3	230.5	126.5	90.8	82.2	36.5	0.0	0.8	593.2	
1952	0.0	0.0	8.5	0.5	67.6	158.0	178.0	135.7	174.9	42.1	0.0	0.0	765.3	
1953	3.5	3.8	0.0	26.8	63.6	282.9	206.2	206.0	80.2	0.6	12.6	1.4	887.6	
1954	0.0	0.7	13.4	2.0	7.5	124.4	151.0	193.3	63.8	54.3	46.7	33.2	690.3	
1955	0.0	0.6	0.6	49.4	105.8	89.3	174.2	155.0	101.2	87.3	15.3	0.0	778.7	
1956	4.2	0.0	0.0	0.0	15.8	96.9	170.9	157.0	179.0	105.8	19.6	0.0	749.2	
1957	0.0	0.4	0.0	27.6	93.2	29.4	235.5	177.0	27.7	10.1	15.3	2.9	649.1	
1958	1.7	3.3	0.0	2.7	24.2	118.0	148.6	110.9	55.1	66.0	1.3	0.0	531.8	
1959	123.4	1.5	0.0	2.0	45.0	127.7	221.5	137.3	236.8	126.9	12.6	9.1	1043.8	
1960	18.2	12.5	0.0	86.5	30.0	170.0	175.3	109.6	91.6	119.9	4.1	0.0	817.7	
1961	8.7	8.2	3.0	3.7	2.3	28.1	141.0	131.3	138.6	41.2	13.7	3.7	523.5	
1962	0.0	0.0	0.0	3.9	9.4	137.9	90.2	140.2	132.5	132.3	1.5	0.8	648.7	
1963	0.0	0.0	19.0	7.7	37.2	160.3	225.6	152.0	79.8	44.7	7.3	10.0	744.5	
1964	36.6	5.1	6.4	0.8	45.9	135.1	181.2	114.8	214.5	30.2	20.3	20.9	811.8	
1965	2.0	27.6	0.0	10.4	21.5	88.2	205.0	234.8	135.0	85.3	7.4	0.2	817.4	
SUMA													18060.4	
PROMEDIO													752.51	
NOTA... Periodo de observacion 24 Años													TABLA I-1	

- 16 -

constante. Si dicho valor es mayor de 20 se calcularán los escurrimientos haciendo el coeficiente de escurrimiento variable anualmente con el fin de obtener los volúmenes escurridos en una forma más aproximada. Si el valor es menor de la cantidad estipulada se tomará el coeficiente como constante.

Para fines de nuestro proyecto tomaremos un coeficiente variable, para ello nos auxiliamos de la tabla 1-2 de las precipitaciones, dada por la expresión.

$$\frac{C}{Pm_c} = \frac{Cn}{Pn} \quad Cn = \frac{CPn}{Pm_c}$$

$Pn$  = Precipitación anual en la estación base x factor de corrección.

$Pn$  en la cuenca =  $Pe$  x  $F$ .

$Pm_c$  = Precipitación media anual en la cuenca.

$C$  = Coeficiente de escurrimiento medio calculado-tomando en cuenta, área, precipitación y vegetación.

$Cn$  = Coeficiente de escurrimiento variable para un año "n" cualquiera.

Dado que hasta ahora no hemos incluido la evaporación en nuestro cálculo vamos a determinar la evaporación neta que nos permitirá determinar posteriormente el volumen evaporado de agua.

#### CALCULO DE LA EVAPORACION NETA.

Para determinar la evaporación neta se tomaron los datos de la estación de Acámbaro que esta más cercana al sitio de la boquilla.

#### DATOS DE EVAPORACION. ESTACION ACAMBARO

AÑO	EVAPORACION	AÑO	EVAPORACION	AÑO	EVAPORACION
42	1882.1	51	2351.2	60	2135.0
43	2105.1	52	2240.1	61	2212.0
44	2234.5	53	2046.8	62	2189.8
45	2120.9	54	2181.6	63	2039.5
46	2178.8	55	2264.5	64	2085.5
47	2286.1	56	2048.8	65	2041.7
48	2341.0	57	2083.3		
49	2290.3	58	1628.0	Suma	50690.8
50	2087.9	59	1616.7	Prom.	2112.1

## ESTUDIO CON COEFICIENTES VARIABLES

AÑO	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO VARIABLE	AREA DE LA CUENCA M <sup>2</sup>	F	A F.	AFC.	AFC. = A.n
1942	0.13	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.13	1501500 m <sup>3</sup>
43	0.12	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.12	1386000 m <sup>3</sup>
44	0.18	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.18	2079000 m <sup>3</sup>
45	0.12	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.12	1386000 m <sup>3</sup>
46	0.15	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.15	1732500 m <sup>3</sup>
47	0.13	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.13	1501500 m <sup>3</sup>
48	0.14	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.14	1617000 m <sup>3</sup>
49	0.15	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.15	1732500 m <sup>3</sup>
1950	0.17	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.17	1963500 m <sup>3</sup>
51	0.11	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.11	1270500 m <sup>3</sup>
52	0.14	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.14	1617000 m <sup>3</sup>
53	0.16	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.16	1848000 m <sup>3</sup>
54	0.13	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.13	1501500 m <sup>3</sup>
55	0.14	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.14	1617000 m <sup>3</sup>
56	0.14	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.14	1617000 m <sup>3</sup>
57	0.12	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.12	1386000 m <sup>3</sup>
58	0.10	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.10	1155000 m <sup>3</sup>
59	0.15	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.15	1732500 m <sup>3</sup>
1960	0.15	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.15	1732500 m <sup>3</sup>
61	0.10	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.10	1155000 m <sup>3</sup>
62	0.12	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.12	1386000 m <sup>3</sup>
63	0.14	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.14	1617000 m <sup>3</sup>
64	0.15	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.15	1732500 m <sup>3</sup>
65	0.15	11 000 000	1.05	1155 00 00	11550000 x 0.15	1732500 m <sup>3</sup>

- 170 -

TABLA 1-2

C<sub>n</sub> = Coeficiente de escurrimiento variable para un año "n" cualquiera.

P<sub>n</sub> = Precipitación en la estación base anual x F

P<sub>m</sub> = Precipitación en la cuenca P<sub>m</sub> x F

P<sub>e</sub> = Precipitación en la estación base para cada año

NOTA: Tomando en cuenta que el coeficiente de escurrimiento es proporcional a la precipitación se tiene que:

$$\frac{C}{P_{mc}} = \frac{C_n}{P_n} \quad C_n = \frac{C \cdot P_n}{P_{mc}} = \frac{0.136}{0.75251} \quad P_{e b} = \frac{0.136}{0.75251} \quad P_{e b} = 0.181 \quad P_{e b}$$

$$EN = Em \times 0.77 - Pm (1-c) \text{ de donde :}$$

EN = Evaporación neta mm.

Em = Evaporación media anual en mm.

Pm = Precipitación media anual observada en mm.

C = Coeficiente de escurrimiento inicial

0.77 = Factor de corrección para obtener la evaporación Real.

$$En = 2112.1 \times 0.77 - 752.51 (1-0.13)$$

$$En = 1626.32 - 752.51 \times 0.87$$

$$En = 1626.32 - 654.68 = 971.64 \text{ mm.}$$

#### CALCULO DE LOS VOLUMENES EVAPORADOS.

En este tipo de aprovechamiento es necesario efectuar una revisión de las pérdidas por evaporación ya que el porcentaje de aprovechamiento es máximo. Tabla 1-6.

Para dicho cálculo se usa la siguiente expresión:

$$Vev = En \times Am \frac{\quad}{\quad}$$

Vev = Volumen medio anual evaporado

Em = Evaporación neta

Am = Area media en m<sup>2</sup>, localizada en la gráfica de áreas y capacidades y que corresponde a una capacidad media dada por la siguiente expresión:

$$CM = \frac{ct + Caz}{2}$$

CM = Capacidad media en metros cúbicos

C.T. = Capacidad total propuesta

Caz = Capacidad de azolves.

En este cálculo se ha supuesto que la evaporación es constante durante todo el período de estudio, lo cual no es cierto, pero ya que el error se comete al hacer esta consideración es del lado de la seguridad y se aceptará, evitándonos en ello el efectuar el estudio de las evaporaciones mensuales.

Capacidad de Azolves.- El agua en su escurrimiento por la cuenca y por el cause acarrea sólidos en suspensión en proporción que depende de la naturaleza del suelo y del poder de arrastre de la corriente. El vaso de almacenamiento actúa como un depósito decantador donde el agua que llega pierde su velocidad y deposita ese material acarreado.

## CALCULO DE ESCURRIMIENTOS

AREA DE LA CUENCA \_\_\_\_\_ A = \_\_\_\_\_ 110 \_\_\_\_\_ Km<sup>2</sup>  
 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO \_\_\_\_\_ C = VARIABLE %  
 PRECIPITACION EN LA CUENCA (ISOYETAS) \_\_\_\_\_ P<sub>c</sub> = 790 m.m.  
 PRECIPITACION MEDIA ANUAL EN LA ESTACION BASE \_\_\_\_\_ P<sub>m</sub> = 752.51 m.m.  
 FACTOR DE CORRECCION \_\_\_\_\_ F =  $\frac{P_c}{P_m} = \frac{790}{752.51} = 1.05$   
 VOLUMEN ESCURRIDO = VE = A x C x Fc x P<sub>m</sub> \_\_\_\_\_ VE = en miles de m<sup>3</sup>  
 PRECIPITACION MEDIA MENSUAL OBSERVADA \_\_\_\_\_ P<sub>m</sub> = en m.m.

AÑOS	MESES	P' m	V. E	AÑOS	P' m	V. E	AÑOS	P' m	V. E	AÑOS	P' m	V. E
	E	7.5	11.261		8.0	11.088		24.0	49.900		2.8	3.880
	F	0.0	0.0		4.5	6.237		12.8	26.611		0.0	0.000
	M	3.2	4.804		13.8	19.126		8.8	18.295		2.5	3.465
	A	13.7	20.570		0.0	0.000		13.7	28.482		0.0	0.000
	M	28.8	43.243		13.5	18.711		56.5	121.621		21.8	30.214
	J	97.3	146.095		225.1	311.988		222.9	463.409		144.0	199.584
	J	207.1	310.960		202.3	280.387		95.0	197.505		155.5	215.523
	A	139.7	209.759		110.9	153.707		193.5	402.286		136.8	189.604
	S	114.8	172.372		19.4	26.888		171.7	356.964		82.5	114.345
	O	108.3	162.612		16.6	27.007		130.1	270.478		87.4	121.136
	N	0.0	0.000		38.0	52.668		17.2	35.758		31.8	44.074
	D	0.0	0.000		7.6	10.533		28.4	59.044		1.7	2.356
	ANUAL	720.4	1081.676		659.7	914.540		976.6	2030.353		666.8	924.181
	E	1.4	2.425		7.5	11.261		17.3	27.974		15.9	27.539
	F	0.0	0.000		0.0	0.000		4.4	7.115		0.1	0.173
	M	0.0	0.000		12.6	18.918		4.8	7.761		0.0	0.000
	A	10.3	17.844		0.0	0.000		30.0	48.510		2.7	4.676
	M	41.1	71.205		12.3	18.918		9.5	15.361		75.5	130.766
	J	218.0	377.685		67.4	101.201		256.3	414.437		135.4	234.513
	J	139.5	241.683		123.1	184.834		103.8	167.845		67.8	117.429
	A	174.1	301.628		226.4	339.939		182.0	305.613		177.1	306.737
	S	175.2	303.534		192.9	289.639		56.0	90.552		152.2	263.610
	O	28.5	49.376		49.2	73.873		51.1	82.629		79.1	137.001
	N	4.8	8.316		14.9	22.372		13.8	22.344		32.5	56.290
	D	29.6	51.282		0.0	0.000		8.1	13.098		70.8	122.626
	ANUAL	822.5	1424.978		706.3	1060.505		744.1	1203.209		809.1	1401.360
	E	62.5	122.718		0.1	0.127		0.0	0.000		3.5	6.468
	F	0.0	0.000		2.5	3.176		0.0	0.000		3.8	7.022
	M	0.0	0.000		0.0	0.000		8.5	13.745		0.0	0.000
	A	7.9	15.511		0.0	0.000		0.5	0.808		26.8	49.526
	M	39.4	77.362		23.3	29.603		67.6	109.310		63.6	117.533
	J	224.3	440.413		220.5	292.285		158.0	255.486		282.9	522.600
	J	295.8	520.803		126.5	160.718		178.0	287.826		206.2	381.057
	A	119.1	233.853		90.8	115.361		135.7	219.427		206.0	380.688
	S	90.9	178.482		82.2	104.435		174.9	282.813		80.2	148.209
	O	55.9	109.760		36.5	46.373		42.1	68.076		0.6	1.109
	N	5.8	11.388		0.0	0.000		0.0	0.000		12.6	23.285
	D	0.7	1.374		0.8	1.017		0.0	0.000		1.4	2.587
	ANUAL	902.3	1771.664		593.2	753.095		765.3	1237.491		887.6	1640.284

## CALCULO DE ESCURRIMIENTOS

AREA DE LA CUENCA \_\_\_\_\_ A = 11.0 Km<sup>2</sup>  
 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO \_\_\_\_\_ C = VARIABLE 1%  
 PRECIPITACION EN LA CUENCA (ISOYETAS) \_\_\_\_\_ P.c = 790 m.m.  
 PRECIPITACION MEDIA ANUAL EN LA ESTACION BASE \_\_\_\_\_ P.m = 752.51 m.m.  
 FACTOR DE CORRECCION \_\_\_\_\_ F =  $\frac{P.c}{P.m} = \frac{790}{752.51} = 1.05$   
 VOLUMEN ESCURRIDO = VE = A x C x Fc x Pm \_\_\_\_\_ VE = en miles de m<sup>3</sup>  
 PRECIPITACION MEDIA MENSUAL OBSERVADA \_\_\_\_\_ P'm = en m. m.

AÑOS	MESES	P m	V E	AÑOS	P'm	V. E	AÑOS	P'm	V. E	AÑOS	P'm	V. E
1954	F	0.0	0.000	1955	0.0	0.000	1956	4.2	6.791	1957	0.0	0.000
	F	0.7	1.057		0.6	0.970		0.0	0.000		0.4	0.554
	M	13.4	20.120		0.6	0.970		0.0	0.000		0.0	0.000
	A	2.0	3.003		49.4	79.800		0.0	0.000		27.6	38.254
	M	7.5	11.261		105.8	171.078		15.8	25.849		93.2	129.175
	J	124.4	186.786		89.3	144.398		96.9	156.667		59.4	82.328
	J	151.0	226.726		174.2	281.681		170.9	276.345		255.5	326.403
	A	193.3	290.240		155.0	250.635		137.0	233.869		177.0	245.322
	S	63.8	95.795		101.2	163.640		179.0	289.443		277	38.392
	O	54.3	81.531		87.3	141.164		105.8	171.078		101	13.999
	N	46.7	70.120		15.3	24.740		19.6	31.693		15.3	21.206
	D	33.2	49.850		0.0	0.000		0.0	0.000		2.9	4.019
<b>ANUAL</b>	<b>690.3</b>	<b>1036.484</b>	<b>778.7</b>	<b>1259.076</b>	<b>749.2</b>	<b>1211.455</b>	<b>649.1</b>	<b>889.652</b>				
1958	E	1.7	1.963	1959	123.4	270.801	1960	18.2	31.531	1961	8.7	10.048
	F	3.3	3.811		1.5	3.292		12.5	21.656		8.2	9.471
	M	0.0	0.000		0.0	0.000		0.0	0.000		3.0	3.465
	A	2.7	3.119		2.0	4.389		86.5	149.861		3.7	4.274
	M	24.2	27.951		45.0	98.752		30.0	51.975		2.3	2.657
	J	118.0	136.290		127.7	280.838		170.0	294.525		28.1	32.455
	J	148.6	171.633		221.5	486.082		175.3	303.707		141.0	162.855
	A	110.9	128.089		137.3	301.304		109.6	189.882		131.3	151.652
	S	55.1	63.640		236.8	519.658		91.6	158.697		138.6	160.083
	O	66.0	76.230		126.9	278.482		119.9	207.727		41.2	47.586
	N	1.3	1.501		12.6	27.651		4.1	7.103		13.7	15.823
	D	0.0	0.000		9.1	19.970		0.0	0.000		3.7	4.273
<b>ANUAL</b>	<b>531.8</b>	<b>614.227</b>	<b>1043.8</b>	<b>2290.619</b>	<b>817.7</b>	<b>1416.664</b>	<b>523.5</b>	<b>604.642</b>				
1962	E	0.0	0.000	1963	0.0	0.000	1964	36.6	63.410	1965	2.0	3.465
	F	0.0	0.000		0.0	0.000		5.1	8.836		27.6	47.817
	M	0.0	0.000		19.0	30.723		6.4	11.088		0.0	0.000
	A	3.9	5.405		7.7	12.451		0.8	1.386		10.4	18.018
	M	9.4	13.028		37.2	80.132		45.9	79.922		21.5	37.249
	J	137.9	191.129		160.3	259.205		135.1	234.060		88.2	152.806
	J	90.2	125.017		225.6	364.795		181.2	313.929		205.0	355.162
	A	140.2	194.317		152.9	247.239		114.5	198.317		234.8	406.791
	S	132.5	183.645		79.8	129.037		214.5	371.621		135.0	233.888
	O	132.3	183.368		44.7	72.280		30.2	52.32		85.3	147.782
	N	1.5	2.079		7.3	11.804		20.3	35.170		7.4	12.820
	D	0.8	1.109		10.0	16.170		20.9	36.209		0.2	0.346
<b>ANUAL</b>	<b>648.7</b>	<b>899.097</b>	<b>744.5</b>	<b>1203.856</b>	<b>811.8</b>	<b>1405.923</b>	<b>817.4</b>	<b>1416.144</b>				

## CALCULO DE LOS VOLUMENES EVAPORADOS

NOMBRE DEL PROYECTO:           "EL POTRERITO"          

VOLUMEN ESCURRIDO MEDIO ANUAL             $V_m =$  1237,123

CAPACIDAD DE AZOLVES             $C_{AZ} =$  46000

CAPACIDAD MEDIA                        $C.m. =$   $\frac{C.T. + C_{AZ}}{2}$

EVAPORACION NETA                        $E.N. =$  0.9718

% DE EVAPORACION                        $=$   $\frac{V.EV.}{V_m}$

$$C.AZ. = 0.0015 \times 25 \times V_m = 0.0015 \times 25 \times 1237,123 = 46352.1125$$

C. T. MILES m <sup>3</sup>	C.M. MILES m <sup>3</sup>	A. m. m <sup>2</sup>	E. N. m.	V. EV. MILES m <sup>3</sup>	%
900	473.00	208 000	0.971	201.968	16.325
1000	523.00	220 000	0.971	213.620	17.267
1100	573.00	229 000	0.971	222.369	17.975
1200	623.00	242 000	0.971	234.982	18.994
1300	673.00	252 000	0.971	244.062	19.779
1400	723.00	260 000	0.971	252.460	20.407
1500	773.00	270 000	0.971	262.170	21.191

TABLA 1—5

## CALCULO DE LOS VOLUMENES APROVECHABLES Y LA SUPERFICIE BENEFICIADA

$$V.APROV. = V_m - (D.m. + V.EV.)$$

DEMANDA BRUTA DE RIEGO           6200           m<sup>3</sup>/Ha.

$$BENEFICIO = \frac{V.APROV.}{6200 \text{ m}^3/\text{Ha}}$$

C. T. MILES m <sup>3</sup>	D. m. MILES m <sup>3</sup>	V. EV. MILES m <sup>3</sup>	V. APROV. MILES m <sup>3</sup>	BENEFICIO Ha. NETAS.
900	367.927	201.968	667.228	107.617
1000	295.489	213.620	725.014	117.423
1100	229.711	222.369	745.033	126.621
1200	171.378	234.982	730.743	133.994
1300	129.062	244.632	763.349	139.243
1400	91.592	252.460	883.081	144.045
1500	72.205	262.170	902.748	145.604

TABLA 1—6

Para este tipo de almacenamientos se le supone una vida útil de 25 años y como el escurrimiento medio es de 1 237 123 m<sup>3</sup>, la capacidad de azolves será:

$$V_{az} = 0.0015 \times 25 \quad V_m = 0.0015 \times 25 \times 1237123 = 46392.1125$$

Al considerar esta "capacidad muerta" a la presa y colocando la entrada de la obra de toma a la elevación correspondiente, evitaremos que durante la vida útil del almacenamiento sufra desperfectos o mal funcionamiento a causa de los azolves.

#### CALCULO DE LOS DERRAMES.

Conociendo los escurrimientos medios anuales y la capacidad de azolves, se proponen varias alternativas para capacidad total del vaso, calculándose los volúmenes derramados medios anuales durante el período de estudio. Es necesario anotar los porcentajes de los volúmenes derramados con respecto al escurrimiento total medio anual. Tabla 1-8.

$$D = v - ct$$

$$\text{Si } v < ct \quad D = 0$$

$$\Sigma P = \Sigma (v - ct)$$

$$\underline{\Sigma D} = \underline{\Sigma (v - ct)}$$

$$N \quad n \quad \text{Pen } \frac{\Sigma D}{n} = D_n \quad D_m = \frac{\Sigma (v - ct)}{n}$$

$D$  = Volumen derramado anual

$V$  = Volumen escurrido anual

$c.t$  = Capacidad total propuesta

$N$  = Número de años del período estudiado

$D_m$  = Volumen derramado medio anual en el período

La tabla 1-8 nos ayuda a simplificar este calculo.

CURVA DE BENEFICIOS

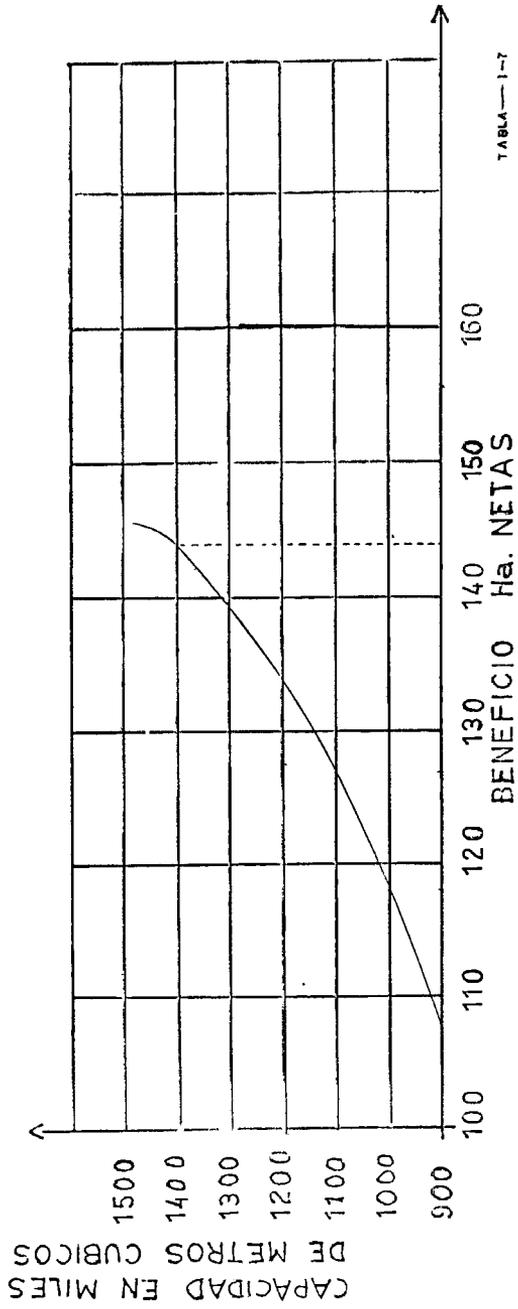


TABLA 1-7

## CALCULO DE DERRAMES

$$D = V - C_T$$

$$D_m = \frac{\sum (K - C_T)}{n}$$

Si  $V < C_T$ ,  $D = 0$

$$\% D_m = \frac{D_m}{V_m} ; D_m = \frac{\sum D}{n}$$

D = Volumen derramado anual

V. = Volumen escurrido anual

$C_T$  = Capacidad total propuesta

D.m. = Volumen derramado medio anual

$V_m$  = Volumen escurrido medio anual

NOMBRE DEL PROYECTO.  
"EL POTRERITO"

TABLA 1 — 8

AÑOS	V MILES m <sup>3</sup>	DERRAMES = D EN MILES DE m <sup>3</sup>						
		$C_T = 900$ MILES m <sup>3</sup>	$C_T = 1000$ MILES m <sup>3</sup>	$C_T = 1100$ MILES m <sup>3</sup>	$C_T = 1200$ MILES m <sup>3</sup>	$C_T = 1300$ MILES m <sup>3</sup>	$C_T = 1400$ MILES m <sup>3</sup>	$C_T = 1500$ MILES m <sup>3</sup>
1942	1081.676	181.676	81.676					
1943	914.240	14.340						
1944	2030.353	1130.353	1030.353	930.353	830.353	730.353	630.353	530.353
1945	924.181	24.181						
1946	1424.978	524.978	424.978	324.978	224.978	124.978	24.978	
1947	1060.505	160.505	60.505					
1948	1203.209	303.209	203.209	103.209	3.209			
1949	1401.360	501.360	401.360	301.360	201.360	101.360	1.360	
1950	1771.664	871.664	771.664	671.664	571.664	471.664	371.664	271.664
1951	753.095							
1952	1237.491	337.491	237.491	137.491	37.491			
1953	1640.284	740.284	640.284	540.284	440.284	340.284	240.284	140.284
1954	1036.484	136.484	36.484					
1955	1259.076	359.076	259.076	159.076	59.076			
1956	1211.455	311.455	211.455	111.455	11.455			
1957	889.652							
1958	614.227							
1959	2290.619	1390.619	1290.619	1190.619	1090.619	990.619	890.619	790.619
1960	1416.664	516.664	416.664	316.664	216.664	116.664	16.664	
1961	604.642							
1962	899.097							
1963	1203.856	303.856	203.856	103.856	3.856			
1964	1408.923	505.923	405.923	305.923	205.923	105.923	5.923	
1965	1416.144	516.144	416.144	316.144	216.144	116.144	16.144	
$\sum$	28690.975							
PROMEDIOS	1237.123	367.927	295.489	229.711	171.378	129.082	91.582	72.205
% D.m.		29.74	23.68	18.56	13.88	10.43	7.40	5.83

### AGUA NECESARIA.

Es evidente que el agua necesaria para nuestro almacenamiento, dependerá del tipo de cultivos que se tengan en la zona de riego.

Estudio Agrológico.- De acuerdo a las estadísticas agrícolas proporcionadas por los Distritos de riego del estado de Guanajuato y en base al rendimiento y demanda en el mercado de los productos agrícolas se seleccionaron los cultivos que aparecen en la tabla (a) los porcentajes respectivos.

En la tabla (b) se indican las láminas de agua correspondientes a cada cultivo así como la época de riego y el número de éstos.

En la tabla (c) aparecen las cantidades de agua en miles de metros cúbicos que se requieren para cubrir las demandas de los cultivos deseados para una superficie de 100 hectáreas.

En la tabla (d) aparecen los volúmenes de agua en metros para una hectárea tomando en cuenta los porcentajes expresados en la tabla (a).

### DISTRIBUCION DEL AGUA.

La forma que se extraerá el agua del almacenamiento depende fundamentalmente del agua que requieren los cultivos seleccionados, de acuerdo al funcionamiento del vaso. Se pretende aprovechar el agua almacenada con el mínimo de deficiencias es decir, que la escasez de agua sea prácticamente nula en cada ciclo de cultivo, esto se logra distribuyendo los cultivos en forma adecuada lo cual se puede apreciar haciendo un estudio del funcionamiento del vaso.

Tomando en cuenta la práctica que se ha tabulado con base en las capacidades propuestas y las hectáreas posibles de riego ( tabla 1-7 ), se tiene que para una capacidad máxima de 1400,000 m<sup>3</sup> se tiene una superficie beneficiada aproximadamente de 145 Ha.

Considerando estos valores se hará el funcionamiento del vaso por el método analítico, obtendremos los volúmenes aprovechables y las posibles deficiencias, además los derrames que se presenten en el período de estudio.

ESTUDIO DE LOS PORCENTAJES EN QUE INTERVIENEN LOS CULTIVOS

CULTIVO	_____	PORCENTAJE
MAIZ	_____	50 %
SORGO	_____	22 %
CAMOTE	_____	18 %
TRIGO	_____	10 %

(a)

VOLUMEN DE AGUA POR HECTAREA  
LAMINAS DE RIEGO EN Cms. DE ALTURA

CULTIVO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOST.	SEPT.	OCT.	NOV.	DIC.	VOLUMEN TOTAL x H <sup>a</sup> CULTIVADA EN M <sup>3</sup>
MAIZ	20		20		20								6000
SORGO			20	20	20								6000
CAMOTE			20		20		20						6000
TRIGO	20	20									20	20	8000

(b)

VOLUMENES DE AGUA EN MILES DE M<sup>3</sup> PARA UNA SUPERFICIE DE 100 H<sup>as</sup>.

CULTIVO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOST.	SEPT.	OCT.	NOV.	DIC.	VOL. TOTAL.
MAIZ	200		200		200								600
SORGO			200		200								600
CAMOTE			200		200		200						600
TRIGO	200	200									200	200	800

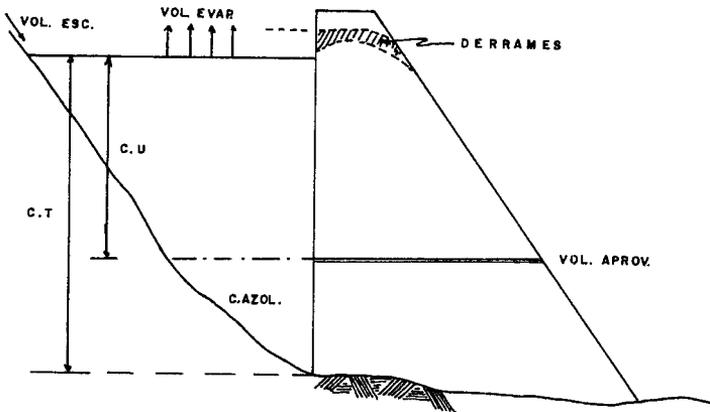
(c)

VOLUMENES DE AGUA EN M<sup>3</sup> PARA UNA Ha.; TOMANDO EN CUENTA EL  
PORCENTAJE SEMBRADO EN CADA UNO DE LOS CULTIVOS

CULTIVO	%	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOST.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	VOL. TOTAL
MAIZ	50	1000		1000		1000								3000
SORGO	22			440	440	440								1320
CAMOTE	18			360		360		360						1080
TRIGO	10	200	200									200	200	800
TOTAL		200	200	1800	440	1800		360				200	200	6200

(d)

Hay que considerar que como hemos tomado el valor de la superficie beneficiada dado por la curva de capacidades. Beneficios las deficiencias resultarán muy pequeñas como se puede apreciar en la tabla del funcionamiento, tenemos un volumen mayor de derrames y una sola deficiencia que tomándola en por ciento es una cantidad muy pequeña, es decir que nuestro funcionamiento para 145 Ha. netas es casi perfecto, lo que nos permite aumentar nuestra superficie de riego hasta 160 Ha. netas para lo cual haremos un nuevo funcionamiento del vaso para ver su comportamiento y considerar qué por ciento de deficiencias se nos presentan la S. R. H., recomienda para un funcionamiento de vaso, las deficiencias no excedan del 5 %.



$$\text{Vol. Esc.} = \text{CT} + \text{Derrames}$$

$$\text{Vol. Aprov.} = \text{CU} - \text{Evap.}$$

$$\text{CU} = \text{CT} - \text{Cazol}$$

De acuerdo a la demanda

$$\text{Superficie de Riego} = \frac{\text{Vol. aprov } m^3}{\text{Demanda } m^3/\text{Ha}} = \text{Ha.}$$

### FUNCIONAMIENTO ANALITICO DEL VASO.

*El funcionamiento de un vaso consiste en analizar - las relaciones que existen entre la CAPACIDAD UTIL DEL VASO- y el VOLUMEN APROVECHABLE para las condiciones especiales - del aprovechamiento, valuando los resultados de las pérdidas por evaporación y por derrame así como las deficiencias que se presentan en el período de estudio.*

*El desarrollo del procedimiento analítico del funcionamiento mensual de un vaso requiere de los siguientes datos:*

*a) Período considerado en estudio.- Este período - corresponde al número de años de escurrimiento que se tienen observados o calculados y se supone que se repite cíclicamente a través del tiempo.*

*b) Volúmenes de escurrimiento.- Se emplean los escurrimientos mensuales durante el período considerado y que llamaremos ENTRADAS AL VASO ó APORTACIONES.*

*c) Evaporación.- La correspondiente a la estación-climatológica seleccionada dada en m.m.*

*d) Extracciones.- Estas corresponden a la ley de - demandas previamente calculadas.*

*e) Curva de areas- Capacidades.- Se obtienen planeando los planes del levantamiento topográfico del vaso.*

*f) Capacidad de azolves.- Se obtiene calculándola empíricamente.*

*Con los datos anteriores podemos resolver nuestro problema, procediendo en la forma siguiente.*

*Deberemos partir de un almacenamiento inicial conocido por ejemplo con presa llena.*

*En el mes del año considerado anteriormente se tendrá un volumen de entradas al vaso que sumado al almacenamiento inicial nos dará el volumen disponible.*

*Las extracciones más las pérdidas por evaporación-constituyen la demanda total que restado del volumen disponible nos da el volumen final efectivo, finalmente, comparando ésta con la capacidad útil del vaso, se puede observar si se tienen derrames o deficiencias; éste análisis se hace mes a mes durante todos los años del período de estudio.*

### CALCULO DE LA LEY DE DEMANDAS

LEY DE DEMANDAS PARA 145 Ha. NETAS.

NOMBRE DEL PROYECTO  
"EL POTRERITO"

MES	SUPERFICIE BENEFICIADA (Ha)	DEMANDA MENSUAL POR Ha MILES DE M <sup>3</sup>	DEMANDA MENSUAL TOTAL MILES DE M <sup>3</sup>	MES	SUPERFICIE BENEFICIADA (Ha)	DEMANDA MENSUAL POR Ha MILES DE M <sup>3</sup>	DEMANDA MENSUAL TOTAL MILES DE M <sup>3</sup>
E	87.00	1.200	174.00	J	26.10	0.360	52.20
F	14.50	0.200	29.00	A			
M	130.80	1.800	261.00	S			
A	31.90	0.440	63.83	O			
M	130.50	1.800	261.00	N	14.50	0.200	29.00
J				D	14.50	0.200	29.00
<b>SUMAS</b>						6.200	889.00

### CALCULO DE LAS DEFICIENCIAS

$C_T = 14000000 \text{ m}^3$

Evaporacion mensual =  $\frac{\text{volumen evaporado}}{n} = \frac{252.46}{12} = 21.038 \text{ m}^3$

$C_U = 1354000 \text{ m}^3$

n = numero de meses en que se reporta la evaporacion  $a \leq n \leq 12$

$C_A = 46000 \text{ m}^3$

Periodo de Lluvias

(3 + 4)

(6 + 7)

(5 - 8) (9 - 10)

AÑOS	MESES	ENTRADAS	ALM. INICIAL UTIL	VOLUMEN DISPONIBLE	DEMANDA	VOLUMEN EVAPORADO	VOLUMEN TOTAL	ALM. MINIMO UTIL	DERRAMES	DEFICIENCIAS
51-51	JUN-OCT	719.172	405.602	1124.774	52.20	105.190	157.390	967.384		
52-52	MAY-OCT	1222.938	270.926	1493.864	313.20	126.228	439.428	1054.436		
53-53	ABR-SEP	1599.813	440.736	2040.549	377.00	126.228	503.228	1337.321	183.321	
54-54	JUN-DIC	1001.049	401.312	1402.371	110.20	147.266	257.466	1144.905		
55-55	ABR-OCT	1232.396	619.731	1852.127	377.00	147.266	524.266	1327.861		
56-56	JUN-OCT	1147.422	390.875	1538.297	52.20	105.190	157.390	1380.907	26.907	
57-57	MAY-AGO	783.228	712.473	1495.701	313.20	84.152	397.352	1098.349		
58-58	JUN-OCT	575.882	176.667	752.549	52.20	105.190	157.390	595.159		
59-59	ENERO	270.801	496.584	767.385	174.00	21.038	195.038	572.342		
59-59	MAY-OCT	1964.516	163.074	2127.590	313.200	226.228	439.428	1628.162	334.162	
60-60	ABR-OCT	1356.374	827.616	2183.984	377.00	147.266	524.266	1659.718	305.718	
61-61	JUL-OCT	522.176	408.369	930.545	52.20	84.152	136.352	794.193		
62-62	JUN-OCT	877.476	0	877.476	52.20	105.190	157.390	720.086		
63-63	MAY-OCT	1132.708	84.420	1187.128	313.20	126.228	439.428	747.700		
64-64	MAY-SEP	1197.503	148.366	1345.869	313.20	105.190	439.428	906.441		
65-65	JUN-OCT	1296.429	69.265	1365.694	52.20	105.190	157.390	1208.304		
42-42	JUN-OCT	1001.798	307.282	1309.080	52.20	105.190	157.390	1151.690		
43-43	JUN-AGO	746.082	212.786	958.868	52.20	63.114	115.314	843.554		
44-44	MAY-NOV	1848.021	325.834	2173.855	342.20	147.266	489.466	1684.389	330.389	
45-45	JUN-OCT	840.190	506.575	1346.767	52.20	105.190	157.390	1189.377		
46-46	MAY-OCT	1345.111	544.048	1889.159	313.20	126.228	439.428	1449.731	95.731	
47-47	JUN-OCT	989.486	488.179	1457.665	52.20	105.190	157.390	1300.275		
48-48	JUN-OCT	1081.076	435.302	1496.378	52.20	105.190	157.390	1339.988		
49-50	MAY-ENE	1491.890	694.760	2186.650	545.20	182.342	727.542	1358.908	4.903	
50-51	JUN-OCT	1543.311	747.921	2291.232	52.20	105.190	157.390	2133.842	779.842	
M									2060.978	





### CALCULO DE LA LEY DE DEMANDAS

LEY DE DEMANDAS PARA 160 Ha

NOMBRE DEL PROYECTO  
EL POTRERITO

MES	SUPERFICIE BENEFICIADA (Ha)	DEMANDA MENSUAL POR Ha MILES DE M <sup>3</sup>	DEMANDA MENSUAL TOTAL MILES DE M <sup>3</sup>	MES	SUPERFICIE BENEFICIADA (Ha)	DEMANDA MENSUAL POR Ha MILES DE M <sup>3</sup>	DEMANDA MENSUAL TOTAL MILES DE M <sup>3</sup>
E	96.00	1.200	192.00	J	18.80	0.360	57.60
F	16.00	0.200	32.00	A			
M	144.00	1.800	288.00	S			
A	35.20	0.440	70.40	O			
M	144.00	1.800	288.00	N	16.00	0.200	32.00
J				D	16.00	0.200	32.00

**SUMAS 6.200 992.00**

### CALCULO DE LAS DEFICIENCIAS

$C_T = \frac{1400000}{m^3} - \text{Evaporación mensual} = \frac{\text{Volumen evaporado}}{12} = \frac{252.46}{12} = 21.038 m^3$

$C_U = \frac{1354000}{m^3}$  n° número de meses en que se reparte la evaporación.  $0 < n \leq 12$

$C_A = \frac{66000}{m^3}$  Período de sécan'

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
AÑOS	MESES	ENTRADAS	ALM. INICIA UTIL	VOLUMEN DISPONIBLE	DEMANDA	VOLUMEN EVAPORADO	VOLUMEN TOTAL	ALM. MIN- MO UTIL	DERRAMES	DEFICIEN- CIAS
50-51	NOV-MAY	45.668	1354.000	1399.668	934.400	147.266	1081.666	318.002		
51-52	NOV-ABR	15.570	874.384	889.954	646.400	126.228	772.628	117.326		
52-53	NOV-MAR	13.490	868.436	881.926	576.000	105.190	681.190	200.736		
53-54	OCT-MAY	62.416	1258.321	1320.737	934.400	168.304	1102.704	218.033		
55-55	ENE-MAR	1.940	950.196	952.136	512.000	63.114	575.114	377.022		
55-56	NOV-MAY	57.080	1046.152	1103.232	934.400	147.266	1081.666	21.566		
56-57	NOV-ABR	70.501	1008.198	1078.699	646.400	126.228	772.628	304.071		
57-58	SEP-MAY	114.460	657.547	772.007	934.400	189.342	1123.742			351.735
58-58	NOV-DIC	1.501	413.092	414.593	64.000	42.076	106.076	308.517		
59-59	FEB-ABR	7.681	366.280	373.961	390.400	63.114	453.514			79.553
59-60	NOV-MAR	100.808	1354.000	1454.808	576.000	105.190	681.190	773.618	136.688	
60-61	NOV-JUN	69.473	1354.000	1423.473	934.400	168.304	1102.704	320.769	212.726	
61-62	NOV-MAY	38.529	701.193	739.722	934.400	147.266	1081.666			341.944
62-63	NOV-ABR	46.362	714.686	761.048	646.400	126.228	772.628			11.580
63-64	NOV-ABR	112.694	660.880	773.574	646.400	126.228	772.628	0.546		
64-65	OCT-MAY	177.928	747.659	925.587	934.400	168.304	1102.704			177.117
65-42	NOV-MAY	93.044	1133.639	1226.683	934.400	147.266	1081.666	145.017		
42-43	NOV-MAY	55.162	984.025	1039.187	934.400	147.266	1081.666			42.470
43-44	SEP-ABR	236.364	625.368	861.752	646.400	168.704	814.704	47.048		
44-45	DIC-MAY	96.603	1354.000	1450.603	902.400	126.228	1028.628	421.975	16.203	
45-46	NOV-ABR	66.699	1099.377	1166.076	646.400	126.228	772.628	392.448		
46 47	NOV MAY	108.243	1266.731	1374.976	934.400	147.266	1081.666	293.310		
47 48	NOV MAY	129.093	1120.006	1249.099	934.400	147.266	1081.666	167.433		
48 49	NOV ABR	67.800	1065.712	1133.512	646.400	126.228	772.628	360.891		
50 50	FEB MAY	92.873	1061.639	1154.512	678.400	84.152	762.552	391.960		
									418.481	
									786.098	1004.408

RESUMEN DEL ESTUDIO DEL  
FUNCIONAMIENTO DEL VASO

NOMBRE DE LA OBRA "EL POTRERITO"

Capacidad total	14 00 000	m <sup>3</sup>
Capacidad util	13 54 000	m <sup>3</sup>
Capacidad de azoives	46 000	m <sup>3</sup>
Volumen escurrido medio anual	12 37 123	m <sup>3</sup>
Volumen aprovechable medio anual	892 277	m <sup>3</sup>
% de aprovechamiento	72.125	
Volumen evaporado medio anual	252 460	m <sup>3</sup>
% de evaporacion	20.407	
Volumen derramado medio anual	85 874	m <sup>3</sup>
% de derrames	6.9414	
Demanda anual por Ha.	6200	m <sup>3</sup>
Beneficio (Ha. netas)	145	Ha.
% de deficiencias	0.7477	
Eficiencia del vaso	65.898 %	

NOTAS:

SE RECOMIENDA POR LO GENERAL QUE EL PORCENTAJE DE LAS DEFICIENCIAS  
NO SEA MAYOR DEL 5% ; EN NUESTRO CASO ESTA DENTRO DE LO RE-  
COMENDABLE

## RESUMEN DEL ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO

NOMBRE DE LA OBRA "EL POTRERITO"

Capacidad total	1400 000	m <sup>3</sup>
Capacidad util	1354 000	m <sup>3</sup>
Capacidad de azolves	46 000	m <sup>3</sup>
Volumen escurrido medio anual	12 37 123	m <sup>3</sup>
Volumen aprovechable medio anual	950 149	m <sup>3</sup>
% de aprovechamiento	76.803	
Volumen evaporado medio anual	252 460	m <sup>3</sup>
% de evaporacion	20.407	
Volumen derramado medio anual	32.754	m <sup>3</sup>
% de derrames	2.647	
Demanda anual por Ha.	6200	m <sup>3</sup>
Beneficio (Ha. netas)	160	Ha.
% de deficiencias	4.218	
Eficiencia del vaso	70.173 %	

### NOTAS:

SE RECOMIENDA POR LO GENERAL QUE EL PORCENTAJE DE LAS DEFICIENCIAS  
NO SEA MAYOR DEL 5% ; EN NUESTRO CASO ESTA DENTRO DE LO RE-  
COMENDABLE

### AVENIDA MÁXIMA.

Se entiende por avenida máxima al aumento rápido del caudal de una corriente en forma natural, esto es: ocasionado por una tormenta o sucesión de tormentas caídas en la cuenca de captación.

Es conveniente conocer la magnitud de la avenida y el volumen correspondiente con el fin de proyectar la obra de excedencias o de control de avenidas.

La magnitud de la avenida y su volumen depende de muchos y variados factores, siendo los principales:

- a) Intensidad y duración de las tormentas, así como la forma de concentración.
- b) Localización y amplitud de las tormentas en la cuenca de captación, sobre todo en las cuencas de gran magnitud.
- c) Trayectoria de la tormenta.
- d) Área y forma de la cuenca de captación.
- e) Topografía de la cuenca, pendiente de ella y de las corrientes principales.
- f) Geología de la cuenca.
- g) Vegetación en la cuenca.

*Avenida máxima probable.* - La avenida máxima probable es aquella que se supone, se presentará en el período de la vida útil de la presa y es la que se considerará para el diseño de la obra de excedencias.

La determinación de la avenida máxima probable se hace mediante el uso de fórmulas y procedimientos empíricos.

En el presente trabajo emplearemos el método de Creager gráfico dado que utilizar la fórmula implica un trabajo muy laborioso.

La fórmula que utiliza Creager es de la forma:

$$Q_{\max} = CA^n \quad \text{o bien } q = C A^n - 1$$

Como se puede apreciar, el  $Q_{\max}$  depende directamente de las características y área de la cuenca tributaria donde:

$c$  = coeficiente de avenida

$a$  = Área de la cuenca tributaria en  $\text{Km}^2$

$q$  = Gasto máximo en  $\text{m}^3/\text{seg}$ .

La expresión de Creager traducida al sistema métrico decimal es:

$$q = 0.503 C (0.386 A) \left[ \frac{0.894}{(0.386 A) (0.048)} \right] - 1$$

De donde:

$$c = \frac{q}{0.503 (0.386 A) \left[ \frac{0.894}{(386 A) 0.048} \right] - 1}$$

Esta fórmula nos permite calcular la avenida máxima en una corriente donde no existen aforos en base a los datos de una corriente conocida.

La Secretaría de Recursos Hidráulicos tiene graficado dicha ecuación para diferentes valores de C que corresponden a las distintas cuencas de la república.

Se tomará para el proyecto los datos de la cuenca Lerma-Chapala en la tabla 5-A donde se encuentra localizado y el municipio de Acámbaro, para una cuenca de 11 Km.<sup>2</sup> se encuentra un gasto unitario de  $q = 6.5 \text{ m}^3/\text{Seg}/\text{km}^2$ .  $Q \text{ total} = 6.5 \times 11 = 71.5 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

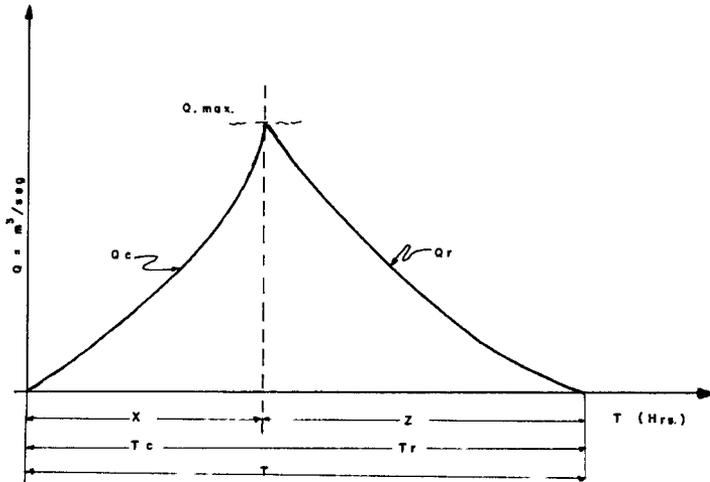
El caso más desfavorable al presentarse la avenida es cuando el vaso se encuentra lleno, sin embargo no todo el caudal de la avenida derramará, pues parte será retenido, - produciendo una sobre elevación del nivel de aguas normales ( N.A.N. ) alcanzando lo que se denomina nivel de aguas máximo extraordinario, ( N.A.M.E. ).

Este fenómeno se le conoce como regularización de la Avenida, de donde nos interesa conocer el valor cuantitativo de la avenida regularizada así como la carga ( H ) sobre el vertedor.

#### METODO GRAFICO DE GOODRIGE.

Por este método se trata de obtener los valores de los gastos de salida por el vertedor y el volumen retenido - en el vaso, para lo cual se requieren los siguientes datos.

- a) Hidrograma de entradas.
- b) Curva de gastos del vertedor.
- c) Curva de elevaciones Vs Capacidades.
- a) El Hidrograma de entradas.-



La determinación del hidrograma de entradas se hace por el método de Leveitov; éste consiste en que la presentarse la avenida, el gasto que pasa por el vertedor varía gradualmente y el tiempo en que se efectúa éste gasto se llama tiempo de concentración, cuando el gasto llega a su altura límite empieza a decrecer a éste tiempo se le denomina tiempo de receso.

Fórmulas

$$Q_x = Q_{max} \left(\frac{x}{x_c}\right)^2$$

$$Q_x = Q_{max} \left(\frac{tr-x}{tr}\right)^2$$

$$T_c = \frac{L}{3.6v}$$

$$T_r = 2a + 3t_c$$

(2) Para cuencas montañosas-cerca de la desembocadura.

(3) Para cuencas alargadas.

$v$  = Velocidad del agua en el sitio de la boquilla.

$L$  = Longitud teórica del río desde su nacimiento hasta el sitio.

Primeramente determinaremos la velocidad del agua en el sitio de la boquilla por medio de la fórmula de maning

Elev.	A	P	r	r 2/3	Ar2/3	S <sup>1/2</sup> /n	V	Q	D
85.00	0.10						0.99		
86.00	5.85	21.00	0.278	0.427	2.497	2.324	0.99	5.80	1.00
86.50	32.45	78.50	0.413	0.555	18.009	2.324	1.29	41.85	1.50
86.75	57.10	133.00	0.429	0.570	32.547	2.324	1.32	75.63	1.75
86.70	51.35	111.50	0.460	0.596	30.604	2.324	1.38	71.12	1.70
86.71	52.60	111.55	0.471	0.605	31.823	2.324	1.41	73.95	1.71

$$S = 0.011$$

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

$$s^{1/2} = 0.1048$$

$$Q = 71.50 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.045$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{s^{1/2} r^{2/3}}{n} = \frac{2.324 \times 0.570}{1.32} = 1.32$$

$$T_c = \frac{L}{3.6v} = \frac{6.00}{3.6 \times 1.32} = \frac{6.00}{4.752} = 1.262 \text{ hr}$$

$$T_c = 1 \text{ h} - 15 \text{ m} - 43 \text{ seg.}$$

$$T_r = 2.5 T_c = 2.5 ( 1 \text{ h} - 15 \text{ m} - 43 \text{ seg.} ) = 3.155 \text{ hr}$$

$$T = 4.417 \text{ hr}$$

CALCULO DE  $Q_x$  y  $Q_z$ .

$X$	$X/Tc$	$(X/tc)^2$	$Q_x$	$Z$	$Tr-z$	$\frac{Tr-z}{Tr}$	$\frac{(Tr-z)^2}{Tr^2}$	$Q_z$
0.125	0.099	0.0098	0.70	0.125	3.030	0.960	0.921	65.85
0.250	0.198	0.0392	2.80	0.250	2.905	0.921	0.848	60.85
0.375	0.297	0.0882	6.30	0.375	2.780	0.881	0.776	55.48
0.500	0.396	0.1568	11.21	0.500	2.655	0.841	0.707	50.55
0.750	0.594	0.3528	25.22	0.750	2.405	0.762	0.580	41.47
1.000	0.792	0.6272	44.84	1.000	2.155	0.683	0.466	33.31
1.125	0.891	0.7939	56.76	1.125	2.030	0.643	0.413	29.52
1.250	0.990	0.9801	70.07	1.250	1.905	0.604	0.364	29.02
1.262	1.000	1.0000	71.50	1.262	1.893	0.600	0.360	25.74
				1.375	1.780	0.564	0.318	22.73
				1.500	1.655	0.524	0.274	19.59
				1.750	1.405	0.445	0.198	14.55
				2.000	1.155	0.366	0.133	9.50
				2.250	0.905	0.287	0.082	5.86
				2.500	0.655	0.208	0.043	3.07
				2.750	0.405	0.128	0.016	1.14
				3.000	0.155	0.049	0.002	0.14
				3.125	0.030	0.009	0.000	0.00
				3.155	0.000	0.000	0.000	0.00

b) Curva de gastos del vertedor.-

Esta curva se obtiene mediante la ecuación --  
 $Q = CLH^{3/2}$ , para diferentes gastos  $H$  con las condiciones --  
de  $C = 2$  y  $L = 30.00$  m.

$Q$	$Q/cl$	$H = \left(\frac{Q}{cl}\right)^{2/3}$
6.00	0.10	0.215
12.00	0.20	0.342
12.00	0.30	0.448
24.00	0.40	0.543
30.00	0.50	0.630
36.00	0.60	0.711
42.00	0.70	0.788
48.00	0.80	0.862
54.00	0.90	0.932
60.00	1.00	1.000
66.00	1.10	1.065
71.50	1.19	1.123

c) Curva de elevaciones. Vs. Capacidades.-

Se obtiene calculando los volúmenes a diferentes e  
levaciones apoyándose en la topografía del vaso.

Este método esta basado en la siguiente ecuación:

$$(Q - q) \Delta t = \Delta A \quad (1) \text{ de donde}$$

$Q$  = Gasto de entradas ( Hidrograma )

$q$  = Gasto de salida ( Desfoque )

$\Delta t$  = Incremento de tiempo

$\Delta A$  = Incremento de almacenamien $\text{t}\grave{o}$ .

Por lo tanto, el gasto que entra al vaso menos el  
que sale en un intervalo de tiempo es igual al incremento de  
almacenamiento para dicho intervalo.

Constante de tiempo.- Esta constante depende de --  
las escalas empleadas en el análisis gráfico y es fundamen-  
tal su determinación para la aplicación del método.

Si consideramos un sistema de ejes coordenados, en  
el eje de las abscisas representamos los tiempos y en el --



Las escalas que se usaron para trazar la figura -  
fueron:

$$\text{Escala de Volúmenes} = \frac{50000 \text{ m}^3}{1 \text{ cm.}} = 50000 \text{ m}^3/\text{cm.} = Z$$

$$\text{Escala de Gastos} = \frac{5 \text{ m}^3/\text{seg.}}{1 \text{ cm.}} = 5 \text{ m}^3/\text{seg./m} = X$$

$$\text{Escala de tiempos} = \frac{720}{1 \text{ cm.}} = 720 \text{ seg./m.} = Y$$

$$Q = FF, .x \quad FF, = \frac{Q}{Y}$$

$$q = F,G.x \quad F,G = \frac{q}{x}$$

$$t = ef.y \quad ef = \frac{t}{y}$$

$$A = Fg.x \quad fg = \frac{A}{x}$$

De la fig.

$$FG = FF, - F.G = \frac{Q}{x} - \frac{q}{x} = \frac{Q-q}{x}$$

Substituyendo estos valores en la Es. (2) se tiene:

$$\frac{Q-q}{x} \cdot \frac{t}{y} = \frac{A \cdot EF}{x} \quad (3)$$

$$A = (Q-q) \cdot t \text{ de donde } A = \frac{xy}{x} \quad A \cdot EF \text{ de donde}$$

$$EF = \frac{x}{xy} \quad (4)$$

A este valor EF, dado por la ecuación (4) lo llamaremos y es la "constante gráfica de tiempo".

$$K = \frac{x}{xy} = \frac{50000}{5 \times 720} = 13.9$$

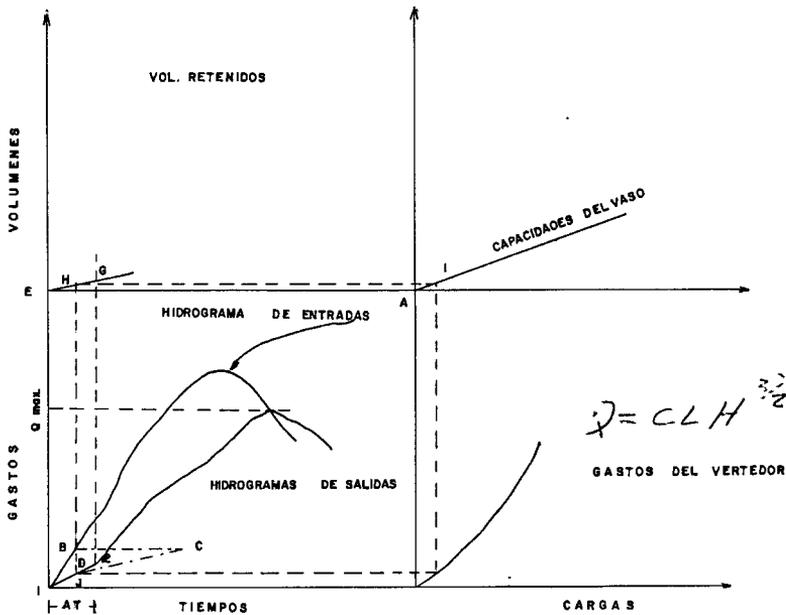
Aplicación del método.-

Al presentarse la avenida, el volumen almacenado es ta representado por el punto A.

1o.- Se toma un pequeño intervalo de tiempo T, sea B el punto de gasto medio de entradas en ese intervalo.

2o.- Por B se traza BC, igual a la constante de - - tiempo.

3o.- Se supone un gasto medio de salida sea D y se traza DC.



40.- Se marca el punto E que nos representa un volumen igual al de A al principio de la creciente.

50.- Se traza EG paralela a DC, si el gasto de salida D supuesto es el correcto, la línea EG corresponde a la curva de volúmenes retenidos. Para comprobar el gasto de salida D se hace lo siguiente.

60.- En la línea EG se toma el punto H que representa el almacenamiento medio.

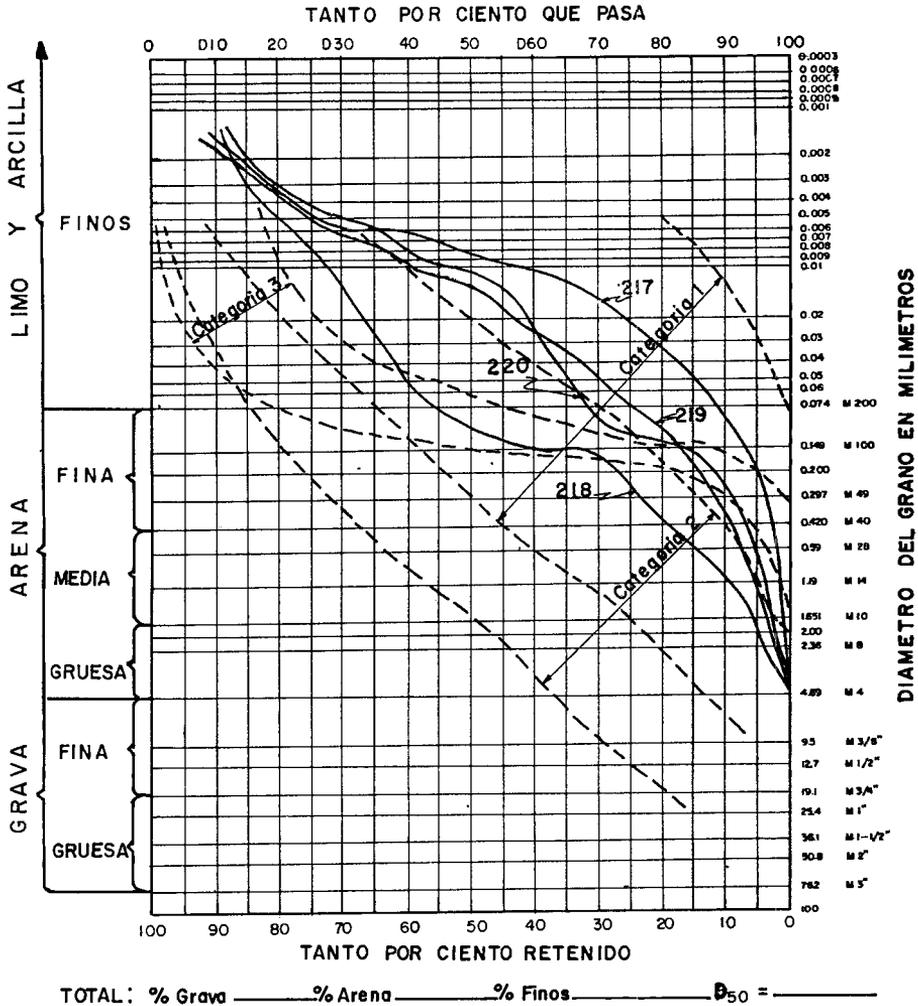
70.- Se traza una horizontal por el punto H hasta que corte a la curva de capacidades (punto I) obteniéndose la elevación correspondiente al almacenamiento medio.

80.- Se traza por I una vertical hasta cortar a la curva de desfoque obteniéndose el gasto de salida (J).

90.- Este gasto J debe ser igual al supuesto D, es decir J y D deben coincidir si no sucede así hay que suponer otro gasto de salida hasta comprobar la coincidencia.

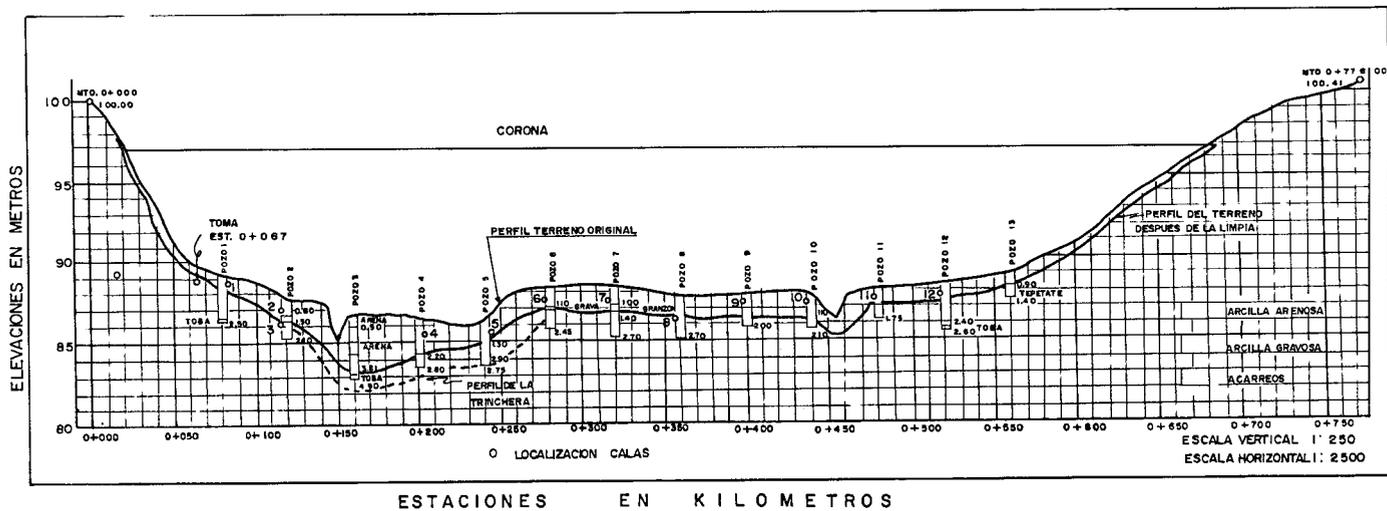
De esta forma por tanteos se obtiene el hidrograma de salidas, el peak o punto máximo de dicho hidrograma representa el  $Q_{max}$  de salida llamado también  $Q_{max}$  regularizado de  $30 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

# GRAFICA GRANULOMETRICA





# PERFIL GEOLOGICO DE LA BOQUILLA





Por lo que la elevación de la corona será igual a-96.18 más 1.02 lo que corresponde a tener una elevación de la corona de 97.20, la altura de la cortina en su sección-máxima considerándola limpia será de 14.85 m.

Ancho de la corona.- Cuando no existen causas especiales, es decir que se vaya a utilizar permanentemente para el tránsito de vehículos, peatones, etc., se determina por medio de una ecuación empírica que nos da el ancho de la corona en función de la altura de la cortina.

$$Ac = 1.1(H)1/2 + 0.91 \text{ de donde}$$

Ac = Ancho de la corona

H = Altura de la cortina.

Esta fórmula se utiliza únicamente cuando la altura de cortina excede de 15.00 m.; cuando es menor, se toman 4.00 m. de ancho como mínimo para el tránsito de vehículos durante la ejecución de la obra y reparaciones posteriores.

Para el diseño de la cortina se efectuó un estudio de mecánica de suelos como se muestra en la hoja de cálculos, con el propósito de conocer las propiedades físicas y mecánicas de los materiales en la cimentación y en el cuerpo de la cortina. Nuestra cortina será de material impermeable, porque es el material que más abunda en los bancos de préstamo que se localizaron; por otra parte la topografía de la boquilla y la geología se prestan para este tipo de cortinas.

#### ESTUDIO DE BANCOS DE PRESTAMO.

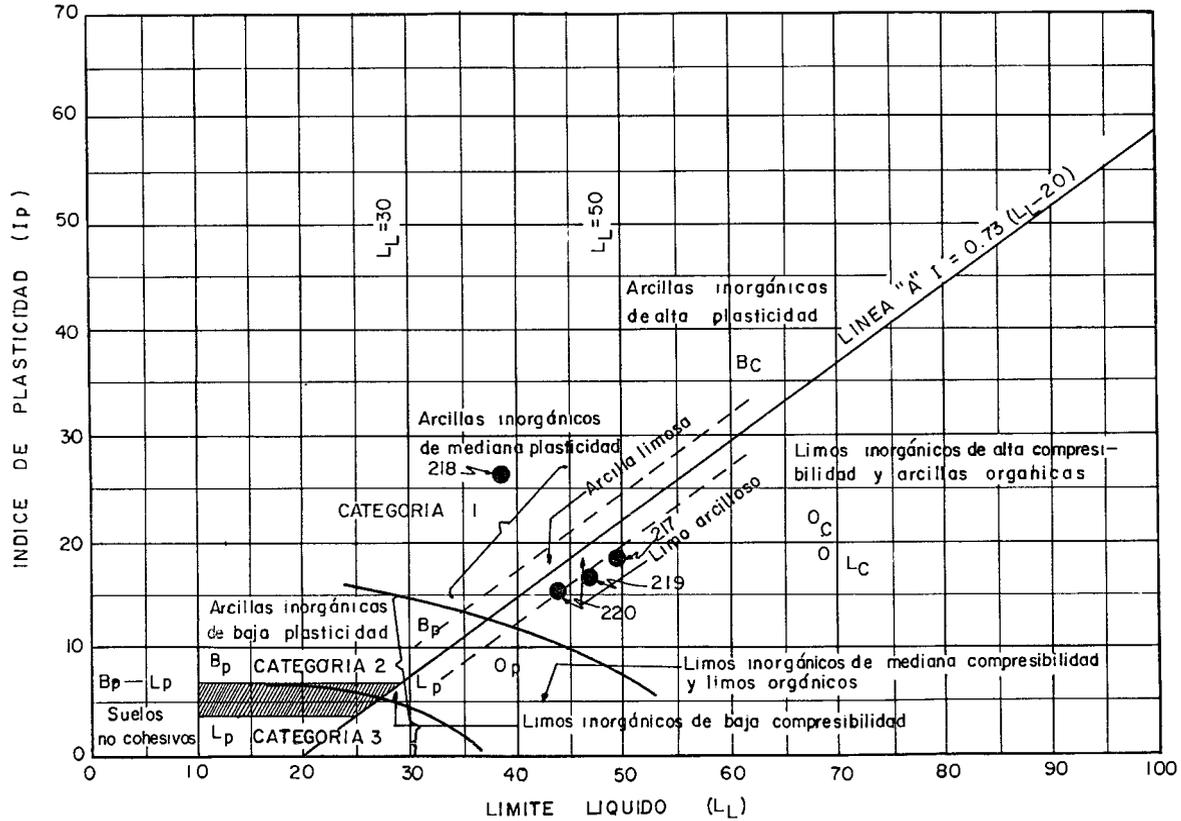
El estudio de las zonas de donde se obtendrán los materiales para la construcción de la cortina, comprende los siguientes puntos: localización, muestras y cubicación.

a) Localización.- De preferencia el material deberá localizarse aguas abajo del eje de la cortina y no dentro del vaso, con el fin de no alterar las propiedades físicas y mecánicas de este. Se cuantifican estos bancos con el propósito de saber la cantidad disponible para nuestra cortina.

Para nuestro proyecto los bancos de préstamo se -



# CARTA DE PLASTICIDAD



localizan en la margen derecha entre las 2 alcantarillas - aguas abajo del eje de la cortina.

b) Muestras.- Con el propósito de conocer las propiedades físicas y mecánicas del material que va a componer el cuerpo de nuestra cortina, se ejecutan las siguientes pruebas en el laboratorio.

- a) Granulometría
- b) Prueba proetor
- c) Densidad
- d) Límites de consistencia
- e) Resistencia al esfuerzo cortante.

De acuerdo a los resultados obtenidos en el laboratorio nuestra cortina tendrá taludes de 2 : 1 con un factor de seguridad de 1.38.

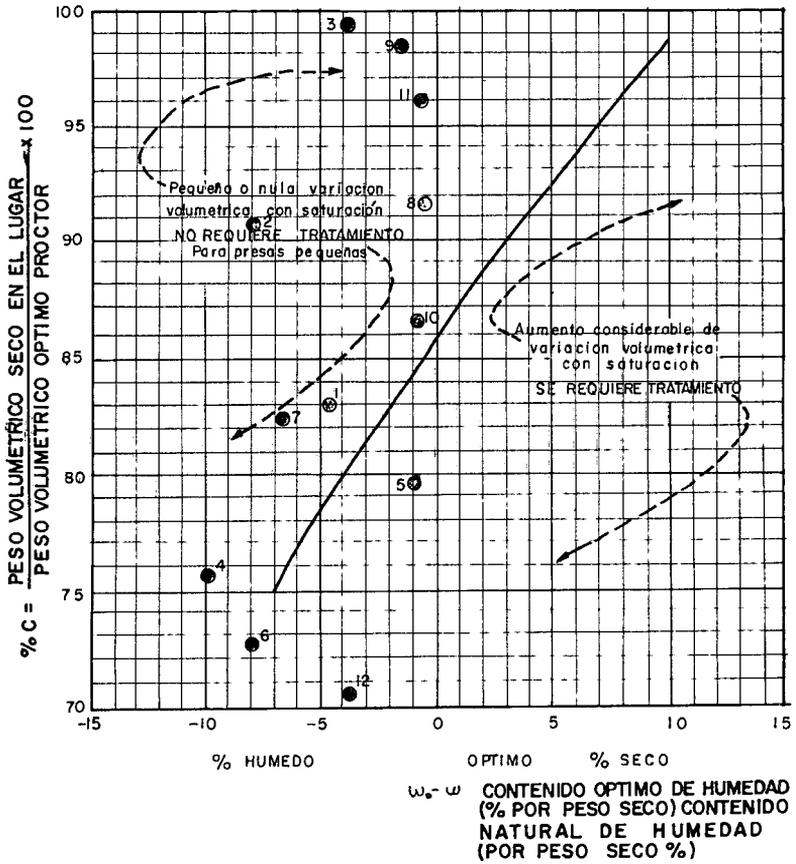
Consideraciones de falla de una cortina de tipo flexible.-

- a) Insuficiencia del vertedor
- b) tubificación
- c) Por agrietamiento
- d) Deslizamiento de taludes
- e) Por licuación.

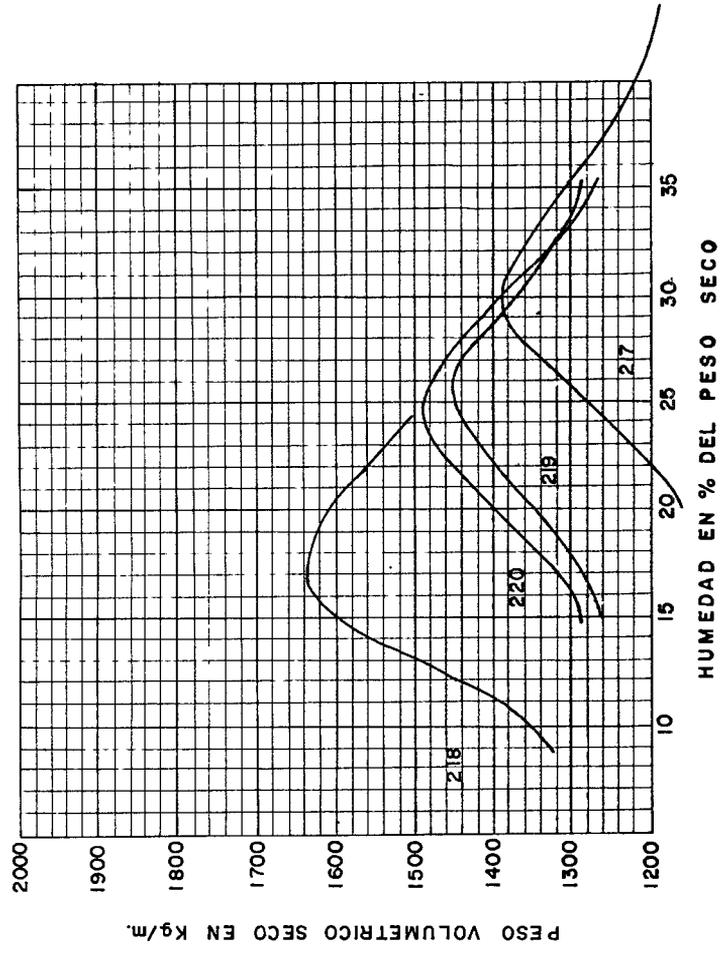
a) Insuficiencia del vertedor.- Cuando falla la cortina debido a una insuficiencia del vertedor, las causas - que motivaron esta falla se deben a que no se consideró una avenida máxima con buen criterio ó bien se tomó un bordo libre muy pequeño, por lo tanto al ser insuficiente para desalojar el volumen de agua empieza a rebasar la corona de la cortina, causando erosión tanto a la corona como a los taludes, provocando con esto el colapso de la cortina.

b) Tubificación.- Este fenómeno se presenta cuando la presa empieza a almacenar agua, la cual al filtrarse por el cuerpo de la cortina de aguas arriba a aguas abajo, la filtración depende de la permeabilidad del material en la cortina así como en la cimentación. La tubificación se presenta debido a la velocidad que desarrolla el agua filtrada la cual al llegar al talud de aguas abajo empieza una socavación lo que origina el ducto, ocasionando la falla de la-

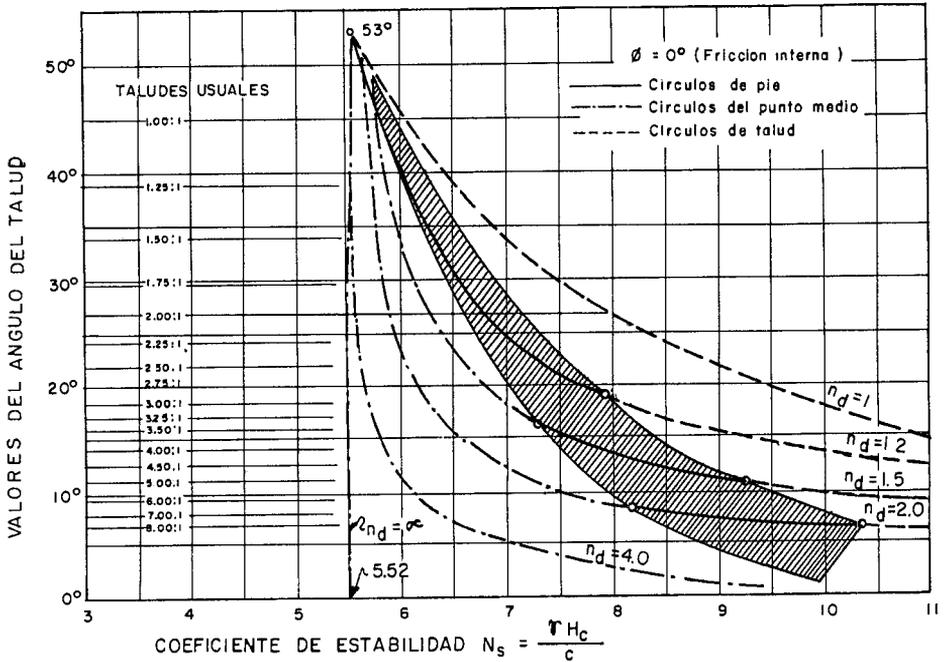
## ESTUDIO DE LA CIMENTACION



# COMPACTACION PROCTOR



## ABACO DE D. W. TAYLOR



### DATOS DE CAMPO (\*\*)

Prof. de la base firme ( $n_d H$ ) =  $\frac{14.85}{14.85}$

Factor de prof ( $n_d$ ) =  $\frac{n_d H}{H} = 1$

Compactación natural  
 en el desplante (%) = 89.22  
 Humedad natural ( $\omega$ ) = 28.96

### DATOS DE LABORATORIO (\*)

Peso vol. humedo ( )  $T/m^3 = 1790$

Cohesión ( $C = 1/2 q$ )  $T/m^2 = 4.580$

Compactación (%) = 95.3

% Saturación (G) = 93.0

- ALTURA CRITICA ( $H_c$ )

De la grafica:  $N_s = 8$

$H_c = \frac{N_s c}{\gamma} = \frac{36.80}{1790} = 20.60$

FACTOR DE SEG. (Fs) =  $\frac{H_c}{H} = \frac{20.60}{15.00} = 1.38$

*En un momento de la vida  
 De ...*

presa. Esto se puede evitar colocando un filtro en aguas abajo al pie de el talud donde se origina la erosión con el propósito de controlar la velocidad que pueda tener el agua y detener las partículas en suspensión.

c) Por agrietamiento.- Este fenómeno se debe principalmente al material de saturación que se le haya dado al terraplen durante la construcción, también a los diferentes espesores de compactación. El agrietamiento se presenta principalmente en la sección máxima donde la altura es mayor y va disminuyendo de acuerdo a la altura, a todo lo largo de la cortina.

d) Deslizamiento de taludes.- Los taludes de una cortina deben ser estables aun en las condiciones más desfavorables de esfuerzo que puedan presentarse en la vida de la presa. Dichas condiciones implican que los esfuerzos cortantes originados por el propio peso de la cortina y por las fuerzas filtrantes, no deben exceder a los esfuerzos cortantes que los materiales del terraplen y la cimentación sean capaces de soportar. Por lo tanto esto nos obliga a investigar la magnitud de los esfuerzos cortantes que actúan en el cuerpo de la cortina y el valor de la resistencia al corte de los materiales.

En general puede decirse que los materiales más resistentes al esfuerzo son aquéllos constituidos por granos macroscópicos, aunque también son los más permeables, los menos permeables son los que ofrecen la menor resistencia al corte.

En la actualidad el método para el análisis de estabilidad de taludes que desarrolló W. Fellenius denominado también "Método Sueco" constituye la base de los procedimientos modernos para dicho análisis, en el método mencionado, nos dice que las superficies de falla son de forma cilíndrica y aparecen, en cortes transversales como arcos de círculo. En virtud de que, por una sección transversal pueden pasar infinidad de círculos de falla, el cálculo resulta laborioso, por lo que en nuestro caso se considera conveniente utilizar las curvas del "Abaco de Taylor" para proyectar los taludes, dado que el abaco se utiliza para alturas hasta de 15 m. y secciones homogéneas en suelos cohesi-

vos, sin considerar ángulo de fricción interna.

e) *Por licuación.*- Este fenómeno, es la pérdida total de la resistencia al corte, a consecuencia del desplazamiento brusco de la estructura granular suelta, bajo la acción de esfuerzos cortantes impuestos cuando el material está saturado, es decir cuando el material entra en suspensión en el agua.

#### CAPITULO IV

##### DISEÑO DEL VERTEDOR Y CANAL DE DESCARGA.

En el diseño de un vertedor intervienen varios factores decisivos para la elección del tipo más conveniente, dependiendo de la topografía, de la economía y del funcionamiento.

Esta obra de excedencias o vertedor de demacias es la estructura mediante la cual se desaloja parte del volumen de la avenida máxima.

La longitud del vertedor depende de la topografía del lugar y de la economía.- Hay que considerar que si (L) crece demasiado, la carga disminuye y viceversa de acuerdo con la ecuación general de los vertedores  $Q = CLH^{3/2}$ .

Su localización se hizo atendiendo en general a las condiciones topográficas y geológicas del terreno y tratando de reducir al mínimo los volúmenes de excavación, para que su costo fuera mínimo.

Además se considera la proximidad de la carretera con el eje de la cortina, por eso se hizo la cortina de eje curvo con el fin de poder alejar un poco la cortina de la carretera y así poder alojar el canal de descarga antes de la carretera.

En virtud de la cercanía de la carretera respecto al eje de la cortina y de la existencia de la alcantarilla que cruza la carretera, se eligió un vertedor de descarga lateral.

Este tipo de vertedor, es aquel en el que el agua fluye al canal de descarga sensiblemente normal a la dirección de su llegada.

Las partes que constituyen las estructuras vertedoras son las siguientes:

Banqueta de acceso.- Es una sección plana con una altura inferior a la cresta vertedora estando situada antes de ésta.

Cresta vertedora.- Es la parte sobre la cual pasa

la vena líquida, su longitud depende de las condiciones topográficas.

Sección de control. - Es aquella donde se forma el tirante crítico, con éste podemos expresar nuestro diseño del canal.

METODO DE HINDS.

Para el cálculo y diseño del vertedor con canal lateral se eligió el Método de Hinds por ser un método sencillo en su aplicación y fundamentalmente porque las exposiciones obtenidas en estructuras ya construidas que fueron proyectadas con esta teoría, han arrojado resultados positivos al observar su funcionamiento.

Las ecuaciones fundamentales en la teoría de Hinds son las siguientes:

$$q = \frac{Q}{L} \quad \text{--- (1)}$$

$$Qx = qx \quad \text{--- (2)}$$

$$Vx = qx^n \quad \text{--- (3)}$$

$$Yx = \frac{n+1}{h} hux \quad \text{--- (4)}$$

$$Yx = \frac{Ax}{2} tx \quad \text{(4')}$$

$$a = \sqrt{\frac{2gn^A/2t}{(n+1)L^{2n}}} \quad \text{--- (5)}$$

en donde

q = Gasto por unidad de longitud.

Q = Gasto total de diseño

L = Longitud de la cresta vertedora obtenida en el diseño del vertedor en forma independiente al canal colector.

X = Distancia a partir del origen de la cresta.

qx = Gasto a la distancia x

Vx = Velocidad del flujo en la sección del canal a la distancia x.

a, n = Coeficientes de personalidad.

Yx = Distancia vertical entre la superficie libre del agua y un plano horizontal que por conveniencia se localiza a un nivel igual al de la cresta más la sumergencia considerada.

hux = Carga de velocidad en una sección del canal situada a la distancia x.

$A_x$  = Area hidráulica en la sección localizada a la distancia  $x$ .

$T_x$  = Ancho de la superficie libre del agua en la sección  $x$  - considerada.

$g$  = Aceleración de la gravedad ( 9.81 m/seg. )

$A, t$  = Area hidráulica y ancho de la superficie libre del - - agua respectivamente en la sección máxima del canal - (Sección final).

*Sumergencia.*- En el análisis teórico para llegar a obtener las fórmulas que nos definen el vertedor, se considera que el gasto que es constante en toda la longitud de la cresta la cual en la realidad no es así, debido a un ahogamiento del vertedor que se tiene en su origen y que se traduce en una disminución del gasto hasta un cierto tramo.

Por lo tanto, al hacer el cálculo de las características de cada sección, se comete un error que por su magnitud e influencia es tolerable y los resultados obtenidos son satisfactorios para cualquier proyecto.

La sumergencia se valva en función de la carga  $H$  - del vertedor y varía de  $1/2H$  a  $2/3H$  para casos comunes, considerándose como sumergencia máxima el último valor.

$$S_{max} = \frac{2}{3} H$$

*Coefficientes de  $N$  y  $A$ .*- De acuerdo con las características topográficas, geológicas, procedimiento de construcción, etc., se elige la sección transversal del canal colector, quedando el perfil longitudinal de la plantilla en función del funcionamiento hidráulico, el cual depende en gran parte de la velocidad y esta de las constante  $n$  y  $a$ . Es por esta razón que para determinar el perfil más conveniente desde el punto de vista hidráulico, es necesario hacer una serie de tanteos variando el valor de las constantes.

Generalmente se supone que el valor de " $N$ " fluctúa de 0.5 a 1.0 y se calcula el de " $A$ " con la fórmula (5) que hace mínima la excavación en la sección que se considera determinante en la excavación total, la cual casi siempre es - la correspondiente al final del vertedor.

Para el caso que nos ocupa se tiene:

1.- Vertedor

$$Q = CLH^{3/2}$$

$$Q = 30 \text{ m}^3/\text{seg. (Regularizado)}$$

$$L = 30 \text{ mt.}$$

$$C = 2.0 \text{ (Ferfilcimacio)}$$

$$H = 0.63 \text{ m.}$$

COORDENADAS DEL CIMACIO

X	Y
0.000	0.079
0.063	0.002
0.126	0.004
0.182	0.000
0.252	0.004
0.379	0.037
0.505	0.089
0.632	0.162
0.758	0.250
0.884	0.356
1.074	0.548
1.264	0.768
1.580	1.230
1.896	1.776

VERTEDOR DEL CANAL LATERAL.

$$Q = 30.00 \text{ m}^3/\text{seg. (Regularizado)}$$

$$C = 2.00$$

$$L = 30.00 \text{ m.}$$

$$H = 0.63 \text{ m.}$$

$$Q = 2 \times 30.00 \times 0.63^{3/2} = 60.00 \times 0.50 = 30.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$L = \text{Ancho de la plantilla} = 6.00 \text{ m.}$$

$$T = 0.5 : 1 \text{ (Talud de las paredes)}$$

$$\text{See } Y = \frac{A}{2t} = \frac{n+1}{n} hv \text{ --- (1)}$$

$$\text{See } N = \frac{2}{3} = 0.67$$

Se resuelve la igualdad (1) para un valor del tirante  $d$  por medio de tanteos:

$$A = (b + td)d = (b + 0.5d)d \quad \text{para } T = 0.5$$

$$T = b + 2td = b + d$$

$$\frac{n + 1}{n} = K = \frac{2/3 + 1}{2/3} = 2.50 \quad Y = \frac{A}{2t} = \left[ \frac{n + 1}{n} \right] hv = Khv = 0.78$$

$$K = 2.50$$

$$b = 6.00$$

d	bd	d <sup>2</sup>	A	T	2t	Y	V	hv	K hv
			bd+td <sup>2</sup>	b+td		A/et	Q/A	V <sup>2</sup> /2g	Y
2.10	12.60	4.40	14.80	8.10	16.20	0.915	2.03	0.21	0.53
1.76	10.56	3.10	12.11	7.76	15.52	0.78	2.48	0.313	0.78

Se acepta que:

Para  $b = 6.00 \text{ m}$

$n = 0.67$

$d = 1.76 \text{ m}$

De acuerdo con la localización se tendrá una profundidad de excavación de:

$$\text{Sumergencia} = \frac{2}{3} H = \frac{2}{3} \times 0.63 = 0.42 \text{ mt.}$$

Elev. cresta = 25.55

Sumergencia = 0.42

Elev. plano aux. = 95.97

$f = y = d = 0.78 + 1.76 = 2.54$

$F = y + d = \underline{2.54}$

Elev. plantilla

Sección máxima = 93.43

Por lo que:

Elev. terreno natural en sección final = 96.50

Elev. plantilla en sección final = 93.43

Profundidad de excavación = 3.07

CALCULO DE LA CONSTANTE  $a$

$$a = \sqrt{\frac{2gn \frac{A}{2t}}{(n+1)x2n}} = \sqrt{\frac{19.62x 0.67x 0.78}{5/3 x 30^{4/3}}} = \sqrt{\frac{10.25}{5/3 x 93.22}}$$

$$a = \sqrt{\frac{30.75}{466.1}} = \sqrt{0.066} = 0.257$$

$$h = 0.67 = 2/3$$

$$a = 0.257$$

$$K = \frac{n+1}{n} = 2.50$$

$$b = 6.00$$

$$a = Q/2 = 30.00/30.00 = 1.00 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}.$$

TABULANDO LOS CALCULOS SE TIENE :

DIST.	$x^h$	$aX^n$	$qX$	$Qx/Vx$	$d$	$\frac{Vx^2}{2g}$	$Khvx$	$y+d$	Elevaciones	
X	$x^n$	$Vx$	$Qx$	$Ax$	$dx$	$hvx$	$Y$	$fx$	supli- bre del agua	fondo del canal
0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	95.97	—
1.000	1.000	0.257	1.000	3.891	0.62	0.0034	0.0085	0.629	95.96	95.34
3.000	2.080	0.534	3.000	5.618	0.87	0.0145	0.0363	0.906	95.93	95.06
5.000	2.924	0.751	5.000	6.658	1.02	0.0287	0.0718	1.092	95.90	94.88
10.000	4.642	1.193	10.000	8.382	1.26	0.0725	0.1813	1.441	95.79	94.53
15.000	6.082	1.563	15.000	9.597	1.43	0.1245	0.3113	1.741	95.66	94.23
20.000	7.368	1.894	20.000	10.560	1.56	0.1828	0.4570	2.017	95.51	93.95
25.000	8.550	2.197	25.000	11.379	1.67	0.2460	0.6150	2.225	95.36	93.68
30.000	9.655	2.481	30.000	12.092	1.76	0.3137	0.7843	2.544	95.19	93.43

$$d = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4tA}}{2t} = -6.00 \pm \frac{26.00}{2} = 2A$$

$$d_1 = 6.00 + \sqrt{36.00 + 4 \times 0.5 \times 3.891} = -6.00 \pm \frac{36.00 + 2 \times 3.891}{2} = 0.62$$

$$d_{2/3} = 6.00 + \sqrt{36.00 + 2 \times 5.618} = 0.87$$

$$d_5 = 6.00 + \sqrt{36.00 + 2 \times 6.658} = 1.02$$

$$d_{10} = 6.00 + \sqrt{36.00 + 2 \times 8.382} = 1.26$$

$$d_{15} = 6.00 + \sqrt{36.00 + 2 \times 9.597} = 1.43$$

$$d_{20} = 6.00 + \sqrt{36.00 + 2 \times 10.66} = 1.56$$

$$d_{25} = 6.00 + \sqrt{36.00 + 2 \times 11.379} = 1.67$$

$$d_{30} = 6.00 + \sqrt{36.00 + 2 \times 12.092} = 1.76$$

$$\text{Pendientes } \frac{F_{30} - f_5}{2} = \frac{2.544 - 1.092}{25.00} = \frac{1.452}{25.00} = 0.058$$

DATOS DE LA SECCION MAXIMA,

$$b = 6.00 \text{ m}$$

$$d = 1.76 \text{ m}$$

$$t = 0.5 : 1$$

$$A_1 = 12.09 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 2.48 \text{ m/seg.}$$

$$h_{vl} = 0.31 \text{ m.}$$

$$n = 0.020 \text{ ( mampostería con cemento )}$$

$$\text{Elev. plantilla} = 93.43 \text{ n}$$

$$\text{Elev. plantilla al cominenzao del vertedor} = 95.17 \text{ m.}$$

CALCULO DEL TIRANTE CRITICO EN EL CANAL DE DESCARGA.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \qquad \frac{Q^2}{g} = \frac{30^2}{9.81} = \frac{900}{9.81} = 91.74$$

$$A = ab + td^2$$

$$T = b + 2td$$

d	db	d <sup>2</sup>	td <sup>2</sup>	A	A <sup>3</sup>	2td	b+2td	A <sup>3</sup> /t
1.40	8.40	1.96	0.98	0.38	825.3	1.40	7.40	111.5
1.35	8.10	1.82	0.91	0.01	731.4	1.35	7.35	99.5
1.32	7.92	1.74	0.87	8.79	679.1	1.32	7.32	92.7

Por lo que tenemos:  $dc = 1.32 \text{ m}$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{30}{8.79} = 3.41 \text{ m/seg.}$$

DATOS DE LA SECCION DE CONTROL.

$$b = 6.00 \text{ m}$$

$$dc = 1.32 \text{ m}$$

$$t = 0.5$$

$$Ac = 8.79 \text{ m}^2$$

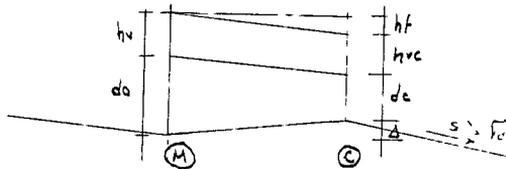
$$vc = 3.41 \text{ m/seg}$$

$$Q = 30.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.020$$

$$hvc = 3.41^2 / 19.62 = 0.59$$

Sea : Sección Máxima (M)  
Sección de Control (C)



Tenemos:

$$d + hv = \triangle + dc + hvc + Hf$$

$Hf$  = pérdidas por fricción.

$$Hf = \left| \frac{V_m n}{R_m^{2/3}} \right| L$$

Sea  $M = d + hv$

$$C = dc + hvc$$

$$M = c + hf = c + \left( \frac{V_m n}{R_m^{2/3}} \right)^2 L$$

$$L = \frac{M - C}{\left[ \frac{V_m n}{R_m^{2/3}} \right]^2}$$

$$V_m = \frac{V_s + V_c}{2}$$

$$R_m = \frac{R_s + R_c}{2}$$

$$V_m = \frac{2.48 + 3.41}{2} = 2.95$$

Tenemos:

$$P = b + 2d \sqrt{1 + t^2} = \text{perímetro mojado}$$

Para la sección máxima

$$P_m = 6.00 + 2 \times 1.76 \sqrt{1 + 0.25} = 6.00 + 3.52 \times 1.12$$

$$P_m = 6.00 + 3.94 = 9.94$$

Para la sección de control

$$P_c = 6.00 + 2 \times 1.32 \sqrt{1 + 0.25} = 6.00 + 2.64 \times 1.12 = 8.96$$

Ahora:

$$R_m = \frac{A_m}{P_m} = \frac{12.09}{9.94} = 1.22$$

$$R_c = \frac{A_c}{P_c} = \frac{8.79}{8.86} = 0.98$$

De lo que:

$$Rm = \frac{Rm + Rc}{2} = \frac{1.22 + 0.98}{2} = 1.10$$

$$Rm = 1.10 \qquad Rm^{2/3} = 1.065$$

Sust. valores

$$\frac{Vm \cdot n}{Rm^{2/3}} = \frac{2.95 \times 0.020}{1.065} = 0.0554^2 = 0.0031$$

$$M = 1.76 + 0.31 = 2.07$$

$$C = \Delta + 1.32 + 0.59 = 1.91 +$$

$$M = 2.07$$

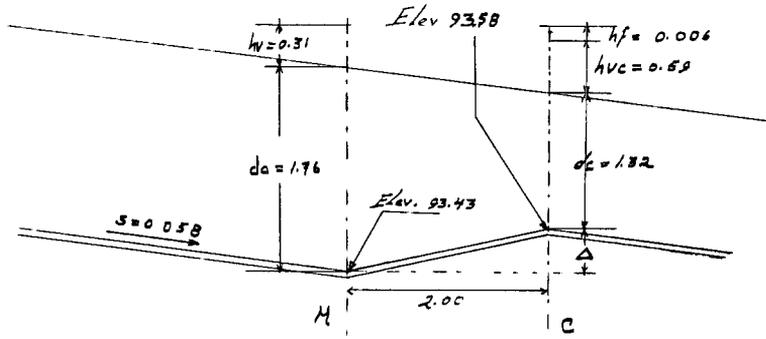
$$C = 1.91 +$$

$$[ ]^2 = 0.0031$$

$\Delta$	M	C	M - C	[ ] <sup>2</sup>	L
0.50		2.41	- 0.34		No
0.15	2.07	2.06	0.01	0.0031	3.23
0.155		2.065	0.005		1.67
0.1532		2.0638	0.0062		2.00

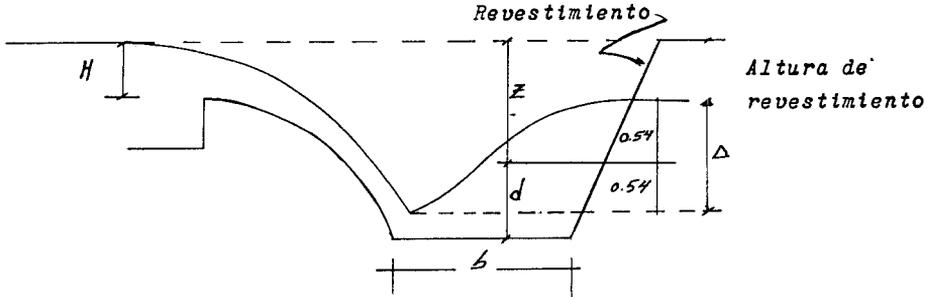
$$L = \frac{M - C}{\frac{Vm \cdot n}{Vm^{2/3}}}$$

Se acepta escalon de 0.15 para obtener una transición (L) de 2.00 como se tiene propuesto



ALTURA DE REVESTIMIENTO

Elev. NAME = 96.20



Tenemos :

$$= \frac{q}{g} \sqrt{2gz}$$

Distancia	d	z	q	q/g	2qz	$\sqrt{2gz}$	$\Delta$	h'	Elev. fondo	Elev. Recubri.
0.000	0	0			0	0	0		95.17	96.17
1.00	0.62	0.24			4.70	2.17	0.22		95.34	97.07
3.00	0.87	0.27			5.30	2.30	0.23		95.06	97.04
5.00	1.02	0.30			5.89	2.43	0.25		94.88	97.02
10.00	1.26	0.41	1.00	0.102	8.04	2.84	0.29	1.00	94.53	96.94
15.00	1.43	0.54			10.59	3.25	0.33		94.23	96.82
20.00	1.56	0.69			13.54	3.68	0.37		93.95	96.70
25.00	1.67	0.85			16.68	4.09	0.42		93.68	96.56
30.00	1.76	1.01			19.82	4.45	0.45		93.43	96.42

96.47

Real ajustado

$$Z = (NAME) - (Elev. fondo + d)$$

$$Elev. Recubrimiento = Elev. fondo + d + \frac{1.00}{h'}$$

$$Elev. NAME + 96.20$$

El diseño final se muestra en el plano general No. 2 así, como los detalles del vertedor.

## C A P I T U L O V

### DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA.

Se denomina obra de toma al conjunto de estructuras que forman parte de la presa, con el objeto de extraer el agua en una forma controlada para satisfacer la ley de demandas.

Los tipos más comunes de obra de toma en nuestro medio son los siguientes:

- a) Torre y galería, trabajando como canal.
- b) Tubería trabajando a presión.
- c) Galería con tubería trabajando a presión.
- d) Mixta, un tramo de galería trabajando a presión, que se continúa con tubería a presión alojada en el interior de la galería.

Para nuestro proyecto utilizaremos el segundo tipo debido a que el gasto no es muy elevado y su longitud de tubería no es muy considerable. Este tipo de tubería es muy económica en cuanto a su colocación.

Su localización se efectuó en la margen izquierda por tenerse en ésta, la zona de riego. La elevación correspondiente se localizó de acuerdo con la "capacidad mínima"

Se denomina capacidad mínima al volumen necesario que debe existir para que la tubería trabaje eficientemente y se determina considerando el volumen de azolves más un 10% de la capacidad útil.

Al final de la tubería de acero se amortiguará la energía por medio de un tanque, posteriormente por medio de una sección de transición se pasará a un tubo de concreto el cual trabaja como canal hasta donde se inicia la zona de riego.

La conducción en tubería se propuso debido a las condiciones topográficas y de cruce con el canal de descarga del vertedor, así como el cruce en la carretera de Acámbaro-Iramuco.

Las partes que constituyen la obra de toma son las siguientes:

- a) Estructura de entrada.
- b) Rejillas con su marco de apoyo.
- c) Tubo de acero.
- d) Caceta de válvulas.
- e) Tanque amortiguador.

A continuación se muestra el cálculo hidráulico para el diseño de la obra de toma.

DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA.

Capacidad útil	1 354 000 m <sup>3</sup>	
Por experiencia 10%	Capacidad útil	135400 m <sup>3</sup>
	Capacidad Azolves	$\frac{46000 \text{ m}^3}{181400 \text{ m}^3}$
		88.40
		<u>90.45</u>
		1.65

Carga disponible	H = 1.65 m.
h = 97.20 - 88.80	= 8.40 m.
L	= 37.80 m.

DETERMINACION DEL GASTO EN LA OBRA DE TOMA.

Considerando la demanda mayor que se sucita durante el año que es de 288000 m<sup>3</sup>, vamos a considerar 25 días hábiles al mes y 10 hrs. de riego .

$$\text{Por lo tanto } Q = \frac{D}{z} = \frac{V}{z} = \frac{288000}{25 \times 10 \times 3600} = 0.320 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q = 320 \text{ Hs/seg.}$$

- Ø Tubería de acero ( 16" ) 40.64 cm.
- Codo de 90 de Ø ( 16" ) 40.64 cm.
- Válvula de compuerta de ( 16" ).

PERDIDAS.

Long. equivalente válvula de 16"	-----	Lv = 2.90
Long. equivalente codo (90) 16"	-----	Lc = 8.50
Long. de tubería de acero 16"	-----	Lt = <u>37.80</u>
Long. total de la tubería	-----	49.20

a) Por fricción.

$$\phi = 16'' \quad Q = 320 \text{ Hs./seg.} \quad v = 2.45 \text{ m/seg.}$$

$$\text{Para } L = 49.20 \text{ y } \phi = 16'' \quad c = 0.565$$

$$\text{Para } C = 0.565 \text{ y } v = 2.45 \quad hf = 1.00$$

b) Por entradas.

$$Kc = 0.05 \text{ ( Entrada abucida )}$$

$$h_e = K_e \frac{v^2}{2g} = 0.05 \frac{2.45^2}{16.62} = 0.05 \frac{6.0025}{10.62} = 0.015295$$

c) Por Rejilla.

$$v = \frac{Q}{a} \text{ Area de la rejilla} = 1.69 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{0.320}{1.30 \times 1.30} = 0.189 \text{ m/seg.}$$

Por ser una velocidad muy pequeña se desprecian sus pérdidas.

$$h \text{ necesaria} = hf + h_e = 1.00 + 0.01 = 1.01 \quad 1.65$$

Si reducimos el diámetro de la tubería a 14" las pérdidas son mayores que la carga disponible por lo tanto se aceptó el de  $\phi$  16" como bueno.

En el plano No. 3 de la obra de toma estan los detalles de la sección con sus componentes que se nombraron anteriormente.

Cálculo de la Transición en la obra de toma.-

El objeto de hacer esta transición es el de conducir el agua para la zona de riego por medio de un tubo de tal manera que éste trabaje como canal, se optó por esta alternativa, por las condiciones topográficas para no tener un gran volumen de excavación, si se optara por un canal abierto, otra consideración que predomina para que fuera un tubo, fué que había que atravesar la carretera que pasa por el lugar.

Para que no se presenten movimientos ondulatorios raros al cambiar de una sección a otra, se hace una transición, la longitud de esta transición se calculó por medio de la ecuación empírica siguiente:

$$L = \frac{T - t}{2} \cotg \alpha \text{ de donde}$$

$T$  = Es la longitud de contacto del agua con las paredes en la sección mayor.

$t$  = Es la longitud de contacto del agua con las paredes en la sección menor.

$L$  = Longitud de transición.

$\angle$  =  $12^{\circ}30'$  por especificación ( ángulo que forma la línea que une las bases de los canales y la línea que define la base antes de la transición ).

#### CALCULO DEL TIRANTE EN LA SECCION CIRCULAR.

El objeto de calcular el tirante es el de fijar la cota de la salida del tanque amortiguador para que la tubería trabaje ahogada, con el tirante que nos de, más la altura por pérdida de velocidad, ésta será la elevación de salida.

Cálculo de la tubería de concreto que se colocará después de la zona de transición.

Datos:

$$Q = 0.320 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.017$$

$$s = 0.002$$

Condición del flujo normal

$$Q = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} A \text{ de donde } \frac{Qn}{s^{1/2}} = Ar^{2/3} =$$
$$\frac{0.320 \times 0.017}{0.04479} = 0.123$$

$$Ar^{2/3} = 0.123$$

Relación de llanado recomendable :

$$Y/do = 0.75$$

Suponiendo tubería de (30") 76.20 de diámetro se tiene:

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS.

TUBO LLENO	RELACIONES	TUBO PARCIALMENTE LLENO.
$d_o = 0.76.20$	$Y/d_o = 0.75$	$Y = 0.571$
$A_o = 0.7854 \times 0.762^2 = 0.456$	$\frac{A}{A_o} = 0.81$	$A = 0.370 = 0.81 \times 0.45$
$P_o = 3.1416 \times 0.762 = 2.38$	$P/P_o = 0.666$	$P = 1.59$
$R_o = \frac{0.762}{4} = .1905$	$R/R_o = 1.21$	$R = 0.211$

$$R^{2/3} = 0.358$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.320}{0.370} = 0.86$$

$$Ar^{2/3} = 0.133 \quad 0.123$$

$$Q = \frac{1}{n} s^{1/2} Ar^{2/3} = \frac{0.0447 \times 0.370 \times 0.358}{0.017} = \frac{0.133 \times 0.0447}{0.017} = 0.350 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Será la capacidad de la tubería trabajando como canal.

$$v = \frac{0.350}{0.370} = 0.92 \text{ m/seg.}$$

$$h_{vc} = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.92^2}{2 \times 9.81} = \frac{0.8464}{19.62} = \frac{84.64 \times 10^{-2}}{19.62} = 0.043$$

TIRANTE CRITICO.-

Datos:

$$Q = 0.320 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \frac{dc}{D} = 0.85 = dc = 0.85 \times 0.762$$

$$D = 0.762 \text{ (30")}$$

$$dc = 0.648 = 0.65 \quad y = 0.57 \text{ Regimen Supercritico}$$

$$S = 0.002 \quad S_c.$$

Ahora si estamos en condiciones de calcular la longitud transición entre el cambio de sección.

$$L = \frac{T - t}{2} \text{ ctg} \alpha =$$

CALCULO DE TRANSICION EN LA OBRA DE TOMA.-

$$L = \frac{T - t}{2} \cot \alpha$$

$$L = \frac{1.50 - 0.762}{2} \cot \alpha$$

$$369$$

$$\cot \alpha = 4.511$$

$$L = \frac{0.738}{2} \times 4.511 = \frac{3.329118}{2}$$

$$L = 1.67$$

$$L = 1.80$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{0.389}{L}$$

$$L = \frac{0.389}{\text{tg } L}$$

$$\cot \alpha = \frac{L}{0.389}$$

$$L = \text{ctg} \alpha \cdot 0.389$$



## C A P I T U L O VI.

### PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

Casi todas las labores de la brigada de construcción están orientadas hacia el control del equipo con el cual se ejecutan las obras, al decir equipo no me refiero únicamente a las máquinas, sino también al personal que hace posible - que las obras se lleven a cabo; por lo tanto para el desarrollo del tema, haré una exposición de las labores que traen consigo la construcción de un pequeño almacenamiento para lo cual analizaremos los siguientes puntos para el caso particular en estudio.

- I) PROGRAMACION DE LA OBRA.
- II) EJECUCION DE LA OBRA
- III) CONTROL Y ANALISIS DE COSTOS

I.- Programación de la obra.- Una vez que se ha aprobado la construcción de una obra, lo cual fué el resultado de una serie de estudios ( Procedimientos preliminares, levantamientos topográficos, estudios hidrológicos, de mecánica de suelos, geológicos, socio-económicos, proyectos, etc.) Se procede a hacer la programación de la obra, para lo cual es necesario, tener los planos de construcción en los que aparezcan los volúmenes de obra, así como un plano de localización de los bancos de préstamo en que se indiquen los espesores de despilme y de explotación; a continuación se recabarán en el laboratorio los datos de humedad óptima requerida, así como la humedad media en el banco, para con ello poder dictaminar la cantidad de agua que será necesaria durante la construcción y por lo mismo tomar las providencias necesarias para prever una fuente de abastecimiento que aparte de suficiente, reúna las cualidades de fácil explotación y mínimo acarreo.

Después se hace una visita al sitio de la obra y se toman todos los datos que se estimen necesarios para la programación como son:

- a) Localización de la fuente de abastecimiento de -

✓

agua y distancia de acarreo medio.

- b) Planeación de los caminos de acceso y de acarreo de materiales.
- c) Ubicación del campamento y del taller.
- d) Procedimiento recomendable para el control de avenidas.
- e) Posibilidad de conseguir mano de obra en el sitio, así como posible cooperación de los futuros usuarios.

Con todos los datos anteriores tomando en cuenta, el equipo de que se dispone, se procede a tocar la programación

II.- Ejecución de la obra.- La ejecución de la obra se trata dentro de lo posible que se lleve a cabo de acuerdo al programa, esto pocas veces se realiza ya que intervienen muchos aspectos que están fuera de control, como son las condiciones climatológicas, cambios en los volúmenes de obra - por variación de las condiciones en las explosiones, falta de refacciones o materiales a tiempo, originados fundamentalmente por restricciones presupuestales o carencia en el mercado de los artículos demandados, también ocasionan retrasos al programa, las equivocaciones en los sistemas de trabajo - empleados.

Para disminuir los retrasos por el último aspecto citado, se ha dado a los sobrestantes instrucciones para el correcto empleo del equipo, al mismo tiempo las experiencias - que se han ido adquiriendo nos van dando nuevas normas tendientes a hacer desaparecer las deficiencias, pero son tantos los problemas que presenta una obra y tan variados que es difícil quedar exento de equivocaciones.

Los conceptos principales de trabajo, en terracerías de cortina son cinco a saber:

- a) Despalme
- b) Extracción y carga
- c) Acarreo
- d) Colocación
- e) Compactación.

Las normas principales que se siguen para cada uno -

de los conceptos de trabajo son los siguientes:

A) Despalme de bancos.-

1o.- El producto de despalme se colocará lo más - próximo posible, teniendo cuidado de que que de en un sitio que no requiera un movimiento posterior.

2o.- Cuando el material de despalme pueda ser utilizado de inmediato en alguna otra parte de la obra se contruyen, rampas de acceso a la cortina, con el fin de evitarnos el gasto - posterior de una nueva carga.

3o.- Cuando el material de despalme pueda tener - un uso posterior en otros sitios de la obra - como por ejemplo revestimiento de la corona, se almacenará en forma tal que su carga posterior queda facil de atacar.

4o.- El area despalmada deberá estar siempre en - función de la humedad del material en el banco es decir:

Cuanco el material tenga una humedad próxima a la optima en el banco, solo se despalmará - la zona que se este atacando con el fin de - evitar las pérdidas de humedad por evapora - ción.

Caundo el material este escaso de humedad se despalmarán zonas grandes con el fin de proporcionar aumento de humedad con riego, el - cual se buscará que siempre pueda efectuarse por gravedad para evitarnos gastos de bombeo

B) Extracción y carga.-

La extracción y carga en el caso del equipo que disponemos se efectúa con escrepas y tractores empujadores y se siguen las siguientes reglas generales:

1o.- La máquina empujadora deberá cargar la es - crepa en un tiempo aproximado de un minuto, - de lo contrario deberá aflojar el material - con arado entre viaje y viaje si el suelo lo permite, o efectuar ese trabajo fuera de tur

no de acarreo.

20.- Siempre que sea posible el empuje para-carga, se echará de arriba hacia abajo, con el fin de aprovechar el peso propio de las máquinas y disminuir nuestro consumo de energía.

30.- La explotación del banco deberá ser ordenada, teniendo cuidado de conservar los accesos bien acondicionados, con el fin de evitar demoras en el tránsito de las máquinas de acarreo, así como para evitar pérdidas de humedad innecesarias

#### C) Acarreo.-

10.- Se tendrá cuidado de que los caminos estén siempre en buenas condiciones, sin fuertes pendientes, regadas para evitar el polvo, amplias para que a lo largo de todo él, pueda haber encuentros sin peligro. Un buen camino nos disminuye el tiempo de ciclo, aumentando al mismo tiempo la durabilidad de las máquinas.

20.- Siempre que no signifique un aumento en la longitud del circuito, se buscará que dentro de la zona de tiro vayan pasando las máquinas por partes diferentes, para aprovechar su peso en la compactación.

#### D) Colocación.-

10.- Se buscará que el tiro sea de espesor uniforme y no mayor que el recomendado por el laboratorio de mecánica de suelos con el fin de disminuir las horas máquinas de conformación.

20.- Se pondrán los peones raiceros que sean necesarios, con el fin de que no dejen dentro del cuerpo de las terracerías elementos extraños (raíces, fragmentos de troncos de árbol, piedras que puedan atascarse en el rodillo de compactación, etc.)

30.- Cuando se trabaje en período de lluvias-  
deberá preverse que las terracerías pue-  
dan drenarse rápidamente y poco antes de  
iniciarseláse dará un bandeo de sello -  
para disminuir la penetración del agua -  
evitando con ello que se nos exceda la -  
humedad del terraplen.

CON RODILLO  
- 120

E) Compactación.-

10.- Se hará un terraplen de prueba para dic-  
taminar el número de pasadas del rodillo  
debidamente lastrado, que son necesarias  
para dar la compactación especificada.

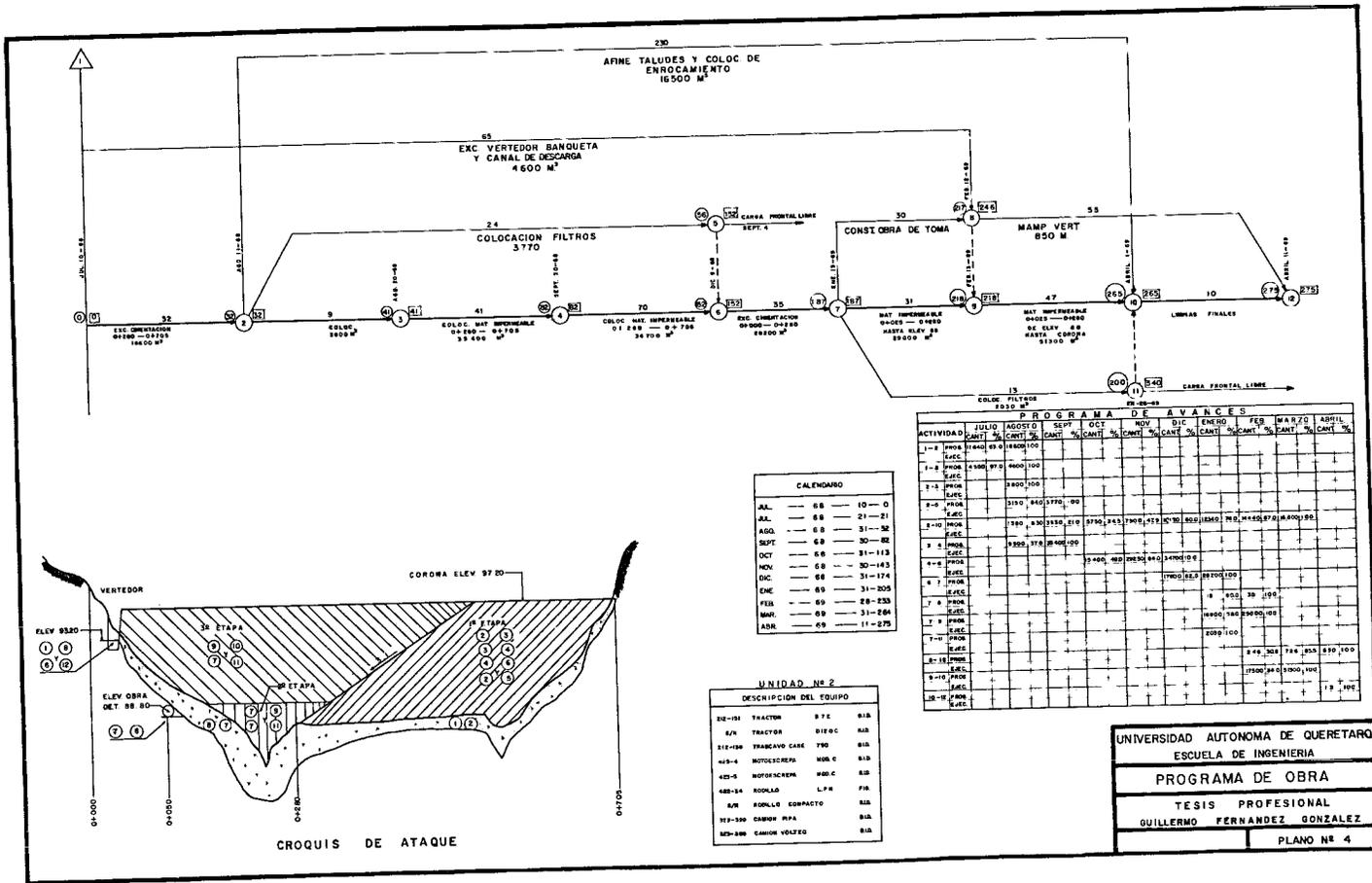
20.- Se procurará que las zonas de compacta-  
ción sean largas para evitar pérdidas de  
tiempo en el inicio de cada faja, y de -  
ser posible se organizan los tiros de ma-  
nera que puedan compactarse en círculos,  
evitando con ello que el operador traba-  
je en reversa, condición en la cual dis-  
minuye su eficiencia y calidad de traba-  
jo.

30.- Se hacen muestras del terraplen ya com-  
pactado con el objeto de verificar la -  
compactación especificada.

III.- Control y análisis de costos.- Se lleva en  
la obra un control quincenal de costos, el cual se obtie-  
ne de los reportes diarios del personal, maquinaria y al-  
macén, ésto nos da la oportunidad de enterarnos de nues-  
tro rendimiento en cada concepto de trabajo y poner los-  
remedios que sean necesarios para el mejoramiento de és-  
tos, y por lo tanto el abatimiento de nuestros costos.

P R E S U P U E S T O

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIDAD	IMPORTE
Cortina				203,606.10
Excavación para Limpia	M3	46806.00	4.35	
Material Impermeable	M3	159016.00	8.96	1,424,783.36
Enrocamiento Semiacomo	M3	16500.00	25.00	412,500.00
Revestimiento Corona	M3	550.00	5.00	2,750.00
Filtro de Grava y Arena	M3	825.00	6.00	4,950.00
			Total:	2,048,589.46
Vertedor				50,635.00
Excavación	M3	3895.00	13.00	
Concreto	M3	18.00	250.00	450.00
Mampostería	M3	850.00	100.00	85,000.00
Zampeado	M3	.18.00	5.00	3,300.00
			Total:	139,385.00
Obra de toma				91,200.00
Excavación	M3	4560	20	
Concreto	M3	15	500	7,500.00
Concreto reforzado	M3	22	700	15,400.00
Tubería colocación	Kg	5000	0.15	750.00
Válvula "	Kg	1000	0.15	150.00
Tubería (16) "	Ml	38	315	11,970.00
Válvula (16) "	Pza	1Pza	2744.94	2,744.94
Bridas (16) "	Pza	5	1833.55	9,167.75
Carrete (16) "	Pza	2	500.00	1,000.00
			Total:	\$=139,882.69
	Cortina		2,048,589.46	
	Vertedor		139,385.00	
	Obra de Toma		139,882.69	
			<u>2,327,857.15</u>	
Imprevistos (10%)			232,785.71	
			<u>2,560,642.86</u>	
Dirección y Administración (15%)			384,096.42	
			<u>2,944,739.28</u>	



**CALENDARIO**

JUL	08	10	0
AUG	08	21	21
SEPT	08	31	30
OCT	08	30	02
NOV	08	31	113
DIC	08	31	143
ENE	09	31	174
FEB	09	28	233
MAR	09	31	294
ABR	09	30	279

**UNIDAD No. 2**  
DESCRIPCION DEL EQUIPO

EQ-21	TRACTOR	8 FC	818
87	TRACTOR	DIEC	818
212-100	TRASCARRO CARGA	700	818
425-4	MOTOCICLO	400 C	818
425-5	MOTOCICLO	400 C	818
425-14	MOJILLA	L.F.H	PA
62	MOJILLA COMPACTA		818
313-100	CAMION RPA		818
325-200	CAMION VOLVO		818

**PROGRAMA DE AVANCES**

ACTIVIDAD	JULIO	AGOSTO	SEPT	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MARZO	ABRIL
	CANT %									
1-1 PISO	1000	400	1000	100						
1-2 PISO	1000	400	1000	100						
2-1 PISO	1000	400	1000	100						
2-2 PISO	1000	400	1000	100						
3-10 PISO	1000	400	1000	100						
3-1 PISO	1000	400	1000	100						
4-1 PISO	1000	400	1000	100						
4-2 PISO	1000	400	1000	100						
7-1 PISO	1000	400	1000	100						
7-2 PISO	1000	400	1000	100						
8-1 PISO	1000	400	1000	100						
8-2 PISO	1000	400	1000	100						
9-1 PISO	1000	400	1000	100						
9-2 PISO	1000	400	1000	100						
10-1 PISO	1000	400	1000	100						
10-2 PISO	1000	400	1000	100						

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO  
 ESCUELA DE INGENIERIA  
 PROGRAMA DE OBRA  
 TESIS PROFESIONAL  
 GUILLERMO FERNANDEZ GONZALEZ  
 PLANO No. 4

C A P I T U L O   V I I  
C O N C L U S I O N E S .

De acuerdo con los estudios realizados a este almacenamiento, se puede afirmar que será una obra cara, pues el costo por Hectárea beneficiada es de aproximadamente \$ 20,000.00 pesos (en pequeños almacenamientos cuestan hasta unos \$ 11,000.00), sin embargo con la construcción de esta obra se evitan las inundaciones aguas abajo que causan daños a los beneficiarios ya que destrozan los cultivos.

Este pequeño almacenamiento regará 160 Hectáreas beneficiando a 62 familias cuyo nivel social y económico se elevará grandemente ya que en la actualidad los cultivos que se explotan son de temporal con los consiguientes riesgos.

Dada la cercanía de la ciudad de Acámbaro y los caminos de acceso a la zona de riego ya oonstruidos, permitirán transportar los productos a los poblados próximos, asegurando su comercialización, toda vez que se satisficará la demanda de consumo propias de la región.

## C A P I T U L O VIII

## BIBLIOGRAFIA.

- a) Tesis Profesionales.
- b) Mecánica de Suelos:  
Ing. Juárez Badillo y Rico.
- c) Boletines de la S. R. H.  
Agrología.
- d) Mecánica de Suelos S. R. H.  
Instructivo para ensayos de suelos.
- e) Instructivo de Construcción.  
S. R. H.