

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA AGRARIA "ANTONIO NARRO"

DIVISION DE INGENIERIA

DEPARTAMENTO DE RIEGO Y DRENAJE

"Diseño y Cálculo de una Obra Derivadora para Entarquinamiento"

Por:

Héctor Hernández López.

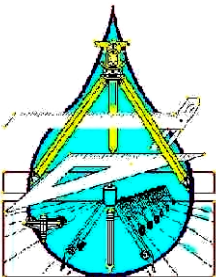
Tesis

Presentada como Requisito Parcial para
Obtener el Título de:

INGENIERO AGRÓNOMO EN IRRIGACIÓN

Buenavista, Saltillo Coahuila, México.

Junio del 2008



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA AGRARIA
“ANTONIO NARRO”
DIVISIÓN DE INGENIERÍA**

“Diseño y Cálculo de una Obra Derivadora para Entarquinamiento”

TESIS

Por:

HÉCTOR HERNÁNDEZ LÓPEZ

**Que somete a consideración del H. Jurado Examinador como Requisito Parcial
Para Obtener el Título de:
INGENIERO AGRÓNOMO EN IRRIGACIÓN**

Dr. Felipe de Jesús Ortega Rivera

Presidente del Jurado

M.C. Sergio Zeferino Garza Vara

Asesor

Ing. Tomas Reyna Cepeda

Asesor

Dr. Raúl Rodríguez García

Coordinador División de Ingeniería

Buenavista, Saltillo, Coahuila, México.

Junio del 2008

DEDICATORIA

Con profundo amor y respeto a mis queridos padres:

Sra. Dominga López Díaz
Sr. León Eustorgio Hernández Olivares

A mis padres, personas a quien les debo todo lo que ahora tengo, por que han luchado incansablemente para alcanzar sus metas, por que trabajaron juntos partiendo de la nada. Por todo su amor, cariño y comprensión durante toda mi vida y por todos lo sacrificios de estar sus hijos antes que ellos este titulo es para ustedes. Eternamente les estaré agradecido y con nada en el mundo podría comparar el gran amor y admiración que siento por ambos.

A mis queridos Hermanos:

Juan Gabriel, Joel, Mario y Edgar, por su amor, cariño y mas que nada su amistad que me han brindado y compartir muchas cosas buenas como malas conmigo desde siempre, por su apoyo incondicional durante el trayecto de mi carrera y por ser los mejores hermanos que pude haber tenido, los quiero mucho.

A mis cuñadas:

Carmina, Alicia y Ángeles, por su amistad que me brindan, por cuidar de mis hermanos y de mis sobrinitos que son los que alegran mi vida y que siempre me hacen sonreír con sus travesuras y ocurrencias.

A mis sobrinos:

Emanuel (melvin), Marisol (may), Remedios Noemí (mimis), Jafeth Ricardo (cafetero), Jesús Alberto (churro), José Manuel (goyo), María Guadalupe (lupita), Edgar Saul (sayul) y Adamary (chonita), gracias por alegrar cada día de mi vida y les dedico este humilde pero grato trabajo y que les sirva de ejemplo, y tengan presente que en la vida no hay imposibles solo es cuestión de querer superarse.

A mis abuelitos:

Lorenza, Leonor y a Silvano (Don sil), especialmente a don Sil, que gracias a sus sabios consejo he culminado un logro más de mi vida y por enseñarme a ser un hombre de bien.

A mi Abuelo (+) **Juan Antonio Hernández** que yo se que desde donde esta siempre ha pedido por mi familia y gracias por enseñarme el valor y riqueza de la agricultura.

A mis amigos de Rayón:

Chalán, Gabis, Chava, Loky, Winni, Guarus, Gorila, Cepillo, Timón, Chucho, Giovanni, y los que me faltaron les dedico este trabajo a ustedes que fueron mis amigos y estuvieron con migo en grandes momentos y se que seguiremos así "Hoy y Siempre".

A todos mis tíos y primas:

De Rayón y de San Lucas, les dedico estas humildes líneas ya que de alguna forma ustedes formaron parte de esta etapa de mi vida y que ahora que culmina me siento dichoso de que formen parte de este esfuerzo realizado y por ser el primero en tener una profesión que sirva de ejemplo que en la vida todo se puede solo falta intentarlo.

A mis amigos de cuarto (Porfirio No 12):

Ñonthe (curruñis), el botas (alex), kike, al joven (beto), por compartir tantas cosas, por su apoyo y hacerme sentir en familia como hermanos durante mi estancia en Saltillo y por supuesto en el internado de la Narro.

A mis amigos:

Roy, Altunar, Vaquita, Roger, Laparra, kike, Matraca, Claudia, Elvia, Bladimir, Hilder, Galileo, Magín, El brujo, Mauricio.

Y en especial a Teo, Chipi, Lalo oax, Nery, Pancholin, Tahidín, por ser los mejores amigos y ***Lucero***, por compartir su cariño y amor (T.Q.M) y a todos los compañeros de la carrera de Irrigación por compartir muchos momentos de alegrías y tristezas.

A mis amigos de la Generación CIV:

Por brindarme su amistad y permitirme ser su amigo porque fue con los que mas compartí clases.

A todos los Maestros:

Porque gracias a sus enseñanzas, consejos he logrado lo que ahora soy ante la sociedad y más que nada por su amistad que me brindaron durante la estancia en esta Universidad

A todos:

Los que algún día me criticaron y a los que me odian a ellos porque eso hizo sentirme más fuerte para seguir avanzando en mi trayecto de mis estudios profesionales y que en su momento me sentí importante.

AGRADECIMIENTOS

A Dios primero que nada por permitirme vivir y darme fuerza para alcanzar la meta de terminar mi carrera, que nunca me hizo falta nada, y por todo lo que hace por mi familia.

A mis padres nuevamente por todo lo que me han dado y que este trabajo es gracias a ellos y de ellos por el gran esfuerzo que fue para ambos.

A mi "ALMA MATER" gracias por abrirme sus puertas y dejarme pasar por sus aulas para adquirir conocimientos que son de gran ayuda para mi prosperidad y por muchas cosas más, Narro de corazón.

Al Dr. Felipe de Jesús Ortega Rivera por su apoyo y colaboración incondicional en la elaboración de este trabajo, pero sobre todo por su amistad que me brindo desde siempre.

Al M.C Sergio Zeferino Garza Vara por su valioso apoyo con su asesoría en la realización de ésta tesis y más que nada por enseñarme las maravillas de la hidráulica.

Al Ing. Tomas Reyna Cepeda por su apoyo, comentarios y sugerencias para la culminación de éste trabajo y también por su gran amistad..

ÍNDICE DE CONTENIDO

	Pagina
ÍNDICE DE CUADROS	
ÍNDICE FIGURAS	
I.- INTRODUCCIÓN	
1.1 JUSTIFICACIÓN	
1.2 OBJETIVOS	
II.- REVISIÓN DE LITERATURA	
Precipitación	
2.1 Precipitación en zonas áridas y semiáridas.....	
2.2 Escurrimientos	
Clasificación de tipos de presas	
3.1 Generalidades	
3.2 Clasificación según su uso	
3.3 Clasificación según su funcionamiento hidráulico	
3.4 Clasificación según los materiales.....	
Factores físicos que gobiernan la selección de la presa	
4.1 Topografía	
Las condiciones geológicas y la cimentación	
Obras de excedencia para presas.....	
Presas de almacenamiento	
5.1 Definición de términos de la presa de almacenamiento	
5.2 Fuerzas que obran sobre la presa.....	
5.3 Requisitos de estabilidad de la presa	
5.4 Obra de toma de la presa	
5.5 Estudio de avenidas	
Método para calcular el gasto de la avenida máxima probable.....	

6.1 Método directo.....	
6.2 Método indirecto.....	
III.- MATERIALES Y MÉTODOS	
Aspectos generales	
Propósito de la obra	
Localización.....	
Vías de comunicación	
Climatología	
7.1 Temperatura.....	
7.2 Régimen de lluvias	
7.3 Evaporación	
7.4 Vientos	
Estudios hidrológicos.....	
8.1 Características ambientales	
8.2 Vegetación	
8.3 Geología.....	
8.4 Características del suelo	
8.5 Área de la cuenca.....	
8.6 Cálculo del coeficiente de escurrimiento	
8.7 Cálculo del escurrimiento medio anual.....	
8.8 Cálculo del volumen anual escurrido.....	
8.9 Cálculo del volumen aprovechable medio anual	
9.0 Cálculo de la avenida máxima.....	
Métodos para el cálculo de avenidas máximas en cuencas no aforadas ...	
9.1 Método de Ryves.....	
9.2 Método de Valentín	
9.3 Método de Kuichling	
9.4 Método de Creager.....	
9.5 Método de Lowry	
Vaso de la presa	
10.1 Capacidad de almacenamiento	

Características de la obra.....

11.1 Obra derivadota.....

Obra de excedencia

12.1 Cálculo del vertedor de demasías

Obra de toma

Norma de riego.....

Posible área irrigada.....

CONCLUSION

LITERATURA CITADA

APENDICES

Apéndice A.....

Apéndice B

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO	Pagina
1. Precipitación de 40 años de Ramos Arizpe, Coahuila.....	
2. Coeficiente de escurrimiento	
3. Coeficiente de escurrimiento de la cuenca de estudio	
4. Valores de C para la avenida máxima.....	
5. Cálculo de avenidas	
6. Coordenadas para el diseño del perfil del vertedor tipo Creager.....	
7. Valores para obtener el diseño del perfil tipo Creager.....	
8. Abertura de la obra de toma	
9. Caudal de la obra de toma	

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	Pagina
1.	Carta de climas.....
2.	Curva de la probabilidad de las precipitaciones máximas diarias.....
3.	Área de la cuenca de la mina
4.	Coeficiente “C” (Creager y Lowry). Región hidrológica número 24
5.	Gráfica de la envolvente de Creager y Lowry.....
6.	Vaso de la presa “La mina”.....
7.	Cálculo del perfil del vertedor tipo Creager.....
8.	Diagrama de presiones.....
9.	Esquema de la abertura de la compuerta rectangular.....
10.	Gráfica del gasto en función de la abertura de la compuerta
11.	Valores de (ϵ) calculados por Rucovski.....
12.	Caudal de la obra de toma
13.	Tanque amortiguador

INTRODUCCIÓN

La crisis agrícola por la que atraviesa nuestro país ha originado la proliferación de estudios y programas en el sector rural. Tanto en su aspecto técnico como social y económico, los estudios de tipo socioeconómicos han demostrado que las zonas más afectadas de esta crisis han sido las regiones más precarias del sector rural.

Las regiones donde se manifiesta esta crisis, se enmarca dentro de las zonas áridas y semiáridas al norte del país, ya hablar de zonas áridas en México es hablar de prácticamente de todo el país, ya que más del 82% de su área es árida en diversos grados.

De acuerdo con Copen los climas en nuestras zonas áridas se pueden clasificar como: secos o esteparidos CBSO, y muy seco o desértico CBWO; teniendo un régimen de lluvias en verano que se presentan en forma torrencial e irregular durante los meses de junio a septiembre y generalmente varían entre 250 y 350 mm. Anuales.

Se estima que el 68% de la cantidad del agua dulce disponible es utilizada por la agricultura y debido al rápido crecimiento de nuestras poblaciones también se incrementa la demanda de alimentos cada día más, por lo que siempre sea tratado de optimizar el agua en materia de riego.

Las presas de almacenamiento tienen la función del suministro de agua a una población, ya sea para uso doméstico, generación de energía o para el riego de cultivos. Independientemente de cual sea el uso que se le da a una presa de almacenamiento, su función principal es mantener el depósito lleno para asegurar la disponibilidad del recurso en tiempos de sequía.

Las obras hidráulicas agrícolas incrementan el avance de la agricultura del mundo, principalmente en las regiones donde las lluvias son escasas o donde caen fuera del tiempo en que más se les necesita, en estos lugares es indiscutible la construcción de una obra de almacenamiento. Las obras de almacenamiento cuyo fin es el de conservar el agua principalmente en épocas en que esta deja de presentarse en forma de lluvia, benefician a la humanidad resolviendo el problema de la sobrepoblación.

Los sistemas de entarquinamiento son aquellos que aprovechan el escurrimiento superficial de las lluvias. El entarquinamiento es el más barato, efectivo y al alcance de todos, es el camino para aumentar la cosecha de los cultivos. Tenemos que una hectárea de terreno, ocupada por entarquinamiento, es de 3 a 5 veces más productiva que una hectárea de terreno de agricultura de temporal tradicional. El sistema de entarquinamiento representa una alternativa variable y sustentable para desarrollar la agricultura de una forma más tecnificada.

Se presenta como ejemplo el módulo de entarquinamiento que se localiza en Jagüey de Ferniza, municipio de Saltillo desde 1983. En este lugar con 2 hectáreas de maíz criollo (60 mil plantas/ha.).

Situación actual de la producción de temporal

Los habitantes de las zonas áridas y semiáridas, tiene como actividad el dedicarse a la agricultura de temporal y al pastoreo de ganado caprino, ovino y vacuno. En estas zonas la falta de agua es un factor limitante. Actualmente los productores de la llamada agricultura de temporal tienen los rendimientos muy bajos pues su agricultura es muy deficiente en lo que se refiere al aprovechamiento del escurrimiento superficial por lo cual se hace necesario aplicar nuevas tecnologías para aprovechar mejor las escasas y erráticas precipitaciones motivo por el cual se propone la aplicación del sistema de entarquinamiento.

JUSTIFICACIÓN

El estudio tiene como meta el desarrollo integral de las zonas áridas por que poseen un gran potencial, en sus suelos y en su gente, para integrar una sociedad más armónica y más justa. La extensión y la distribución de las zonas áridas de México y la diversidad de recursos que ahí se localizan, han hecho que se desarrolle una compleja estructura productiva, de gran importancia por su magnitud y peso en la economía nacional. El grado de desarrollo alcanzado por la mayor parte de las entidades federativas localizadas en el territorio árido sitúa a esta en una posición de ventaja frente a muchas de las que se ubican en regiones con condiciones más favorables. Los niveles de educación, salud e ingresos más altos en el país corresponden a estados de las zonas desérticas y semidesérticas.

Desde el punto de vista agropecuario las zonas desérticas y semidesérticas del país presentan una gran cantidad de problemas, debido a las bajas y erráticas precipitaciones, la alta evaporación y sus temperaturas extremas, lo que obliga a la población rural a realizar enormes esfuerzos a cambio de mínimas remuneraciones con su limitada infraestructura y las uso de los recursos naturales. La promoción del desarrollo en las áreas rurales de las zonas áridas deberá realizarse, considerando siempre que éstas se hagan con una estrategia que forme parte del progreso de los agricultores.

Las obras hidráulicas tienen como fin solventar las necesidades de la producción agropecuaria, mejorando las condiciones socioeconómicas de las comunidades en el campo.

Con la aplicación del sistema de entarquinamiento a las zonas áridas y semiáridas a futuro se reducirán los índices de siniestralidad por sequía. Contribuirá al incremento de la productividad y la producción de alimentos básicos y fortalecerá la relación estado-productores, así como también fomentara las bases para la autonomía-económica y crecimiento sostenido de los productores.

OBJETIVO GENERAL

Aprovechamiento racional del escurrimiento superficial en las zonas de escasa precipitación.

OBJETIVOS EPECIFICOS

- a) Almacenamiento y derivación de agua de lluvia.
- b) Hacer producir las tierras de temporal con el sistema de entarquinamiento.
- c) Asegurar y aumentar el rendimiento en le cultivo de maíz y especies forrajeras (sácate búffel).

REVISIÓN DE LITERATURA

PRECIPITACIÓN.

Comisión Federal de Electricidad (1981a), Manual de Diseño de Obras Civiles Número A.1.2, dice que se denomina precipitación al agua que llega a la superficie terrestre proveniente de la atmósfera. La precipitación es un componente fundamental del ciclo hidrológico. La precipitación puede ser convectiva, ciclónica u orográfica.

Precipitación ciclónica, es la que está asociada al paso de una perturbación ciclónica.

Precipitación convectiva, tiene su origen en la inestabilidad de una masa de aire más caliente que las circundantes. La masa de aire caliente asciende, se enfría, se condensa y se forma la nubosidad, origen de las precipitaciones en forma de chubascos o tormentas. El ascenso de la masa de aire se debe, generalmente, a un mayor calentamiento en superficie.

Precipitación orográfica, es aquella que tiene su origen en el ascenso de una masa de aire, forzado por una barrera montañosa. A veces, en caso de una masa de aire inestable, el efecto orográfico no supone más que el mecanismo de disparo de la inestabilidad convectiva.

Se entiende por precipitación la caída de partículas líquidas o sólidas de agua. La precipitación es la fase del ciclo hidrológico que da origen a todas las corrientes superficiales y profundas.

PRECIPITACIÓN EN ZONAS ÁRIDAS Y SEMIÁRIDAS.

La zona árida se caracteriza por tener una precipitación anual menor a los 400 mm. y una época de secas de 8 a 12 meses, y la semiárida por tener una precipitación anual entre 400 a 700 mm. con 6 a 8 meses seca.

ESCURRIMIENTOS

García (1985), indica que la cantidad de agua que cae sobre una cuenca, una parte se evapora, otra se infiltra y una tercera escurre por las laderas. La primera debe considerarse como pérdida, pero la segunda y la tercera van a parar a los ríos, constituyendo su caudal, pero influyendo en el de distinta manera: las aguas que escurren por la superficie y que rápidamente se reúnen en las vaguadas dan origen a las riadas, mientras que las de infiltración tienden a mantener la constancia del caudal.

Comisión Federal de Electricidad (1981b), Manual de Diseño de Obras Civiles Número A.1.3, menciona que cuando la lluvia es de tal magnitud que exceda la capacidad de infiltración o retención del terreno y la vegetación, el excedente da origen al proceso de escurrimiento.

CLASIFICACIÓN DE TIPOS DE PRESA

Generalidades.

Las presas se pueden clasificar en un número de categorías diferentes, que dependen del objeto de estudio, es conveniente considerar tres amplias clasificaciones de acuerdo con: el uso, el funcionamiento hidráulico, o los materiales que forman la estructura (Arthur, 1976).

Clasificación según su uso (Arthur, 1976).

Las presas se pueden clasificar de acuerdo con la función más general que van a desempeñar, como de almacenamiento, de derivación, o regulación. Se pueden precisar más las clasificaciones cuando se consideran sus funciones específicas.

Presas de almacenamiento, se construyen para embalsar el agua en los periodos en que sobra, para utilizarla cuando escasea. Estos periodos pueden ser estacionarios, anuales, o más largos. Muchas presas pequeñas almacenan los escurrimientos de primavera para usarse en la estación seca de verano. Las presas de almacenamiento se pueden a su vez clasificar de acuerdo con el objeto del almacenamiento, como para abastecimientos de agua, para recreo, para la cría de peces y animales salvajes, para la generación de energía hidroeléctrica, irrigación, etc. El objeto específico u objetos en los que se va a utilizar el almacenamiento tienen a menudo influencia en el proyecto de la estructura, y pueden determinar conceptos como el de la magnitud de las fluctuaciones del nivel que pueden esperarse en el vaso y el del volumen de filtraciones que pueden permitirse.

Presas de derivación, se construyen ordinariamente para proporcionar la carga necesaria para derivar el agua hacia zanjas, canales, u otros sistemas de conducción hasta el lugar en el que se va a usar. Se utilizan en los sistemas de riego, para la derivación de una corriente natural hacia un vaso de almacenamiento que se localiza fuera del cauce natural de la corriente, para usos municipales e industriales, o para una combinación de los mismos.

Presas reguladoras, se construyen para recargar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales. Las presas reguladoras se dividen en dos tipos. En uno de ellos, el agua se almacena temporalmente, y se deja salir por una obra de toma con un gasto que no exceda de la capacidad del cauce de aguas abajo. En el otro tipo, el agua se almacena tanto tiempo como sea posible y se deja

infiltrar en las laderas del valle o por los estratos de grava de la cimentación. A este tipo se le llama algunas veces de distribución o dique, por que su principal objeto es recargar los acuíferos. Las presas reguladoras también se construyen para detener los sedimentos. A menudo a éstas se le llaman para arrastres.

Clasificación según su funcionamiento hidráulico (Arthur, 1976).

Las presas se pueden clasificar también como presas vertedoras o no vertedoras.

Presas vertedoras, se proyectan para descargar sobre su cresta vertedora. Deben estar hechas de materiales que no se erosionen con tales descargas. Es necesario emplear concreto, mampostería, acero y madera, excepto en las estructuras vertedoras muy bajas de unos cuantos pies de altura.

Presas no vertedoras, son las que se proyectan para que no rebase el agua por su crestas vertedoras. Este tipo de proyectos permite ampliar la elección de materiales incluyendo las presas de tierra y las de enrocamiento.

Con frecuencia se combinan los dos tipos, para formar una estructura compuesta, que consiste, por ejemplo, una parte vertedora de concreto de gravedad con extremos formados por terraplenes.

Clasificación según los materiales (Arthur, 1976).

La clasificación más común que se usa en la discusión de los procedimientos de construcción se basa en los materiales que forman la estructura. En esta clasificación se menciona el tipo básico de proyecto como, por ejemplo, presa de concreto de gravedad, o de concreto del tipo de arco.

Presas de tierra, las de tierra constituyen el tipo de presas más común, principalmente por que en su construcción intervienen materiales en su estado natural que requieren el mínimo de tratamiento. Además, los requisitos para sus cimentaciones son menos exigentes que para los otros tipos. Es probable que las presas de tierra continúen prevaleciendo sobre los demás tipos para fines de almacenamiento parcialmente, debido a que el número de emplazamientos favorables para las estructuras de concreto está disminuyendo como resultado de los numerosos sistemas de almacenamiento de agua que se han emprendido, especialmente en las regiones áridas y semiáridas en las que la conservación del agua para riego es una necesidad fundamental.

Presas de enrocamiento, en las presas de enrocamiento se utiliza roca de todos los tamaños para dar estabilidad a una membrana impermeable. La membrana puede ser una capa de material impermeable del lado del talud mojado, una losa de concreto, un recubrimiento de concreto asfáltico, placas de acero, o cualquier otro dispositivo semejante; o puede ser un núcleo interior delgado de tierra impermeable.

El tipo de enrocamiento se adapta a los emplazamientos remotos, donde abunda la roca buena, donde no se encuentra tierra buena para una presa de tierra, y donde la construcción de una presa de concreto resultaría muy costosa.

Presas de concreto, del tipo de gravedad, Son estructuras de tales dimensiones que por su propio peso resisten las fuerzas que actúan sobre ellas. Las presas de gravedad, de concreto se adaptan a los lugares en los que se dispone de una cimentación de roca razonablemente sana, aunque las estructuras bajas se pueden establecer sobre estratos aluviales si se construyen los dados adecuados. Se adaptan bien para usarse como cresta vertedora y, debido a esta ventaja, a menudo se usan formando la parte vertedora de las presas de tierra y de enrocamiento o de una presa derivadora.

Presas de concreto tipo de arco, las presas de concreto del tipo de concreto de arco se adaptan a los lugares en los que la relación de la distancia entre los arranques del arco a la altura no es grande y donde la cimentación en estos mismos arranques es roca sólida capaz de resistir el empuje del arco.

Presas de concreto del tipo de contrafuertes, las presas del tipo de contrafuertes comprenden las de losa y las de arco. Requieren aproximadamente el 60 % menos de concreto que las presas macizas de gravedad pero los aumentos debido a los moldes y al refuerzo de acero necesario, generalmente contrarrestan las economías de concreto. Se construyeron varias presas de contrafuerte en la década de los 30's, cuando la relación del costo de la mano de obra al costo de los materiales era comparativamente baja. Este tipo de construcción no se puede competir generalmente con los otros tipos de presas cuando la mano obra es cara.

Otros tipos de presas, se han construido presas de otros tipos aparte de los mencionados, pero la mayor parte de los casos satisfacen los requisitos poco usuales o son de naturaleza experimental. En pocos casos, se ha usado acero estructural para la pantalla de aguas arriba y en armaduras de soporte en las presas. Antes de 1920, se construyeron numerosas presas de madera, especialmente en el noreste. La cantidad de mano de obra necesaria en la construcción de las presas de madera, combinada con la corta vida de la estructura, hace que este tipo sea antieconómico en la construcción moderna.

FACTORES FÍSICOS QUE GOBIERNAN LA SELECCIÓN DE LA PRESA.

TOPOGRAFÍA.

La topografía, en gran parte, dicta la primera elección del tipo de presa. Una corriente angosta corriendo entre desfiladeros de roca sugiere una presa vertedora. Las llanuras bajas, onduladas, con la misma propiedad, sugieren una presa de tierra con vertedor de demasías separado. Cuando las condiciones son intermedias, otras

consideraciones toman mayor importancia, pero el principio general de la conformidad con las condiciones naturales sigue siendo la guía principal.

La localización del vertedor es un factor importante que dependerá en gran parte de la topografía local y que, a su vez, tendrá una gran importancia en la selección final del tipo de presa (Arthur, 1976).

LAS CONDICIONES GEOLÓGICAS Y LA CIMENTACIÓN (Arthur, 1976).

Las condiciones de la cimentación dependen de las características geológicas y del espesor de los estratos que van a soportar el peso de la presa; de su inclinación, permeabilidad, y la relación con los estratos subyacentes, fallas y fisuras. La cimentación limitara la elección del tipo de presa en cierta medida, aunque estas limitaciones se modifican con frecuencia al considerar la altura de la presa propuesta. Se discuten en seguida las diferentes cimentaciones comúnmente encontradas.

Cimentación de roca sólida, debido a su relativamente alta resistencia a las cargas, y resistencia a la erosión y filtración, presenta pocas restricciones por lo que al tipo de presas que puede construirse encima de ellas. El factor decisivo será la economía que se pueda obtener en los materiales o en el costo total. Con frecuencia será necesario remover la roca desintegrada y tapar grietas y fracturas con inyecciones de cemento.

Cimentación de grava, si está bien compactada, es buena para construir presas de tierra, de enrocamiento, y presas bajas de concreto. Como las cimentaciones de grava son con frecuencia muy permeables, deben tomarse precauciones especiales construyendo dados efectivos o impermeabilizantes.

Cimentación de limo o de arena fina, se pueden utilizar para apoyar presas de gravedad de poca altura si están bien proyectadas, pero no sirve para las presas de enrocamiento. Los principales problemas son los asentamientos, evitar las tubificaciones, y las pérdidas excesivas por filtración, y la protección de la cimentación en el pie del talud seco, contra la erosión.

Cimentación de arcilla, se pueden usar para apoyar las presas, pero requieren un tratamiento especial. Como pueden producirse grandes asentamientos de la presa si la arcilla no está consolidada y su humedad es elevada, las cimentaciones de arcilla, generalmente no son buenas para la construcción de presas de escolleras. Generalmente es necesario efectuar pruebas del material en su estado natural para determinar las características de consolidación del material y su capacidad para soportar la carga que va a sostener.

Cimentaciones irregulares, ocasionalmente pueden ocurrir situaciones donde no será posible encontrar cimentaciones razonablemente uniformes que correspondan a alguna de las clasificaciones anteriores y que obligara a construir sobre una cimentación irregular formada de roca y materiales blandos. Estas condiciones desfavorables pueden a menudo resolverse empleando detalles especiales en los proyectos. Cada lugar, sin embargo presenta un problema que deben tratar ingenieros experimentados.

OBRAS DE EXCEDENCIA PARA PRESAS.

Definición.

El Colegio de Posgraduados de Chapingo (1980), define la obra de excedencia como una estructura que tiene por objeto proteger al sistema de almacenamiento permitiendo el paso encauzado de los volúmenes de agua excedentes a la capacidad normal del vaso de almacenamiento y su descarga en el arroyo, aguas abajo del bordo.

Clasificación.

Existen diferentes tipos de obras de excedencias que se seleccionan tomando en cuenta principalmente la topografía del lugar, el gasto por desalojar, su costo y las condiciones de cimentación. En general para el caso de pequeñas obras, se utilizan las estructuras conocidas como: lavaderos y vertedores.

Los lavaderos, son estructuras que constan de un canal de acceso, una sección de control o cresta vertedora y un canal de descarga. Su característica principal es que la cresta tiene la misma elevación que la cota de arranque de la rasante de la plantilla del canal de descarga. Las condiciones ideales para su selección son en laderas que tienen una pendiente suave en el sitio donde van a quedar alojados los canales de acceso y descarga.

Vertedor tipo Creager, este tipo de obra de excedencia es una estructura que consta de un canal de acceso, sección de control, tanque amortiguador o dissipador de energía y canal de descarga. Se caracteriza por que su sección de control está formada por un cimacio que adopta la forma del flujo de agua y se conoce como perfil Creager. Las condiciones para su selección son las que existen en aquellas laderas que presentan una pendiente fuerte y que el material es duro para la excavación, por lo que se requiere un vertedor de longitud corta, que pueda compensar esa longitud con un aumento de carga y logre desfogar la avenida de diseño.

PRESAS DE ALMACENAMIENTO

Mora (1993), menciona que a partir de las estadísticas, sean de operación o de proyecto, es muy importante tener una clara apreciación de la capacidad de la presa en relación con los escurrimientos del río: si es menor, los frecuentes derrames del vertedor de excedencias los harán evidentes en la estadística; si es mayor, la presa raramente alcanzará su capacidad de almacenamiento.

Además no debe de ignorarse que el comportamiento meteorológico es variable y que las avenidas de los ríos, producto de la captación y del escurrimiento de agua meteórica de su cuenca, suelen tener para distinta magnitud ciclos de retorno mucho mayores que el tiempo de registro estadístico.

Por lo que siempre podrá presentarse una avenida fuerte de serie, para la que no fue calculada la presa, sin que esto signifique falla para el proyecto. No así el vertedor, que tiene o debe tener una base de cálculo para su capacidad mucho más conservadora. Lo importante para la operación, es aproximarse lo más posible a la predicción del volumen anual que captara la presa.

Definición de términos de la presa de almacenamiento.

Cortina: estructura que tiene por objeto crear un almacenamiento de agua; **boquilla o sitio:** lugar escogido para construir la cortina; **sección de la cortina:** en general, es cualquier corte transversal de la presa; **altura de la cortina:** es la distancia vertical máxima entre la corona y la cimentación; **corona o cresta:** es la superficie superior de la cortina, normalmente, es parte de la protección de la presa contra oleaje y sismos, y sirve de acceso a otras estructuras; **talud:** es cualquier plano que constituye una frontera entre los materiales de la cortina o con el medio circundante. **El corazón impermeabilizante:** es el elemento de la presa que sierra el valle al paso del agua contenida en el embalse o vaso; **respaldos impermeables:** son las masas granulares que integran, con el corazón impermeable, la sección de la cortina, puede estar formada por filtros, transiciones y enrocamiento; **NAME:** abreviación del nivel de aguas, máximo extraordinario; es la elevación del agua en el vaso cuando la presa está llena y además funciona el vertedor a su máxima capacidad. La diferencia entre la elevación de la corona y el NAME es el bordo libre (Marsal y Resendiz, 1983).

Fuerzas que obran sobre la presa.

United States Department of the Interior Bureau of Reclamation (1978), manifiesta que para el proyecto de las presas de gravedad, es necesario determinar las fuerzas que se puede suponer que afectan la estabilidad de las estructuras. Las que deben de considerarse para las presas de gravedad son las debidas a: la presión del agua, (o subpresión), la presión del azolve, la presión del hielo, las fuerzas producidas por los terremotos, el peso de la estructura y la reacción resultante de la cimentación. Otras fuerzas, entre las que se incluyen los vientos y las olas, son insignificantes para las presas pequeñas y no es necesario considerarlas en los análisis de estabilidad.

Requisitos de estabilidad de la presa.

United States Department of the Interior Bureau of Reclamation (1978), menciona que las presas de concreto de gravedad deben proyectarse para que resistan, con un amplio factor de seguridad, estas tres causas de destrucción: el vuelco, el deslizamiento y esfuerzos excesivos.

El cálculo de la estabilidad se hace comparando las fuerzas que tienen al producir el deslizamiento de una cierta masa de tierra (fuerzas desestabilizadoras) con aquellas que tienden a contrarrestar el movimiento (fuerzas resistentes) (Lambe y Whitman, 1984).

Vaso de la presa.

Comisión Federal de Electricidad (1980c), Manual de Diseño de Obras Civiles Número A.1.9, menciona que un vaso de almacenamiento cumple una función de regulación, esto es, permite almacenar los volúmenes que escurren en exceso para que puedan aprovecharse cuando los escurrimientos sean escasos.

Obra de toma de la presa.

Comisión Federal de Electricidad (1983), Manual de Diseño de Obras Civiles Número A.2.2, señala que la función principal de una obra de obra de toma es permitir y controlar las extracciones del agua de una presa o un río, en la cantidad y momento que se requiera. Los elementos indispensables de una obra de toma deben diseñarse de tal manera que cumplan los propósitos siguientes:

- a) Regular y conducir el gasto necesario.
- b) Asegurar, con pequeñas pérdidas de energía, el gasto en la conducción.
- c) Evitar la entrada de basuras, escombros y otros materiales flotantes.
- d) Prevenir, o al menos reducir, el azolvamiento de la conducción.

El colegio de Posgraduados de Chapingo (1980), define a la obra de toma de un bordo de almacenamiento como una estructura que tiene como función, regular las extracciones que se hagan de él para satisfacer las demandas de agua, en el tiempo oportuno y en cantidad necesaria para riego, abrevadero y uso domestico.

Consideraciones necesarias.

Las obras de toma se deben planear de manera que las extracciones se pueden hacer con un mínimo de disturbios de flujo, así como de pérdidas de carga a través de compuertas, rejillas y transiciones.

Clasificación.

El Colegio de Posgraduados de Chapingo (1980), las clasifica como: obras de toma con válvulas a la salida y obras de toma con muros de cabeza de mampostería y compuertas deslizantes. La elección del tipo de obra a escoger estará determinada por la cantidad de agua que se maneje y el aspecto económico de la obra.

Vertedor de demasías.

United States Department of the Interior Bureau of Reclamation (1978), la función de los vertedores de demasías en las presas de almacenamiento y en las reguladoras es dejar pasar el agua excedente o de avenidas que no cabe en el espacio destinado para el almacenamiento y en las presas derivadas dejar pasar los excedentes que no se envían al sistema de derivación. La importancia que tiene un vertedor seguro no se puede exagerar, muchas de las fallas de las presas se a debido a vertedores mal proyectados o de capacidad insuficiente. Además de tener suficiente capacidad, el vertedor debe ser hidráulico y estructuralmente adecuado, y debe estar localizado de manera que las descargas del vertedor no erosionen ni socaven el talón de aguas debajo de la presa. Las superficies que forma el canal de descarga del vertedor deben ser resistentes a las velocidades erosivas creadas por la caída desde la superficie del vaso a la de descarga y generalmente es necesario algún medio para disipación de la energía al pie de la caída.

Estudio de Avenidas

La avenida es el producto del escurrimiento por la lluvia, el control de avenidas es la prevención de daños por desbordamientos o derrames de las corrientes naturales, las medidas comúnmente aceptadas para reducir los daños de las avenidas son: reducción del escurrimiento máximo con vasos de almacenamiento y encauzamiento del escurrimiento dentro de la sección de un cauce previamente determinado por medio de bordos, muros de encauzamiento, o un conducto cerrado.

La función de un vaso para control de avenidas, es almacenar una porción del escurrimiento de la avenida, de tal manera que se reduzca el máximo de la avenida en el punto por protegerse. En un caso ideal el vaso está situado inmediatamente aguas arriba del área protegida y se opera para "cortar" el pico o máximo de avenida (Linsley y Franzini, 1975).

Comisión Federal de Electricidad (1980d), Manual de Diseño de Obras Civiles Número A.1.10, recomienda que para diseñar una obra de excedencias se necesita determinar las avenidas con las que supuestamente va a trabajar, ya sea las que se presentan únicamente en condiciones extraordinarias, o las que frecuentemente se tendrán que manejar.

Secretaria de Recursos Hidráulicos (1973), la determinación de la máxima avenida probable se basa en la consideración racional de las probabilidades de la ocurrencia simultánea de los diferentes elementos o condiciones, que contribuyen a la formación de la avenida. Uno de los factores más importantes, es la determinación del escurrimiento que pueda resultar de la ocurrencia de una tormenta máxima probable, basada en factores meteorológicos.

La Comisión Federal Electricidad (1980), Manual de Diseño de Obras Civiles Número A.2.9, cita que el escurrimiento se origina cuando la lluvia es de tal magnitud que excede la capacidad de infiltración o retención del terreno y vegetación, el excedente da origen al proceso de escurrimiento y se desplaza por efecto de gravedad hacia las partes mas bajas de la cuenca, reconociendo arroyos mas cercanos. También cita que la estimaciones del gasto por medio del método de secciones y pendiente es un problema hidráulico distinto para cada avenida, pero se puede utilizar para tomarse un parámetro y situar la magnitud de las avenidas, basándose en las hullas máximas dejadas por la corriente y a la topografía de la sección transversal, esto utilizando la formula de Manning bajo ciertas recomendaciones.

Secretaria de los Recursos Hidráulicos (1975), menciona que un gran porcentaje de fracaso en las obras hidráulica se deben a la subestimación de la avenida máxima de la corriente que es posible esperar, y por lo tanto a la deficiente capacidad de la obra de excedencia para dar paso a la dicha avenida.

MÉTODOS PARA CALCULAR EL GASTO DE LA AVENIDA MÁXIMA PROBABLE.

Método directo:

Método de secciones y pendientes:

La Secretaria de los Recursos Hidráulicos, (1975); dice que la determinación del gasto de una avenida utilizando el método de sección y pendiente es de utilidad para fijar el gasto de diseño para la obra de excedencias y servirá de comparación con el gasto determinado con las curvas envolventes.

Método indirecto:

Curva envolvente: Creager obtuvo datos sobre avenidas máximas registradas en diferentes cuencas del mundo y se formó una grafica de envolventes mundiales en las que se relaciona el área de cada cuenca (A), con el gasto por unidad de área (q), trazó una envolvente cuya ecuación resultó:

$$q = 1.303 (C (0.386 A)^i) A^{-1}$$

Donde:

$$; = 0.936 / (A)^{0.048}$$

A = área de la cuenca, en km²

q = gasto máximo por unidad de área de la cuenca, en m³/seg./km²

Fórmula racional: Es de las más antiguas (1889) y probablemente todavía una de las más utilizadas, considera que el gasto máximo se alcanza cuando la precipitación se mantiene con una intensidad constante durante un tiempo igual al tiempo de concentración. La fórmula racional es:

$$Q_p = 0.278 C i A$$

Donde:

Q_p = gasto máximo o de pico, en m^3 / seg

C = coeficiente de escurrimiento

i = intensidad media de lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, mm / h

A = área de la cuenca, en km^2

Para estimar el tiempo de concentración se utiliza la formula de Kirpich.

$$t_c = (0.86 L^3 / H)^{0.325}$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración, en hrs.

L = longitud del cauce principal, en km^2

H = desnivel entre los extremos del cauce principal, en m

MATERIALES Y MÉTODOS.

I. ASPECTOS GENERALES:

Nombre de la obra: La mina

Municipio: Ramos Arizpe

Estado: Coahuila

Inversión: \$ 326,769 pesos

Finalidad de la obra: riego y recarga de acuífero

II. PROPÓSITO DE LA OBRA:

Reconvertir las tierras de agricultura de temporal a riego mediante el sistema de entarquinamiento. Derivar parte de las escorrentías del arroyo donde se localiza la obra, para después conducir las hasta las áreas de siembra y entarquinarlas.

III. LOCALIZACIÓN:

La obra derivadora se encuentra en el terreno de la mina abandonada municipio de Ramos Arizpe, localizada a 59 Km. de la ciudad de Saltillo, su ubicación geográfica es: 25° 47.5' latitud norte, y 101° 11.6' longitud oeste, a 1070 msnm.

IV. VIAS DE COMUNICACIÓN:

Para llegar a la mina se parte de Saltillo Coahuila, por la carretera a Monclova Coahuila hasta el entronque con la carretera antigua a Monclova (50 Km.) y se recorren 9 Km. de terracería dando un total de 59 Km.

V. CLIMATOLOGÍA:

El clima de la región es el Bw h_w' (e), que se ubica dentro de los subtipos secos, con lluvias predominantes en el periodo de Mayo-Septiembre con una precipitación media anual de 261.5 mm. (Cuadro1). El tipo de suelo es franco - limoso y la vegetación es predominantemente matorral inerme y subinerme y de crasorosulifolius.

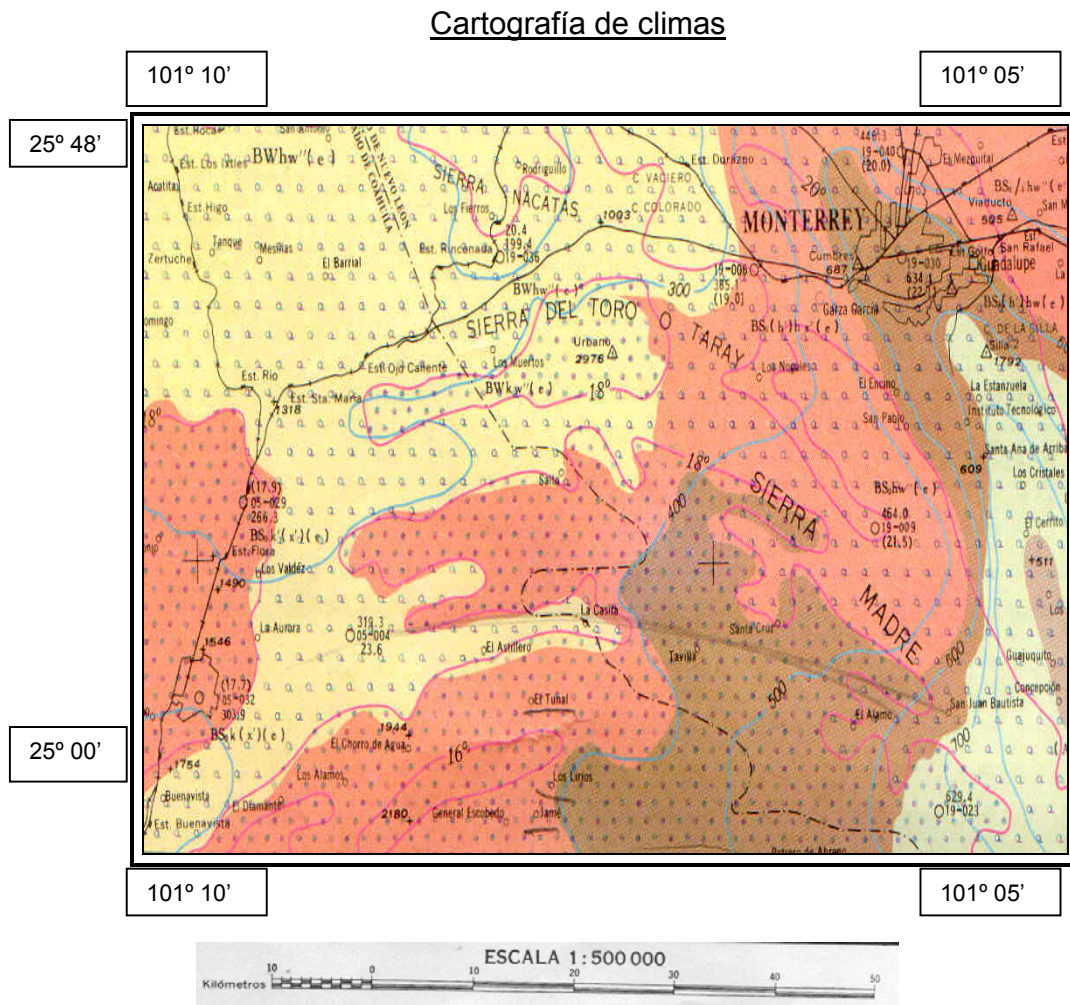


Figura 1. Carta de climas, escala 1:500,000. Monterrey 14R – VII

Temperaturas.

La temperatura es extremosa, variando considerablemente en alguna época del año, alcanzando temperaturas de 35° en el verano y en el invierno con temperaturas 6° bajo cero, considerando esto, se alcanza una media anual de 14 a 18°.

Régimen de lluvias.

La precipitación media anual de esta región oscila entre los 300 a 400 mm.

La época de lluvias va de Mayo a Septiembre. El mes con más lluvias abundantes es Mayo y el mes mas seco es Agosto.

Evaporación

La evaporación que presenta es de 200 a 300 mm. siendo más alta a finales de primavera y todo el verano y la más baja en invierno. El más alto puede ser de hasta más de 300 mm. y el más bajo hasta de 100 mm.

Vientos.

Los vientos predominantes soplan en dirección norte con velocidades de 22.5 km/h.

VI. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS:

Para el analisis del estudio hidrológico se tomo en cuenta los datos de las precipitaciones de Ramos Arizpe, las primeras se describen en el Cuadro 1. y conforme a estas precipitaciones se obtuvo el periodo de retorno de lluvias máximas Figura 1. las curvas de probabilidad de las precipitaciones de Ramos Arizpe se encuentran en el Apéndice A.

Cuadro 1. Precipitaciones de 40 años de Ramos Arizpe, Coahuila.

Números	Años	Lluvias maximas (mm)	$(K - 1)^2$	Probabilidad P, (%)
1	1988	116.0	5.39554	2.44
2	1961	81.0	1.74307	4.88
3	1995	71.5	1.09856	7.32
4	1967	61.0	0.55853	9.76
5	1978	55.0	0.33118	12.20
6	1996	51.0	0.21243	14.63
7	1963	49.0	0.16290	17.07
8	2002	44.0	0.06780	19.51
9	1966	43.0	0.05370	21.95
10	1985	40.0	0.02126	24.39
11	1976	40.0	0.02126	26.83
12	1974	40.0	0.02126	29.27
13	1981	36.0	0.00097	31.71
14	1977	36.0	0.00097	34.15
15	1990	35.0	0.00001	36.59
16	1989	34.0	0.00068	39.02
17	1983	32.0	0.00695	41.46
18	1973	31.0	0.01254	43.90
19	1971	31.0	0.01254	46.34
20	1992	29.0	0.02866	48.78
21	1979	28.0	0.03918	51.22
22	1972	28.0	0.03918	53.66
23	1987	27.0	0.05134	56.10
24	1970	26.0	0.06514	58.54
25	1965	26.0	0.06514	60.98
26	1998	25.5	0.07266	63.41
27	1991	24.0	0.09767	65.85
28	1997	23.5	0.10682	68.29
29	1964	23.5	0.10682	70.73
30	1993	22.0	0.13676	73.17
31	1975	22.0	0.13676	75.61
32	2001	21.5	0.14756	78.05
33	1969	21.0	0.15876	80.49
34	1986	20.0	0.18241	82.93
35	1968	20.0	0.18241	85.37
36	1962	20.0	0.18241	87.80
37	1982	19.0	0.20770	90.24
38	1984	15.0	0.32527	92.68
39	1980	15.0	0.32527	95.12
40	1994	14.0	0.35876	97.56
	Σ	1396.50	12.73885	
	Media	34.91		
			K=Prec/Media	
			P =(N/m+1)*100	

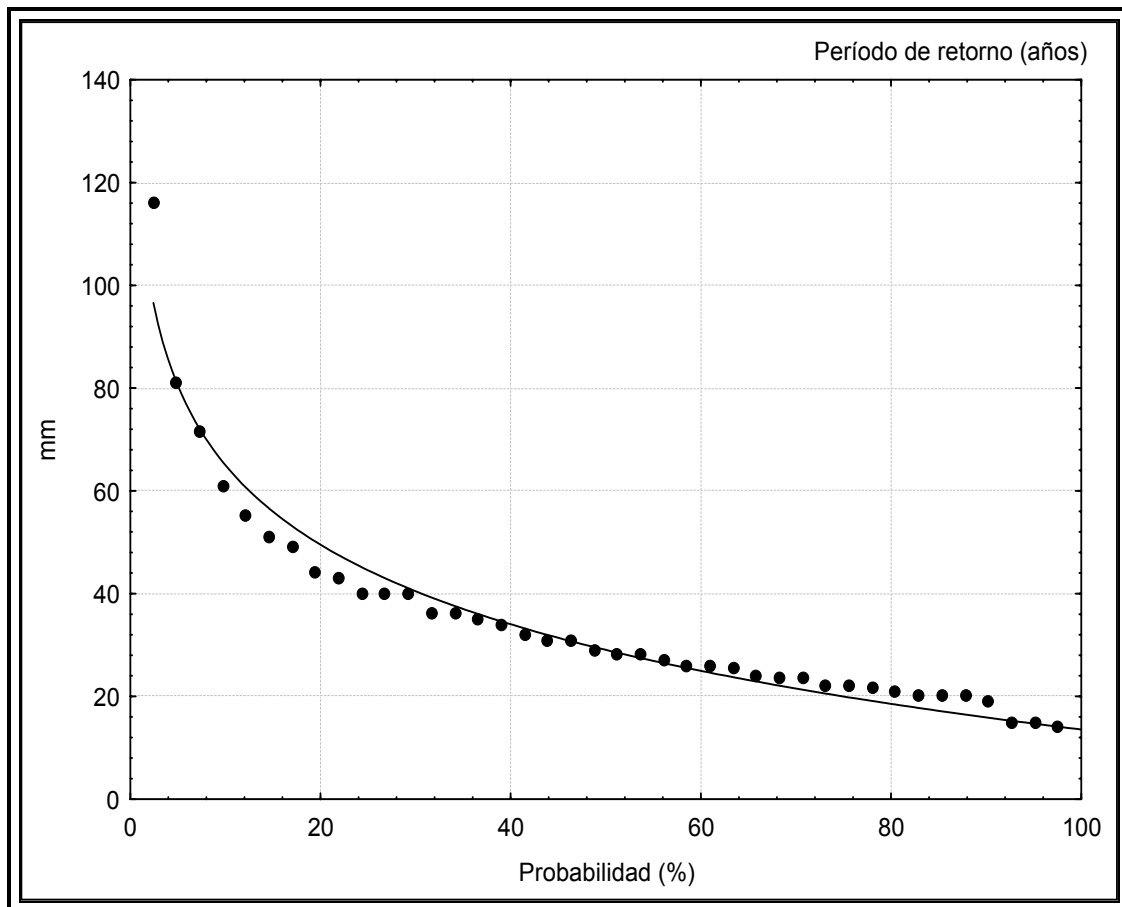


Figura 2. Curva de la probabilidad de las precipitaciones máximas diarias (mm).

CARACTERÍSTICAS AMBIENTALES

VEGETACIÓN

En la parte de las montañas predominan los matorrales, mezclado con pastizales desérticos de tipo osetofilo y dominando el agave lechuguilla.

En las partes ínter montañosas y las llanuras hay una vegetación de matorrales semidesértica con arbustos latifoliados y siempreverdes.

GEOLOGÍA

El tipo de roca del que esta compuesto el suelo pertenece al aluviales de origen sedimentaria, construida básicamente por lutita areniscas.

CARACTERISTICAS DEL SUELO

En la mayor parte de esta zona predominan los suelos litosoles, xeroxoles, yemosoles y regosoles, típicos de las zonas áridas ya que cuentan con un contenido de material calcario de textura media y fase media gravosa medio permeable.

ÁREA DE LA CUENCA

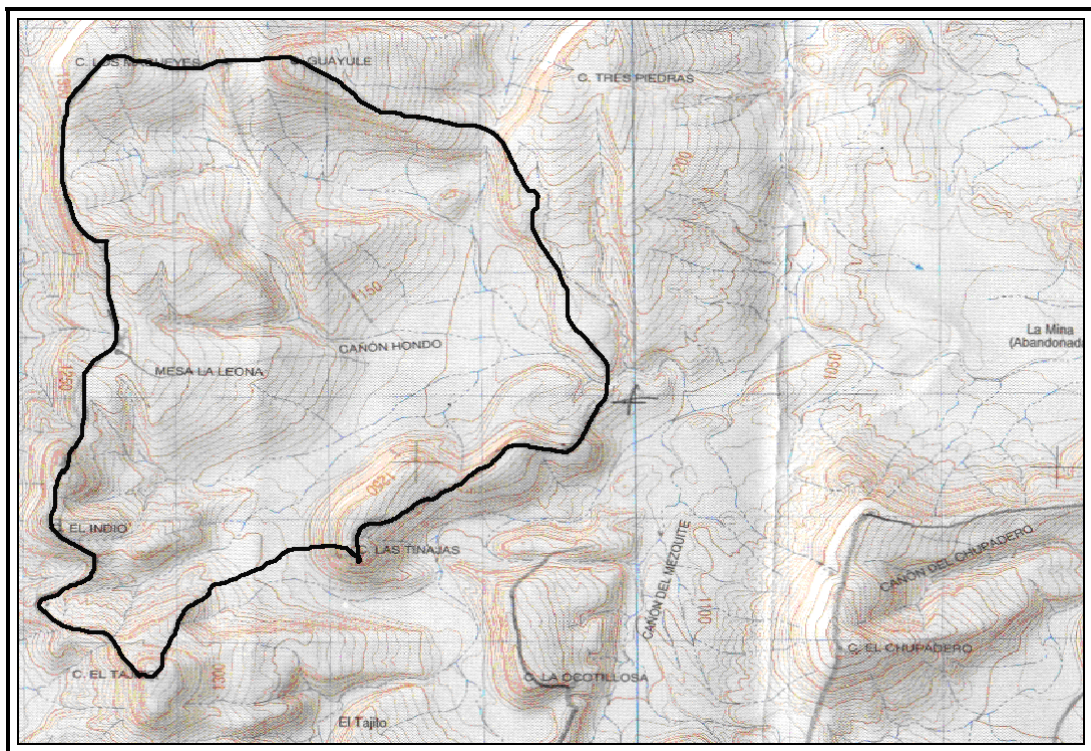


Figura 3. Área de la cuenca de estudio en km².

Área = 11.71 km²

CUENCA

La obra derivadora tiene una cuenca de 11.71 Km². tomando en cuenta las precipitaciones medias anuales 261.5 mm. el volumen de escurrimiento anual es de 3, 062, 165.0 m³.

Área de cuenca..... 11.71 KM². = 11'710,000 m².
Precipitación media anual.....261.5 mm. = 0.2615 m.
Volumen anual por lluvia precipitada..... 3, 062,165.0 m³.
Coeficiente de escurrimiento..... 0.1125 = 11.25 %.
Volumen anual escurrido..... 38'755.53 m³.
Volumen aprovechable..... 60 % = 23,253.318 m³.

Coeficiente de escurrimiento.

Para el cálculo del coeficiente de escurrimiento del Cuadro 2, se tomaron en cuenta las cartas topográficas de la región (Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, 1992), los cálculos incluyen valores del cuadro 3 y que a la vez se hace uso de la siguiente ecuación;

$$Ce = (Ce / Ac + Ce / Pm + Ce / Cv + Ce / Gs) / 4$$

Cuadro 2. El coeficiente de escurrimiento de la cuenca en estudio.

Descripción		Coeficiente de escurrimiento
Área de la cuenca	11.71 km ²	0.15
Precipitación	261.5 mm	0.05
Cubierta vegetal	Bosque matorral	0.10
Permeabilidad del terreno	Moderada permeabilidad	0.15

$$Ce = (0.15 + 0.05 + 0.10 + 0.15) / 4$$

$$Ce = 0.1125$$

Cuadro 3. Coeficientes de escurrimientos.

Coeficiente de escurrimiento por área de cuenca	Área de cuenca (km²)	Ce/Ac
	Menor de 10	0.20
	11 a 100	0.15
	101 a 500	0.10
Coeficiente de escurrimiento por precipitación	Precipitación media anual (mm.)	Ce/Pm
	Menor de 800	0 a 0.05
	801 a 1,200	0.06 a 0.15
	1,201 a 1,500	0.16 a 0.25
	Mayor de 1,500	0.35
Coeficiente de escurrimiento por cubierta vegetal	Cubierta vegetal	Ce/Cv
	Bosque matorral	0.05 a 0.20
	Pastos y cultivos	0.01 a 0.30
	Sin vegetación	0.25 a 0.50
Coeficiente de escurrimiento por permeabilidad del terreno	Grupos de suelo	Ce/Gs
	Alta permeabilidad	0.05 a 0.25
	Moderada permeabilidad	0.15 a 0.30
	Baja permeabilidad	0.25 a 0.60

ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL

Considerando el área de la cuenca (11.71 km²) y considerando la precipitación media anual de la zona de los últimos años (261.5mm). El cálculo del escurrimiento medio anual se realizó aplicando la siguiente fórmula:

$$EmA = (A \times Ce \times Pm)$$

Donde:

EmA = Escurrimiento medio anual (m³).

Ce = Coeficiente de escurrimiento.

A = Área de cuenca (km²).

Pm = Precipitación media anual (mm).

$$EmA = (11,710,000 \text{ m}^2 \times 0.1125 \times 0.2615 \text{ m})$$

$$EmA = 344,493.56 \text{ m}^3.$$

CALCULO DEL VOLUMEN ANUAL ESCURRIDO

Calculando el volumen anual por lluvia podemos calcular el volumen anual escurrido basta con solo hacer una conversión y multiplicarlo por un coeficiente de escurrimiento. Este coeficiente se estima por un valor promedio de los escurrimientos anuales. Debido a que el durante el año los escurrimientos son uniformes o muy variables, que ocurren escurrimientos hasta del 50 %, 20 %, 10 %, 5 %, 4 % aproximadamente, aquí en esta zona o lugar se estima para la región 0.1125 que es igual a un 11.25 %.

Por lo tanto:

$$Va \text{ esc} = (Ce \times EmA)$$

Donde:

Ce = Coeficiente de escurrimiento.

EmA = Escurrimiento medio anual (m^3).

$$Va \text{ esc} = (0.1125 \times 344,493.56 \text{ m}^3)$$

$$Va \text{ esc} = 38,755.53 \text{ m}^3.$$

CALCULO DEL VOLUMEN APROVECHABLE MEDIO ANUAL

$$VAMA = 0.7 (EmA)$$

$$VAMA = 0.7 (344,493.56 \text{ m}^3)$$

$$VAMA = 241,145.5 \text{ m}^3.$$

CALCULO DE LA AVENIDA

AVENIDA MÁXIMA

La avenida máxima se determino utilizando el método de Dickens traduciendo al sistema métrico y también se utilizaron otros que también son aceptables para realizar una comparación.

$$Q = 0.0139 C (A)^{0.75}$$

Donde:

Q = Gasto de proyecto, en (m³/seg.).

A = Área de la cuenca, en (km²).

C = Coeficiente que depende de las características de la cuenca y de la precipitación.

0.0139 = Factor de conversión y de homogeneidad de unidades.

$$Q = 0.0139 \times 300 (11.71 \text{ km}^2)^{0.75}$$

$$Q = 26.40 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

Cuadro 4. La secretaría de comunicaciones y transportes propone valores de C extraídos del “Manual para Ingenieros de Carreteras” de Harger y Bonney.

Características topográficas de la cuenca.	Para precipitaciones de 10 cm en 24 horas.	Para precipitaciones de 15 cm en 24 horas.
Terreno plano	200	300
Con lomerío suave	250	325
Con mucho lomerío	300	350

Métodos para calcular avenidas en cuencas no aforadas

Los métodos estarán en función de los datos que se tengan en cuanto a parámetros de precipitación, características de la cuenca, y de más datos que pueda haber en la región; en todos estos métodos es indispensable tener la carta topográfica del área a analizar donde se va a realizar el estudio. Es necesario tener en cuenta, que los datos de precipitación, no precisamente son de la cuenca en estudio dado que uno de los mayores problemas que existen es la falta de estaciones climatológicas. En algunas estaciones climatológicas existen solamente pluviómetros, razón de tomar como dato la lluvia máxima en 24 horas y en otras, no se tiene la descripción de la lluvia, lo cual nos indica que se deben tomar los datos de precipitación de la estación más cercana, asumiendo que las características de la lluvia son semejantes, por ser una región con características similares (áridas y semiáridas).

Método de Ryves

$$Q = 10.106 (A)^{0.67}$$

$$A = \text{área de la cuenca, en km}^2$$

$$A = 11.71 \text{ km}^2$$

$$Q = 10.106 (11.71 \text{ km}^2)^{0.67}$$

$$Q = 52.54 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

Método de Valentini

$$Q = 27 (A)^{0.5}$$

$$A = \text{área de la cuenca, en km}^2$$

$$A = 11.71 \text{ km}^2$$

$$Q = 27 (11.71 \text{ km}^2)^{0.5}$$

$$Q = 92.40 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

Método de Kulching

$$Q = \left(\left(\frac{3596.24}{A + 958.296} \right) + 0.081 \right) A$$

$A = \text{área de la cuenca, en km}^2$

$$A = 11.71 \text{ km}^2$$

$$Q = \left(\left(\frac{3596.24}{11.71 + 958.296} \right) + 0.081 \right) (11.71)$$

$$Q = 44.36 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Método de Creager

$$Q = 0.503 (C) 0.386 (A) \left(\frac{A}{((0.386(A))^{0.048})^{-1}} \right)$$

$$C = 24.6$$

$$Q = 0.503 (24.6) 0.386 (11.71) \left(\frac{11.71}{((0.386(11.71))^{0.048})^{-1}} \right)$$

$$Q = 5.14 \text{ m}^3 / \text{seg.} / \text{km}^2.$$

$$Q = (5.14 \text{ m}^3 / \text{seg.} / \text{km}^2) (11.71 \text{ km}^2)$$

$$Q = 60.19 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

En la Figura 5. el valor de interpolación usando el área de la cuenca es igual a $9.6 \text{ m}^3/\text{seg.}/\text{km}^2$.

Método de Lowry

$$Q = \frac{C}{(A + 259)^{0.8}}$$

$$C = 3973.89$$

$$Q = \frac{3973.89}{(11.71 + 259)^{0.8}}$$

$$Q = 45.00 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

En la Figura 5. el valor de interpolación usando el área es igual a 45 m³/seg./km².

Los valores de C se determinaron utilizando las formulas del coeficiente C de Creager y Lowry (Figura 4.).

Cuadro 5. Calculo de avenidas (S.A.R.H., 1985)*, (S.C.T., 1984)**

Método	Avenidas m³/seg.
Método de Dickens	26.40
Método de Ryves	52.54
Método de Valentíni	92.40
Método de Kulching	44.36
Método de Creager	60.19
Método de Lowry	45.00

* Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

** Secretaria de Comunicación y Transporte.

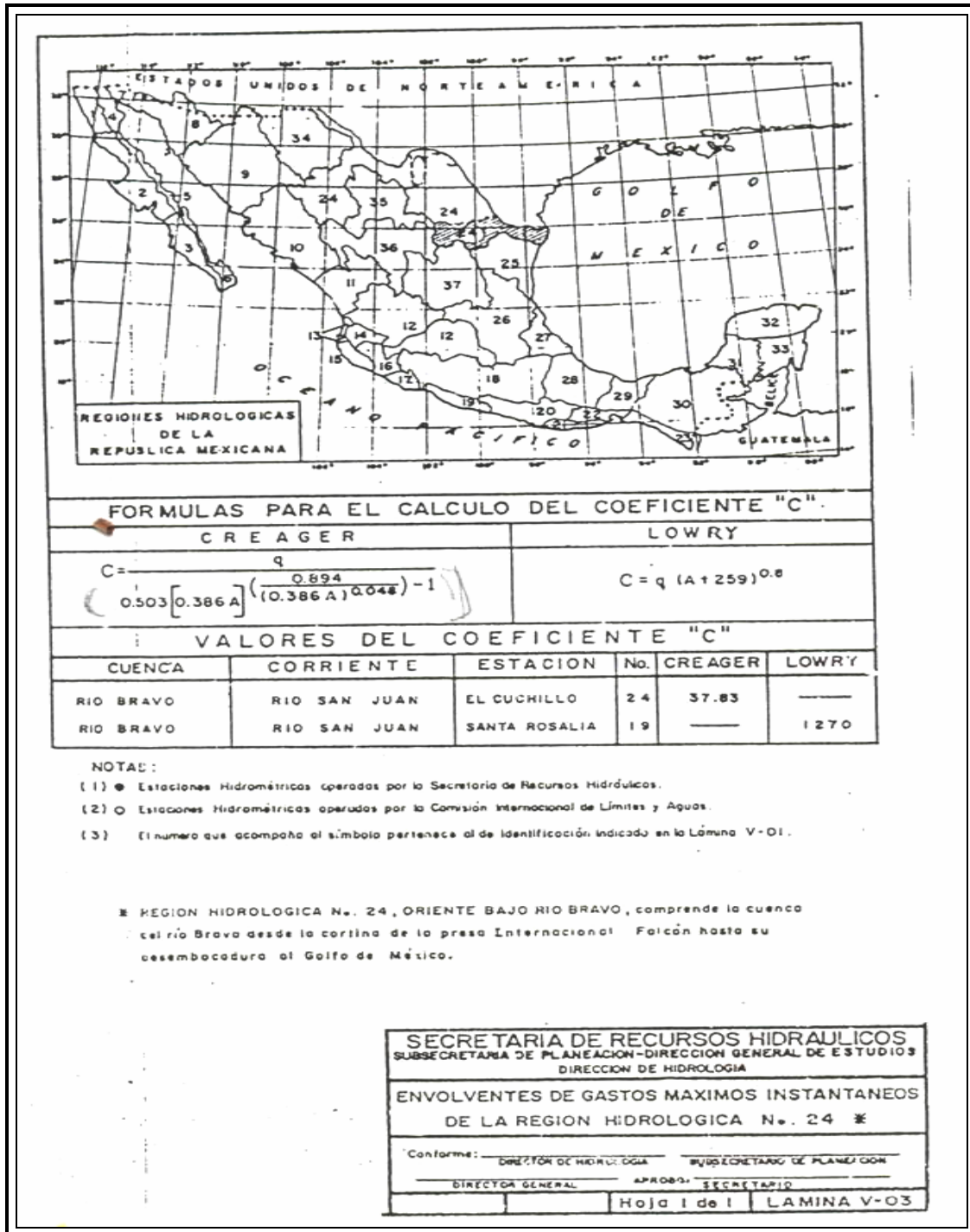


Figura 4. Región hidrológica número 24 (formulas para calcular el coeficiente C de Creager y Lowry).

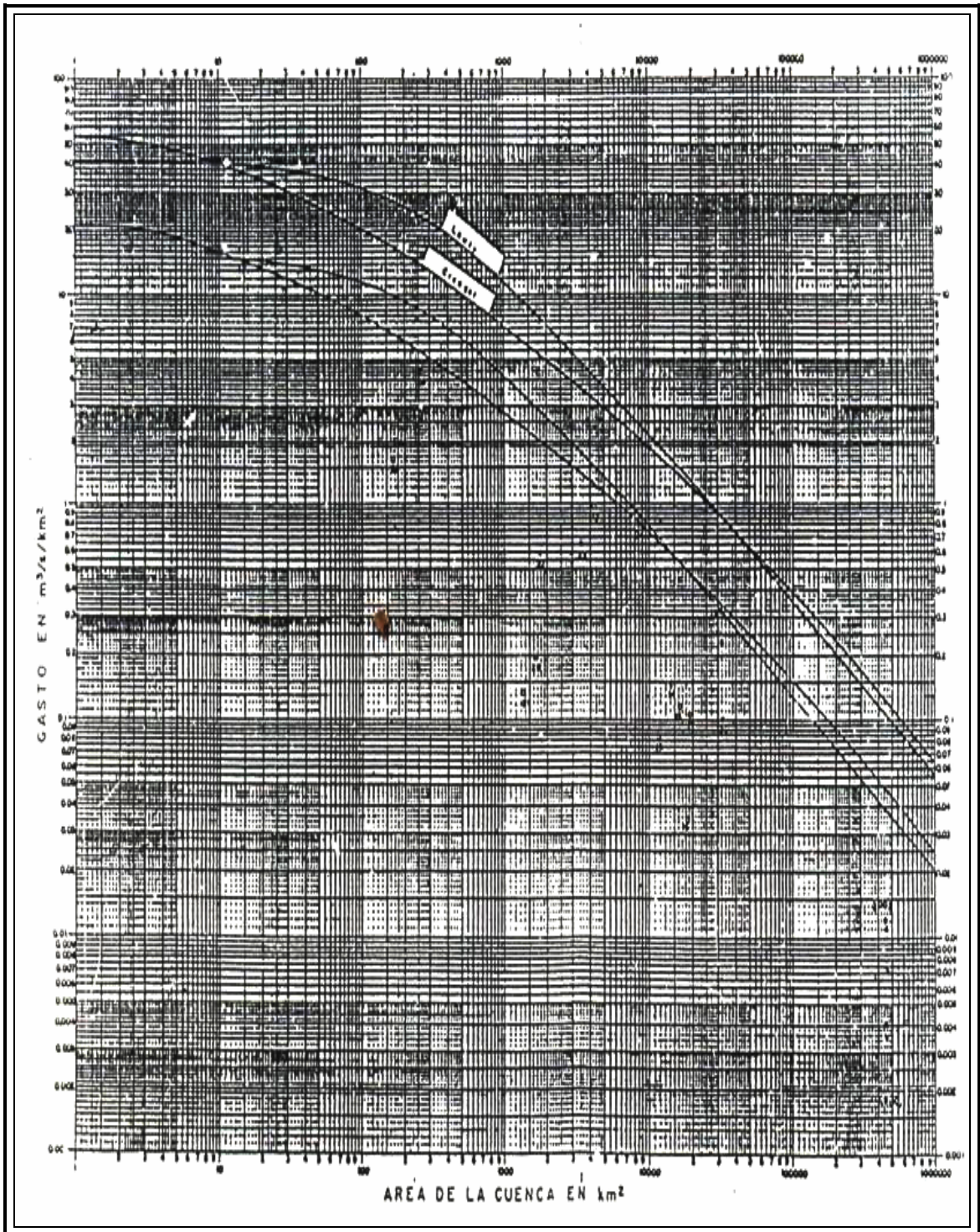


Figura 5. Gráfica da la envolvente de Creager y Lowry de la región número 24.

VASO DE LA PRESA

El vaso de la presa se obtuvo a través de un levantamiento topográfico, tiene un área de 836, 590.54 m² y tiene la capacidad de almacenar 770, 262.69 m³.

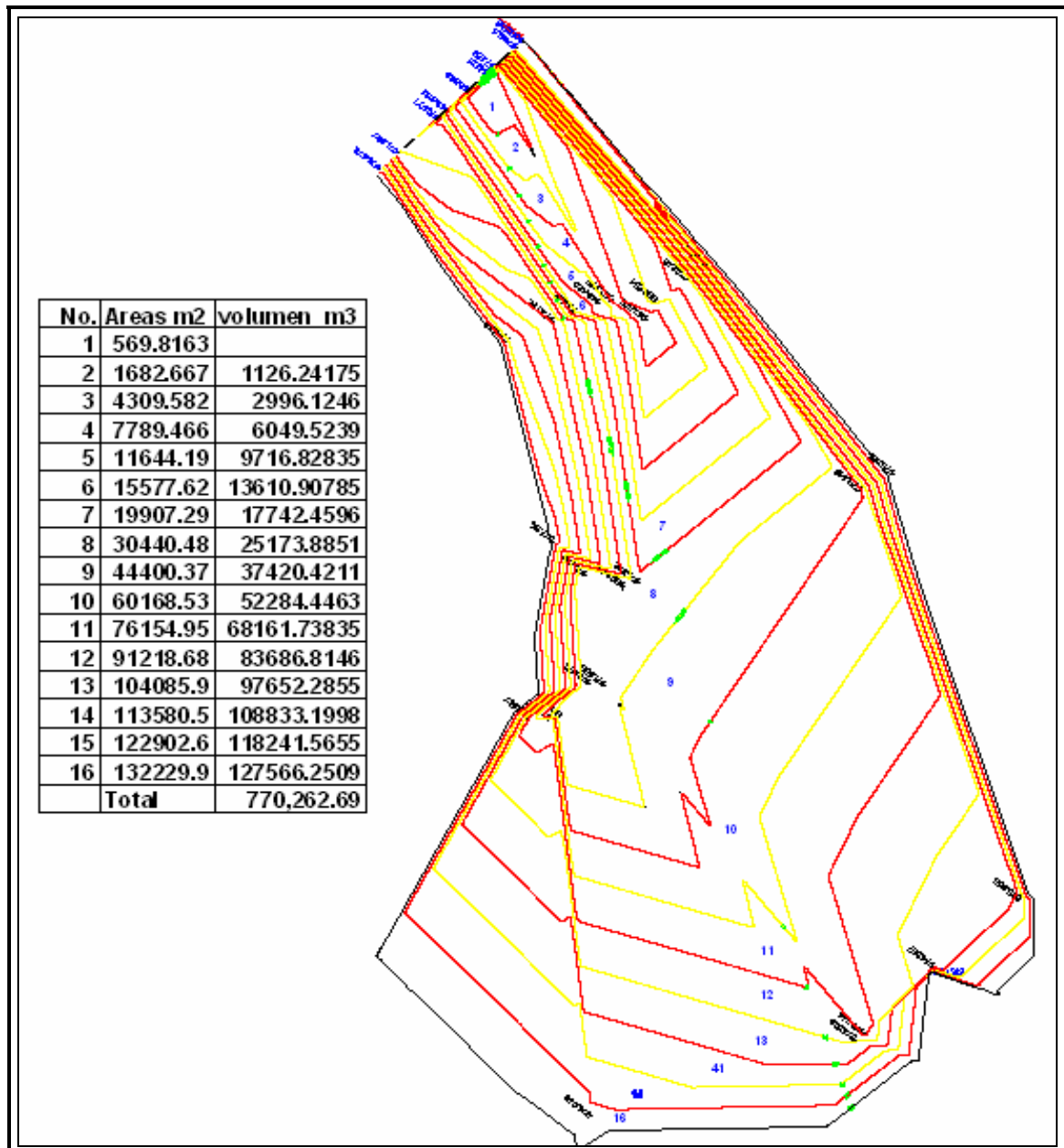


Figura 6. Vaso de la presa "La mina".

CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO

El vaso presenta una forma regular, la longitud del Fetch es de 117.3 m en la parte central de la cortina. La altura hasta el nivel del vertedor de demasías es de 3 m, el volumen de almacenamiento hasta esa altura es de aproximadamente 8380 m³.

DISEÑO DE LA OBRA

CARACTERÍSTICAS DE LA OBRA

Obra derivadora:

La obra derivadora se construye con ciclopio.

Esta obra cuenta con un vertedor de demasías y obra de toma.

Longitud de la cortina.....	36 m.
Ancho de la corona.....	0.85 m.
Altura máxima.....	4 M
Elevación de la corona.....	1073 msnm.
Elevación de embalse máximo.....	1073.93 msnm.
Ancho de la base.....	3.5 m.
Talud aguas arriba.....	0.0
Talud aguas abajo.....	0.83:1

OBRAS DE EXCEDENCIAS

Calculo del vertedor

En este apartado, primero se diseña el perfil del vertedor tipo Creager de ciclopio con las coordenadas que se encuentran en el cuadro.

Cuadro 6. Coordenadas para el diseño del perfil del vertedor tipo Creager .

Coordenadas para X	Coordenadas para Y	Coordenadas para X	Coordenadas para y
0.0	0.126	1.6	0.764
0.1	0.036	1.7	0.873
0.2	0.007	1.8	0.987
0.3	0.000	1.9	1.108
0.4	0.006	2.0	1.235
0.5	0.027	2.1	1.369
0.6	0.060	2.3	1.653
0.7	0.100	2.4	1.894
0.8	0.146	2.5	1.960
0.9	0.198	2.6	2.122
1.0	0.256	2.7	2.289
1.1	0.321	2.8	2.462
1.2	0.394	2.9	2.640
1.3	0.475	3.0	2.824
1.4	0.564	3.1	3.013
1.5	0.661	3.2	3.207

Para obtener los valores que nos dará el perfil Creager, los valores de cada una de las coordenadas se operaron contra carga H sobre el vertedor de 1.05 m.
Cuadro 7.

Cuadro 7. Valores para obtener el diseño del perfil tipo Creager.

Coordenadas para X	Coordenadas para Y	Coordenadas para X	Coordenadas para Y
0.000	0.132	1.680	0.802
0.105	0.038	1.785	0.917
0.210	0.007	1.890	1.036
0.315	0.000	1.995	1.163
0.420	0.006	2.100	1.297
0.525	0.028	2.205	1.437
0.630	0.063	2.310	1.583
0.735	0.105	2.415	1.736
0.840	0.153	2.625	2.058
0.945	0.208	2.730	2.228
1.050	0.269	2.835	2.403
1.155	0.337	2.940	2.585
1.260	0.414	3.045	2.772
1.365	0.499	3.150	2.965
1.470	0.592	3.255	3.164
1.575	0.694	3.360	3.367

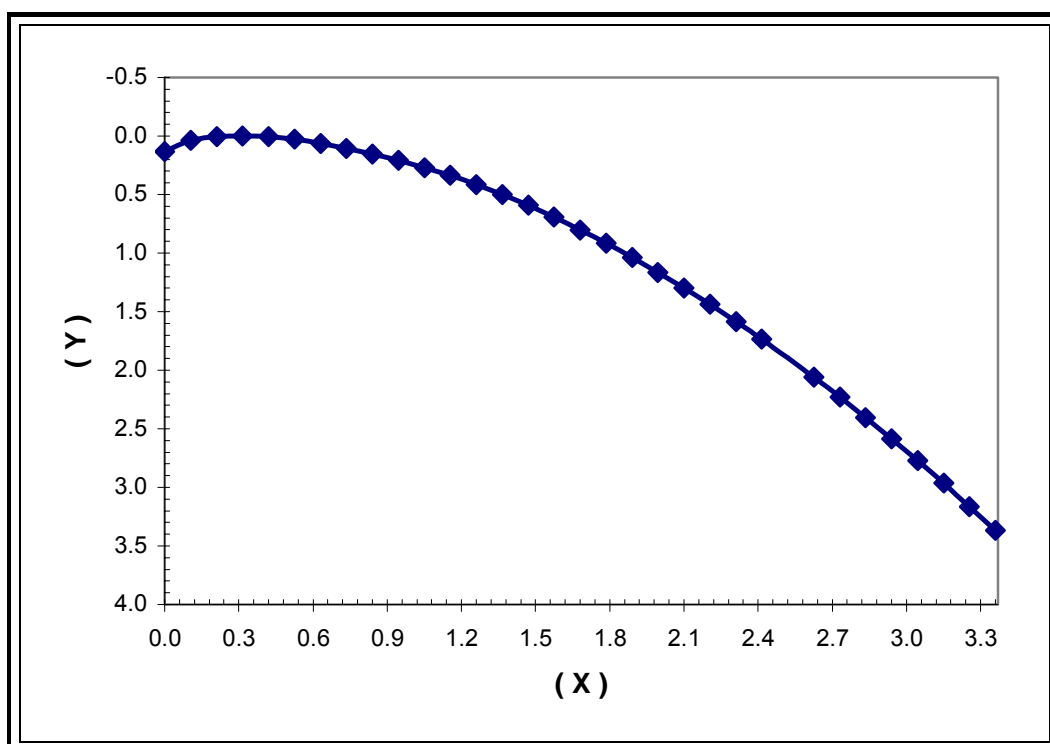


Figura 7. Perfil del vertedor tipo Creager.

El vertedor de demasías de la obra derivadora tiene capacidad para desfogar 46.70 m³/seg. Para calcularlo se usó la siguiente fórmula:

$$Q = b m (2g)^{1/2} (H)^{3/2}$$

Donde:

m = Coeficiente de gasto.

b = Ancho del vertedor (m).

b = 20 m.

m = 0.49; vertedor tipo Creager.

H = 1.05 m.

$$Q = 20m \times 0.49 \times (2 \times 9.81)^{1/2} (1.05m)^{3/2}$$

$$Q = 46.70 m^3 / seg.$$

Estimación de los coeficientes de seguridad del muro de ciclopio

La presa es un muro vertical con un solo lado, es de cilopio con un altura (h) hasta la cresta desde el nivel del suelo de 3.1 m, más la altura del nivel del agua H = 4.15 m, el peso específico del cilopio (γ_c) es de 2,300 Kg./m³, (B) es la sección del muro de un metro de ancho, el peso específico del agua (γ) es de 1000 Kg./m³, a continuación se tiene el desarrollo de todos los cálculos.

Fuerza Resultante de la Presión Hidrostática sobre el muro.

$$F_{R.P.H} = A_{D.P} \times B$$

Donde:

$A_{D.P}$ = Área del diagrama de presiones.

B = Sección del muro de un metro de ancho.

Tenemos que el área del diagrama de presiones es:

$$A_{D.P} = \frac{(\gamma_{AGUA} \times H) \times H}{2}$$
$$A_{D.P} = \frac{((1000 \text{ kg} / \text{m}^3 \times 4.15 \text{ m}) \times 4.15 \text{ m})}{2}$$
$$A_{D.P} = 8,611.25 \text{ kg} / \text{m}.$$

Por lo tanto:

$$F_{R.P.H} = A_{D.P} \times B$$

$$F_{R.P.H} = 8,611.25 \text{ kg} / \text{m} \times 1 \text{ m}$$

$$F_{R.P.H} = 8,611.25 \text{ kg}.$$

$$F_{R.P.H} = 8.611 \text{ ton}.$$

Área del muro

$$A = B \times h$$

$$A = 9 + 1.02 + 0.585 + 0.35$$

$$A = 4.6 \text{ m}^2$$

Volumen del muro

$$V = A \times B$$

$$V = 4.6 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m}$$

$$V = 4.6 \text{ m}^3$$

Peso del muro

$$W = V \times \gamma_{\text{CICLOPIO}}$$

$$W = 4.6 \text{ m}^3 \times 2,300 \text{ kg} / \text{m}^3$$

$$W = 10,580 \text{ kg.}$$

$$W = 10.58 \text{ ton.}$$

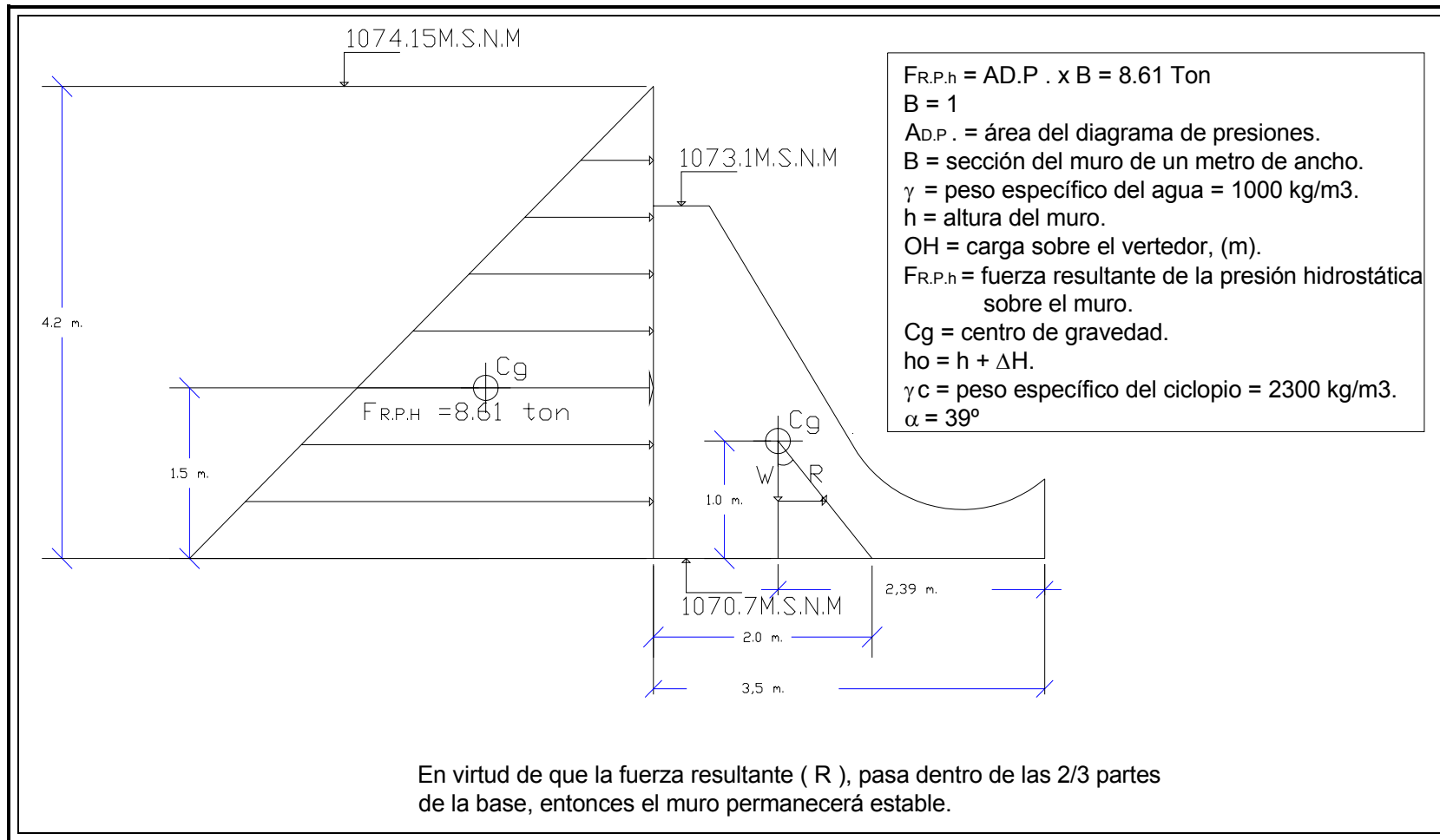


Figura 8. Diagrama de presiones.

OBRA DE TOMA

La obra de toma se proyecta en el marco derecho visto de aguas abajo. El gasto en la obra de toma es de $2 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que es la capacidad de transporte del canal de tierra.

La obra de toma tendrá la siguiente forma: 1×1 y el gasto se dejara pasar por una compuerta tipo mariposa. Ver esquema

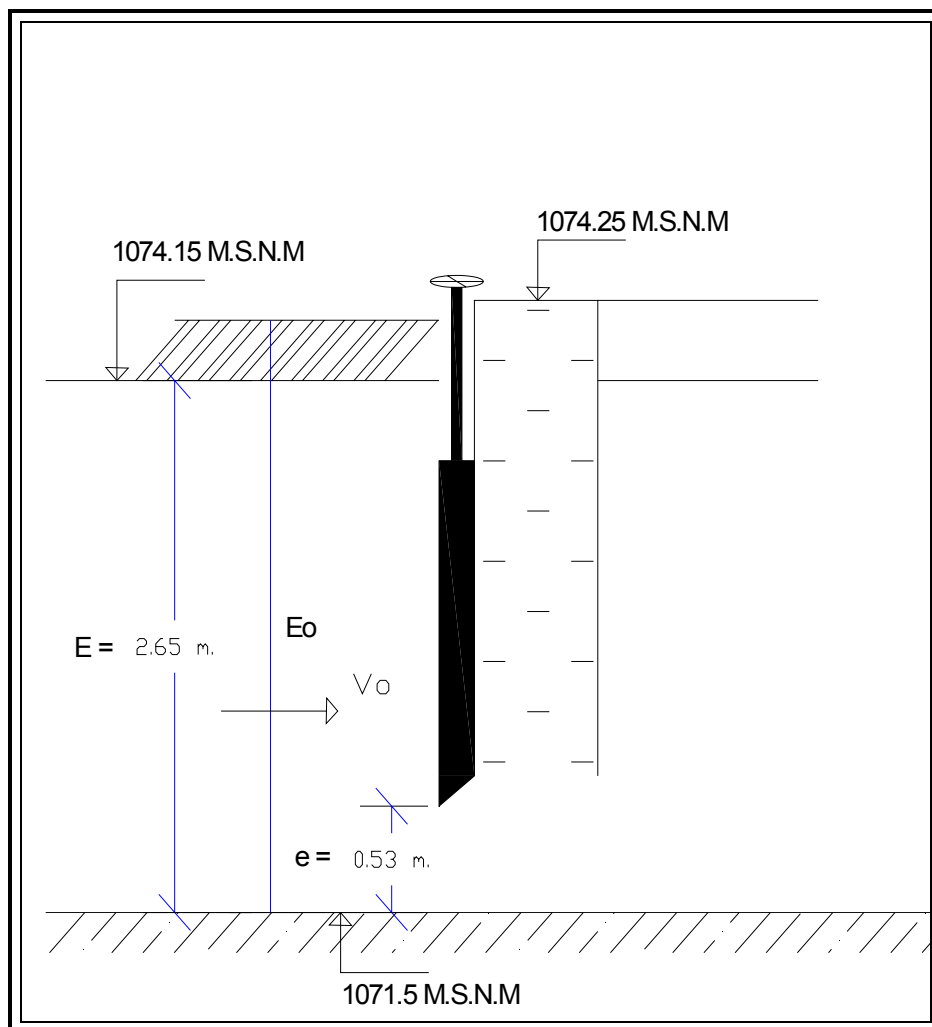


Figura 9. Esquema de la abertura de la compuerta rectangular.

Para determinar la abertura de la compuerta tipo mariposa se utilizo la siguiente tabla.

Cuadro 8. Abertura de la obra de toma.

a	ϵ	μ	Q (m ³ /seg.)
0.265	0.615	0.584	1.081
0.530	0.620	0.589	2.107
0.663	6.22	0.591	2.596

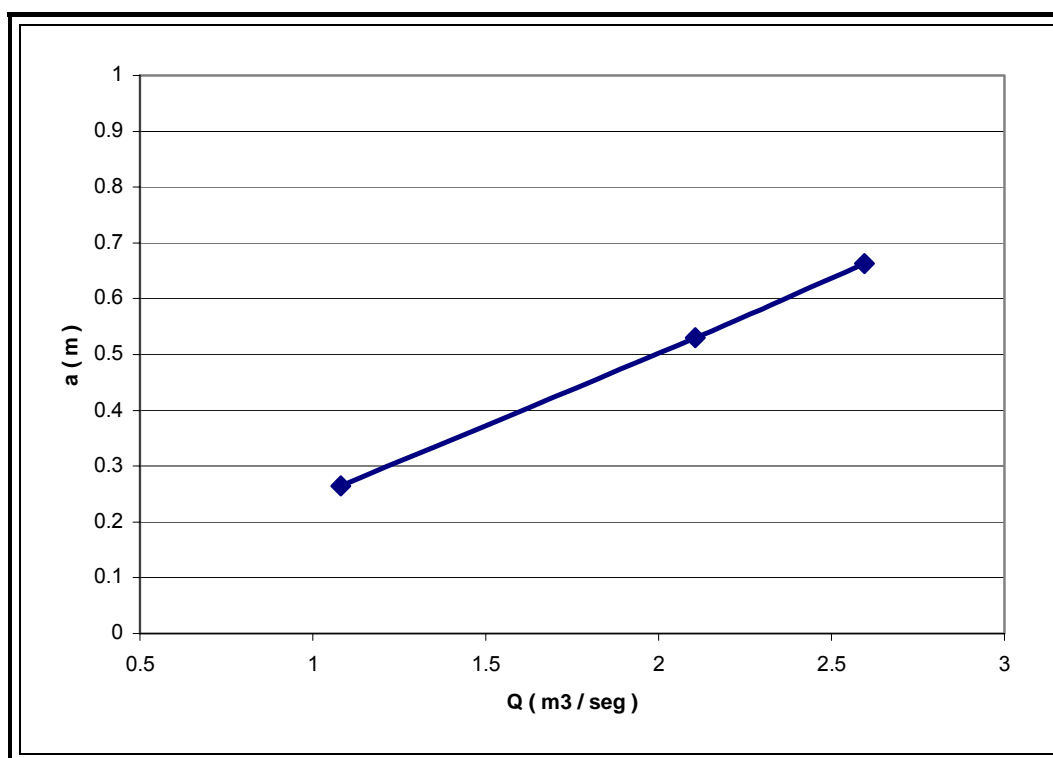


Figura 10. Gráfica del gasto en función de la abertura de la compuerta rectangular.

Los valores de (ϵ) se tomaron de la siguiente tabla:

$\frac{a}{H}$	ϵ	$\frac{a}{H}$	ϵ
0,10	0,615	0,45	0,638
0,15	0,618	0,50	0,645
0,20	0,620	0,55	0,650
0,25	0,622	0,60	0,660
0,30	0,625	0,65	0,675
0,35	0,628	0,70	0,690
0,40	0,630	0,75	0,705

Figura 11. Valores de (ϵ) calculados por Rucovski.

Cuadro 9. Caudal de la obra de toma

h_c (m)	φ_c	$2g$	E (m)	Q ($m^3/seg.$)
1.0	0.95	19.62	2.65	5.41
0.9	0.95	19.62	2.65	5.01
0.8	0.95	19.62	2.65	4.58
0.7	0.95	19.62	2.65	4.11
0.6	0.95	19.62	2.65	3.61
0.5	0.95	19.62	2.65	3.09
0.4	0.95	19.62	2.65	2.52
0.329	0.95	19.62	2.65	2.109

$$Q = \varphi_c b h_c \sqrt{2g (E_0 - h_c)}$$

$$b = 1m ; E_0 = E$$

$$h_c = 0.329m.$$

$$Q \text{ m}^3 / \text{seg} = 0.95 \times 1m \times 0.34m \sqrt{19.62 (2.365m - 0.329m)}$$

$$Q \text{ m}^3 / \text{seg} = 2.109 \text{ m}^3 / \text{seg}.$$

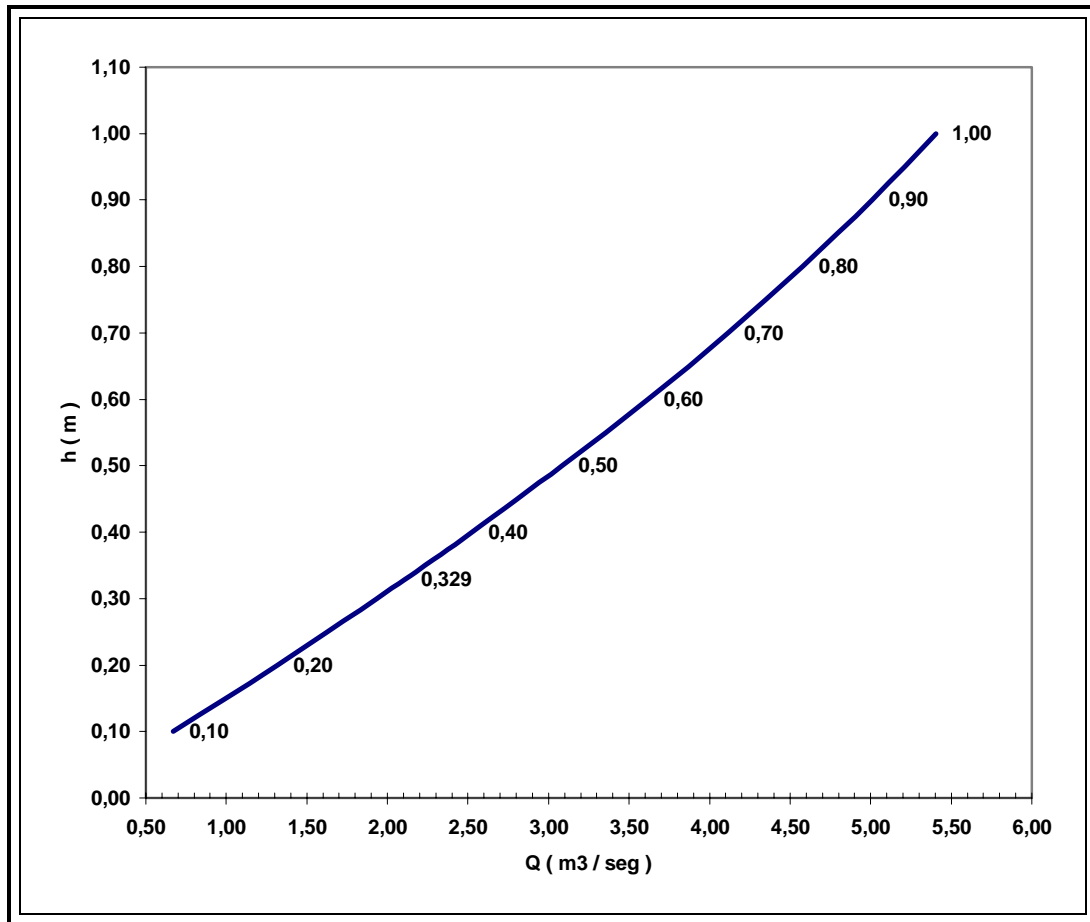


Figura 12. Caudal de la obra de toma.

Cálculo del tanque amortiguador

El tanque amortiguador consiste en un tanque al pie de la cortina con una profundidad P que viene siendo el colchón del agua, para amortiguar el golpe del chorro. El diseño de este se basa en el principio del salto hidráulico que establece la hidráulica. El objeto de diseñar el tanque amortiguador, aguas abajo, es con el fin de contar con las condiciones adecuadas, para que el cambio brusco de tirantes se verifique dentro de una longitud mínima del cauce que es la que se debe proteger debidamente (Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1975), Figura 13.

Cálculo de las características del tanque amortiguador.

Cálculo del primer tirante conjugado menor del salto hidráulico (h_c)

$$Q = \varphi_c b h_c \sqrt{2g(E_0 - h_c)}$$

$$b = 1m ; E_0 = E$$

$$Q = \varphi_c h_c \sqrt{2g(E - h_c)}$$

Donde

$$h_c = 0.329m.$$

$$2.107 m^3 / seg = 0.95 \times 0.329 m \sqrt{19.62 (2.65 m - 0.329 m)}$$

$$2.107 m^3 / seg = 2.109 m^3 / seg.$$

La magnitud de la velocidad de llegada V_0 se desprecia y $E_0 = E$.

Cálculo del segundo tirante conjugado mayor del salto hidráulico (h_2)

El salto hidráulico es utilizado para disipar energía en el agua escurriendo sobre presas, diques y otras estructuras hidráulicas y así prevenir la socavación aguas debajo de la estructura, para recuperar altura o levantar el nivel del agua sobre el lado aguas abajo del canal para irrigación u otros propósitos de distribución de agua, para incrementar peso sobre un lecho amortiguador y así reducir la presión hacia arriba de una estructura hidráulica (Chow, 1993).

$$h_2 = \frac{h_c}{2} \left[\left(1 + \frac{8 q^2}{g h_c^3} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

$$h_2 = \frac{0.329}{2} \left[\left(1 + \frac{8 (2.107)^2}{9.81 (0.329)^3} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

$$h_2 = 0.165 \times (9.317)$$

$$h_2 = 1.51 \text{ m.}$$

Cálculo de la longitud del salto hidráulico

$$Long_{SALTO} = 0.8 \times 2.5 \times (1.9 \times (h_2 - h_c))$$

$$Long_{SALTO} = 0.8 \times 2.5 \times (1.9 \times (1.51 \text{ m} - 0.329 \text{ m}))$$

$$Long_{SALTO} = 4.49 \text{ m.}$$

Cálculo de la longitud del tanque

$$Long_{TANQUE} = \left(\frac{0.8}{0.9} \right) Long_{SALTO}$$

$$Long_{TANQUE} = \left(\frac{0.8}{0.9} \right) 4.49 \text{ m.}$$

$$Long_{TANQUE} = 3.99 \text{ m.}$$

Cálculo de d_1

Cuando se desprecia la magnitud de ΔZ tenemos que:

$$d_1 = h_2 - h_{CANAL}$$

Cuando se desprecia la magnitud de la caída entre el tanque y el canal la profundidad en el tanque se determina de la siguiente manera:

$$d_1 = h_2 - h_{CANAL}$$

$$d_1 = 1.51 m - 1 m.$$

$$d_1 = 0.51 m.$$

Valor de h_c y h_2 coregidos

Donde

$$h_c = 0.296 m.$$

$$2.107 m^3 / seg = 0.95 \times 0.296 m \sqrt{19.62 (3.16 m - 0.296 m)}$$

$$2.107 m^3 / seg = 2.108 m^3 / seg.$$

Entonces:

$$h_2 = \frac{h_c}{2} \left[\left(1 + \frac{8 q^2}{g h_c^3} \right)^{1/2} - 1 \right]$$

$$h_2 = \frac{0.296}{2} \left[\left(1 + \frac{8 (2.107)^2}{9.81 (0.296)^3} \right)^{1/2} - 1 \right]$$

$$h_2 = 0.148 \times (10.807)$$

$$h_2 = 1.60 \text{ m.}$$

Valor de d_2 modificado

$$h_2 \leq 1.05 (t_{CANAL} + d_2)$$

$$1.60 \text{ m} \leq 1.05 (1.0 \text{ m} + 0.524 \text{ m})$$

$$1.60 \text{ m} \leq 1.60 \text{ m}$$

La carga de agua que saldrá al final del tanque amortiguador t (1 m) más la altura del muro de retención de agua del tanque amortiguador d_2 (0.524 m) tomará un valor de 1.524 m.

Cuando el agua sale del tanque amortiguador y llega al nivel del terreno este tiene un cambio de valor en la altura y se obtiene de la siguiente manera:

$$h_2 \leq h_{CANAL} + d_2 + \nabla h$$

$$1.60 \text{ m} \leq 1.0 \text{ m} + 0.524 \text{ m} + 0.076 \text{ m}$$

$$1.60 \text{ m} \leq 1.60 \text{ m.}$$

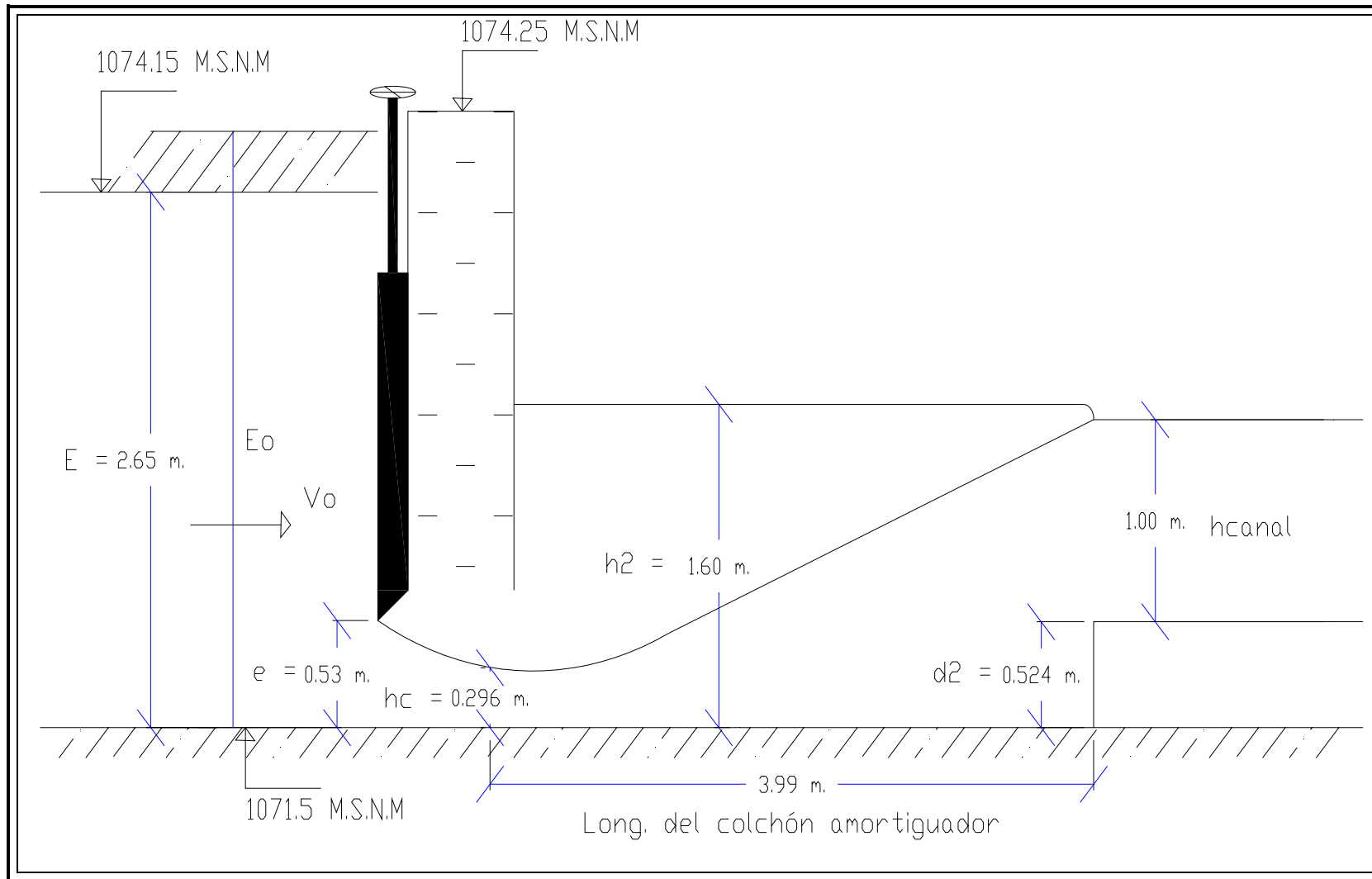


Figura 13. Tanque amortiguador

NORMA DE RIEGO:

Tomando en cuenta las precipitaciones medias de la región, tenemos que la norma de riego es de 4500 m³/Ha para maíz el cálculo se hizo por el método de Blaney y Criddle.

POSIBLE ÁREA IRRIGADA:

El área que se puede irrigar tomando en cuenta el potencial hídrico aprovechable se determina por la siguiente fórmula:

$$Ai = \frac{W \text{ has.}}{M}$$

Donde:

Ai = Área posible a irrigar (Has).

W = Volumen total aprovechable m³.

M = Norma de riego para entarquinamiento m³/Ha.

$$Ai = \frac{241,145.5 m^3}{4500 m^3 / ha}$$

$$Ai = 53.59 \text{ has.}$$

CONCLUSION

Tras la evidencia que se tiene actualmente en el país, del uso irracional del uso de agua de lluvia para los cultivos de maíz y frijol (agricultura de temporal) de consumo domestico, en el cual los rendimientos son muy bajos cuando los hay. Se considera que con la construcción de obras derivadoras, de almacenamiento y la utilización del sistema de entarquinamiento se evitan los riesgos anteriormente ya mencionados dado que el sistema de entarquinamiento contempla el almacenamiento del agua en la zona radicular de los cultivos hasta una profundidad de 2 m. de humedecimiento y con la obra derivadora y sus canales cumplen perfectamente con este objetivo.

TERATURA CITADA

Arteaga Tovar R. E. 1993. Hidráulica Elemental. 1ª edición. UACH. Depto. de Irrigación. Chapingo, México.

Azevedo, N.J.M. y Acosta, A.G. 1975. Manual de Hidráulica. 6ta Edición. Harla S.A. C.V. México 4, D.F..

Comisión Federal de Electricidad. 1980c. Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia. A.1.9. Simulación del Funcionamiento de un Vaso. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México 5, D.F. p. A.I 1.9.1 – 1.9.2.

Comisión Federal de Electricidad. 1980d. Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia. A.1.10. Avenida de Diseño. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México 5, D.F. p. A.I 1.10.1 – 1.10.4.

Comisión Federal de Electricidad. 1980. Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia. A.2.9. Escurrimiento a Superficie Libre. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México 5, D.F. p. A.I 2.9.1.

Comisión Federal de Electricidad. 1981a. Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia. A.1.2. Precipitación. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México 5, D.F. p. A.I. 1.2.1 – 1.2.8.

Comisión Federal de Electricidad. 1981b. Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia. A.1.3. Escurrimientos. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México 5, D.F. p. A.I. 1.3.1.

- Comisión Federal de Electricidad. 1983. Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia. A.2.2. Obras de Toma para Plantas Hidroeléctricas. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México 5, D.F. p. A.I 2.2.1 – 2.2.2
- Colegio de posgraduados. 1980. Manual para Proyectos de Pequeñas Obras Hidráulicas para riego y abrevadero; Tomo I, 1ª Edición; SPP, Chapingo México. D.F.
- García, N.J.M. 1985. Principios de Hidráulica Potencial. División de Ciencias Forestales. Universidad Autónoma de Chapingo. Talleres Gráficos de la División de Ciencias Forestales. 349p.
- Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI). 1992. Carta de Climas Regionales, escala 1:500,000. Monterrey 14R-VII
- Ingeniería Hidráulica en México. 1970. Meteorología, Distribución de Frecuencias de Heladas, lluvias y tormentas eléctricas en México. Vol. 24.
- Lambe, T.W. y Whitman, R.B. 1984. Mecánica de Suelos. Editorial Limusa. S.A de C.V. México 1, D.F. 582 p.
- Linsley, R.E Y Franzini, J.B. 1975. Ingeniería de lo Recursos Hidráulicos. Compañía Editorial Continental. S.A. C.V. México 22. D.F. 791 p.
- Marsal, R,J y Reséndiz, N.D. 1983. Presas de Tierra y Enrocamiento. Editorial Limusa. México 1, D.F. 546 p.
- Mora, R.P. 1993. La ingeniería de Operación en los Distritos de Riego. Trillas. México. P. 14 – 17.

Secretaria de los Recursos Hidráulicos. 1973. Recursos Hidráulicos. Número 1. Volumen II. México 6, D.F. p. 71.

Secretaria de los Recursos Hidráulicos. 1975. Presas de Derivación. Modelo México 4. Plan Nacional de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural. México D.F.

Secretaria de los Recursos Hidráulicos. 1975. Pequeños Almacenamientos, Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural. Talleres Gráficos de la Nación. México 2, D.F. 353 p.

Trueba, C.S. 1971. Hidráulica. Agrónomo – Especialidad en Irrigación – Ing. Proyectista de la Universidad de Recursos Hidráulicos, Méx. – Profesor de Hidráulica en la especialidad de agronomía en la Universidad Nacional de Colombia. Compañía Editorial Continental. S.A. México 22. D.F. p. 29 – 47.

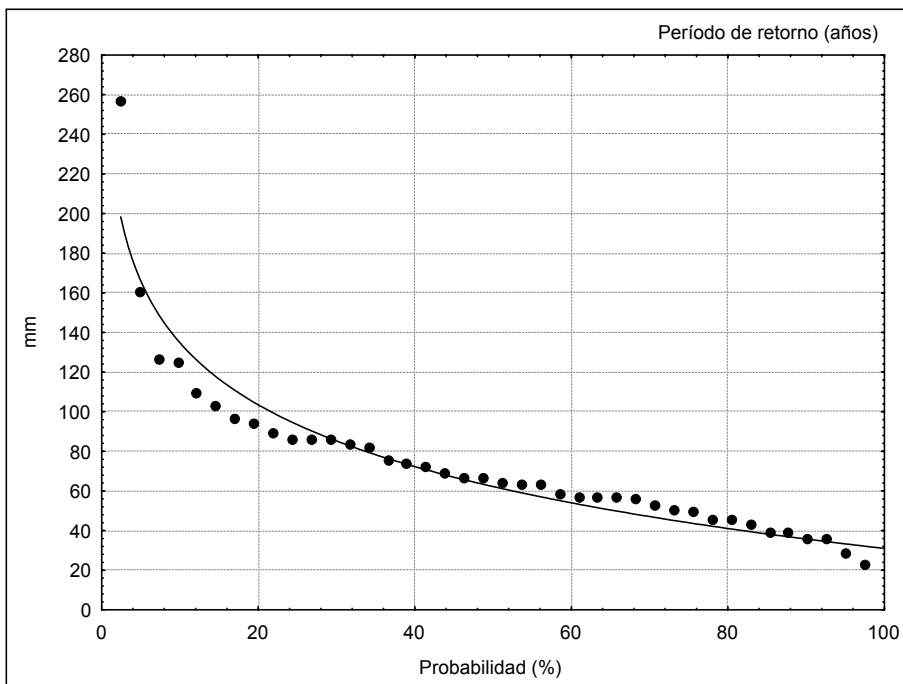
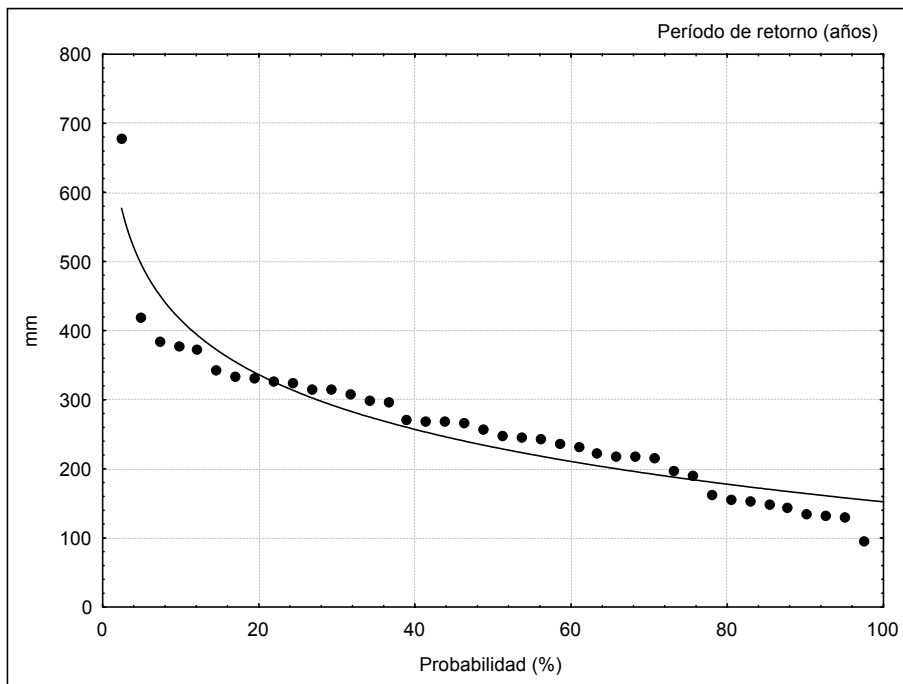
United States Department of the interior Bureau of Reclamation. 1978. Diseño de Presas Pequeñas. Una Publicación Técnica de Recursos Hidráulicos. Compañía Editorial Continental. México 22, D.F. 639 p.

Vega, R. O. et. Al. 1987. Presas de Almacenamiento y Derivación. 5ª Reimpresión. División de Estudios de Posgraduados, Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.

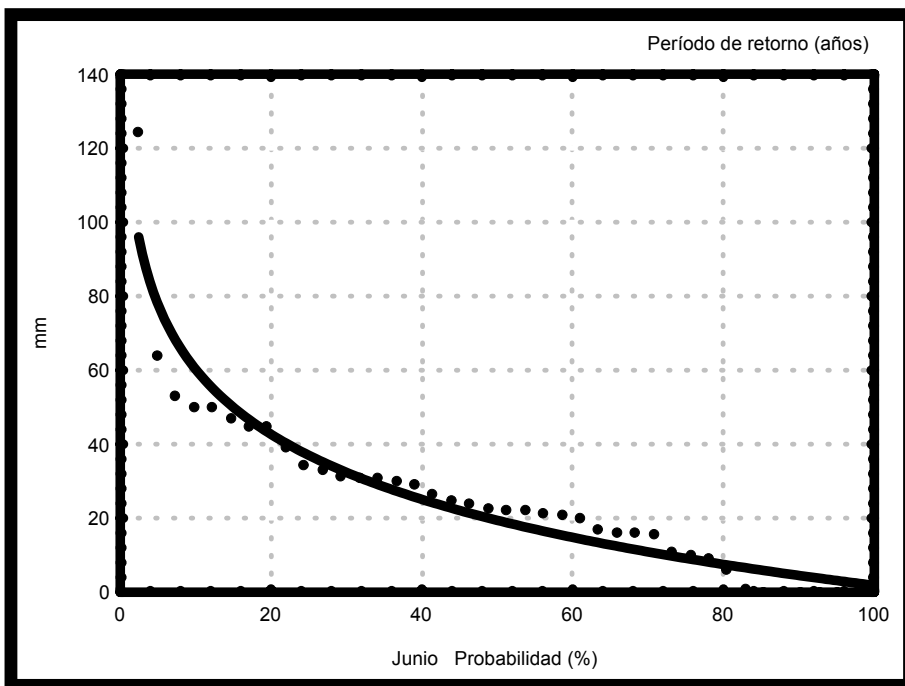
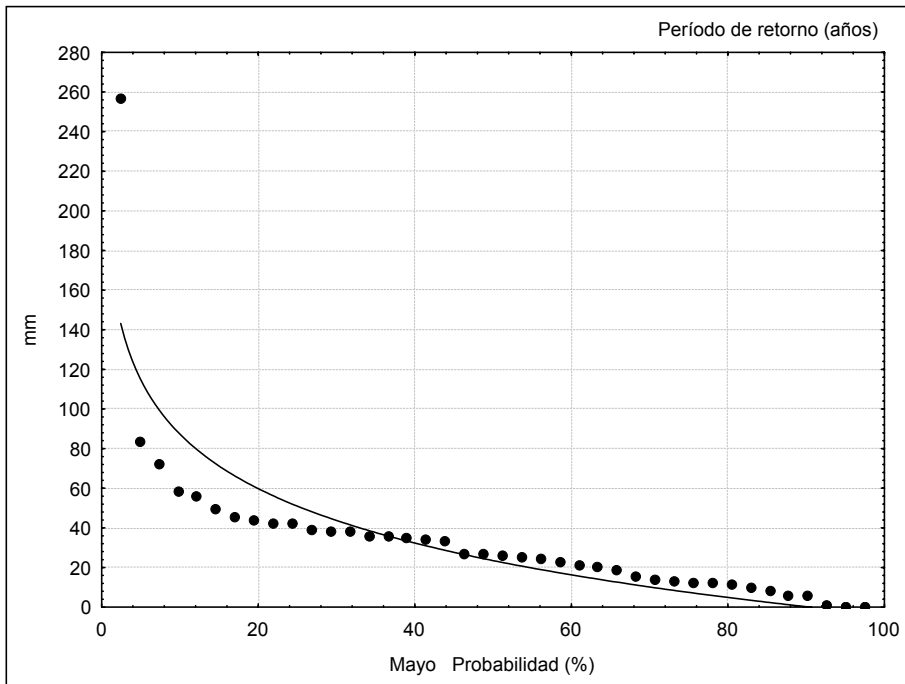
APENDICES

APENDICE A

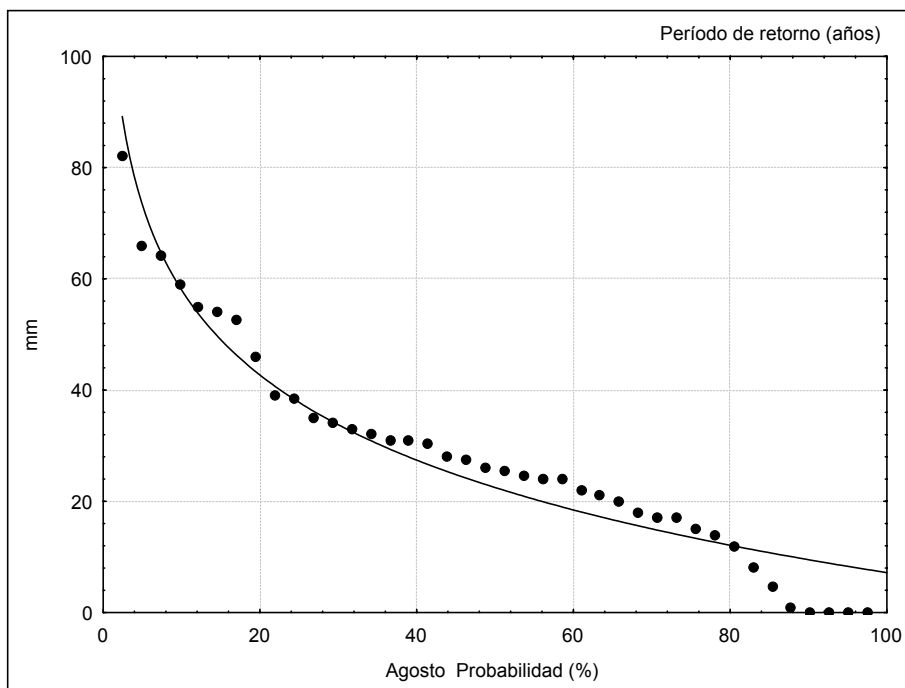
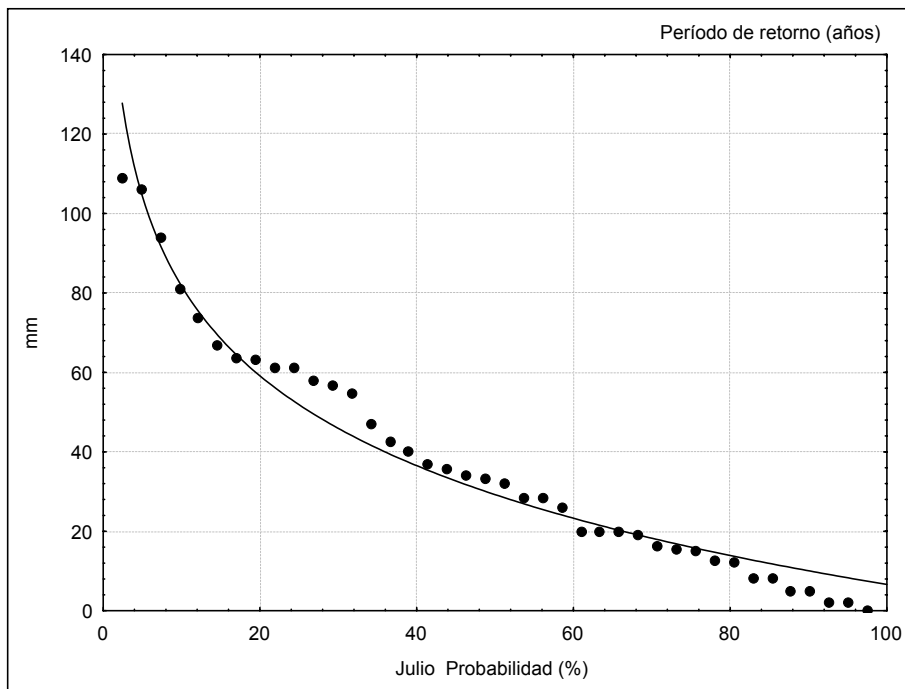
CURVAS DE PROBABILIDAD DE LA PRECIPITACIÓN DE RAMOS ARIZPE, COAHUILA



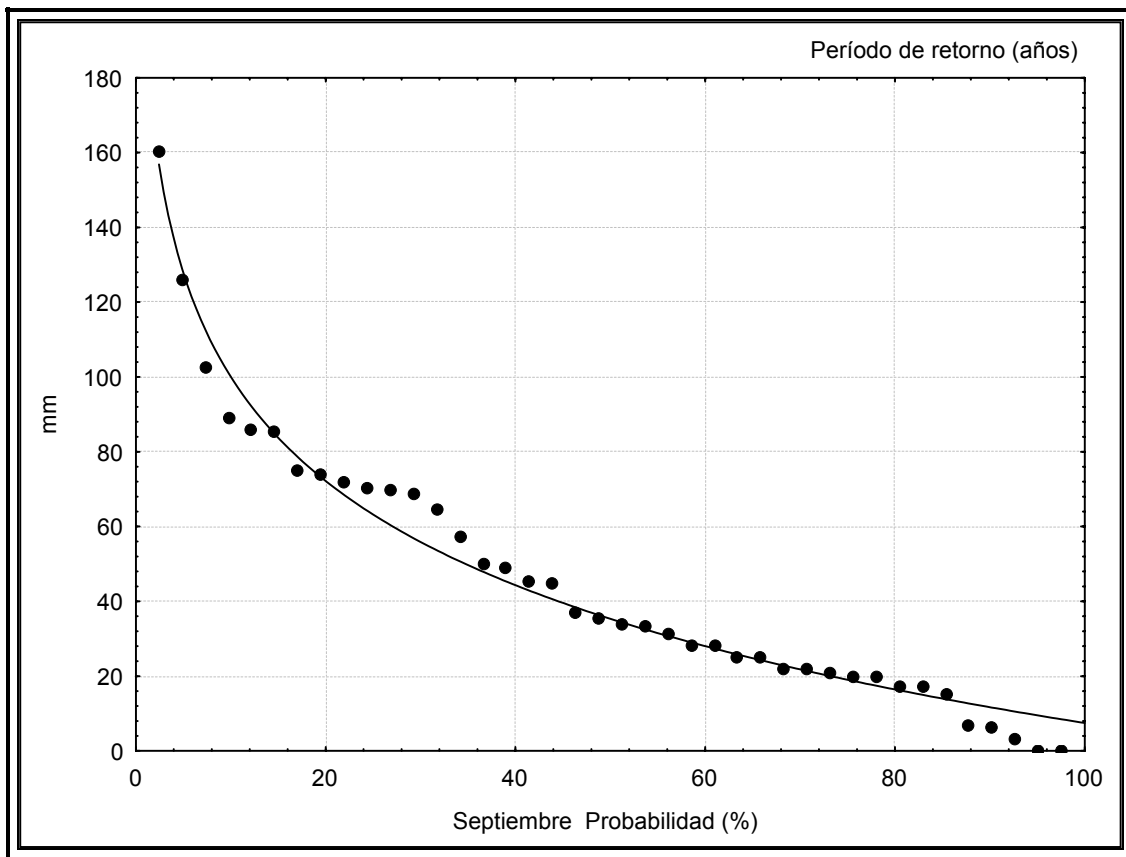
Apéndice. Período de retorno de la precipitación de las lluvias anuales y mensuales (1961 – 1998 – 2002).



Apéndice. Periodo de retorno de la precipitación del mes de Mayo y Junio (1961 – 1998 – 2002).



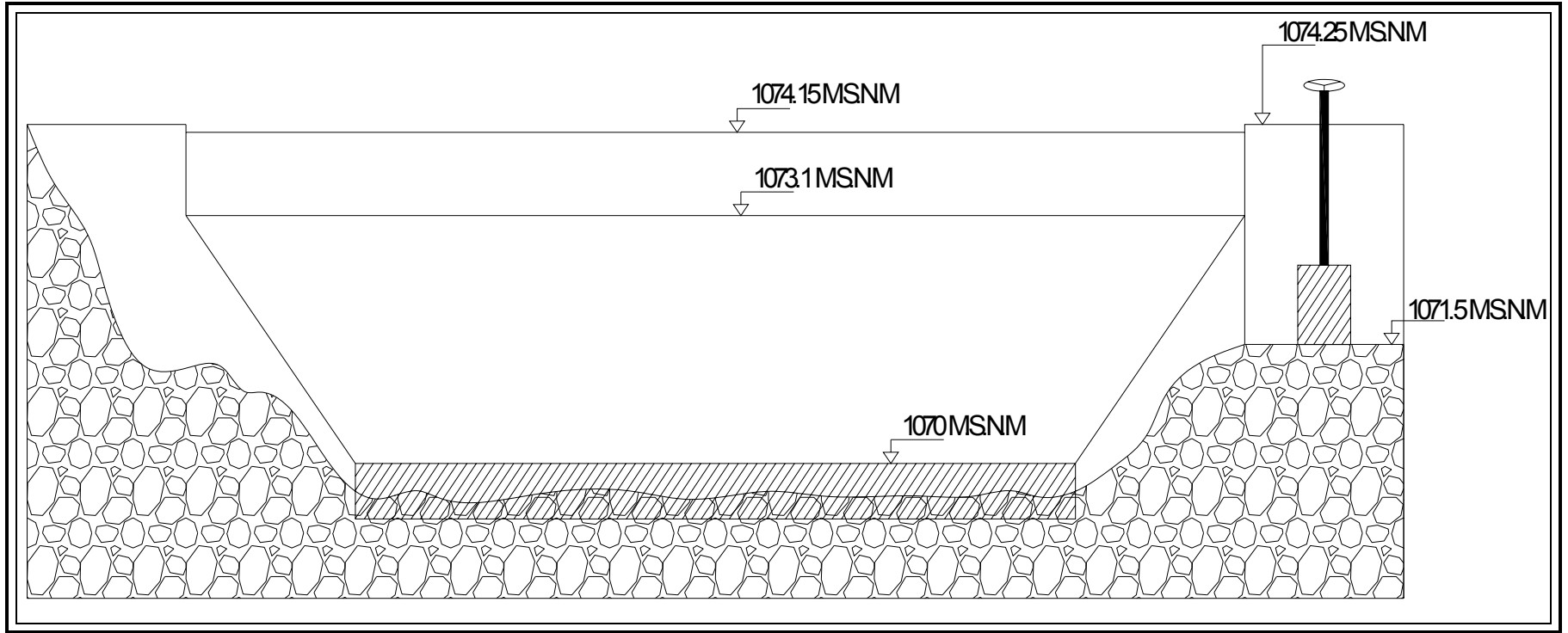
Apéndice. Periodo de retorno de la precipitación del mes de Julio y Agosto (1961 – 1998 – 2002).



Apéndice. Periodo de retorno de la precipitación del mes de Septiembre (1961 – 1998 – 2002).

APENDICE B

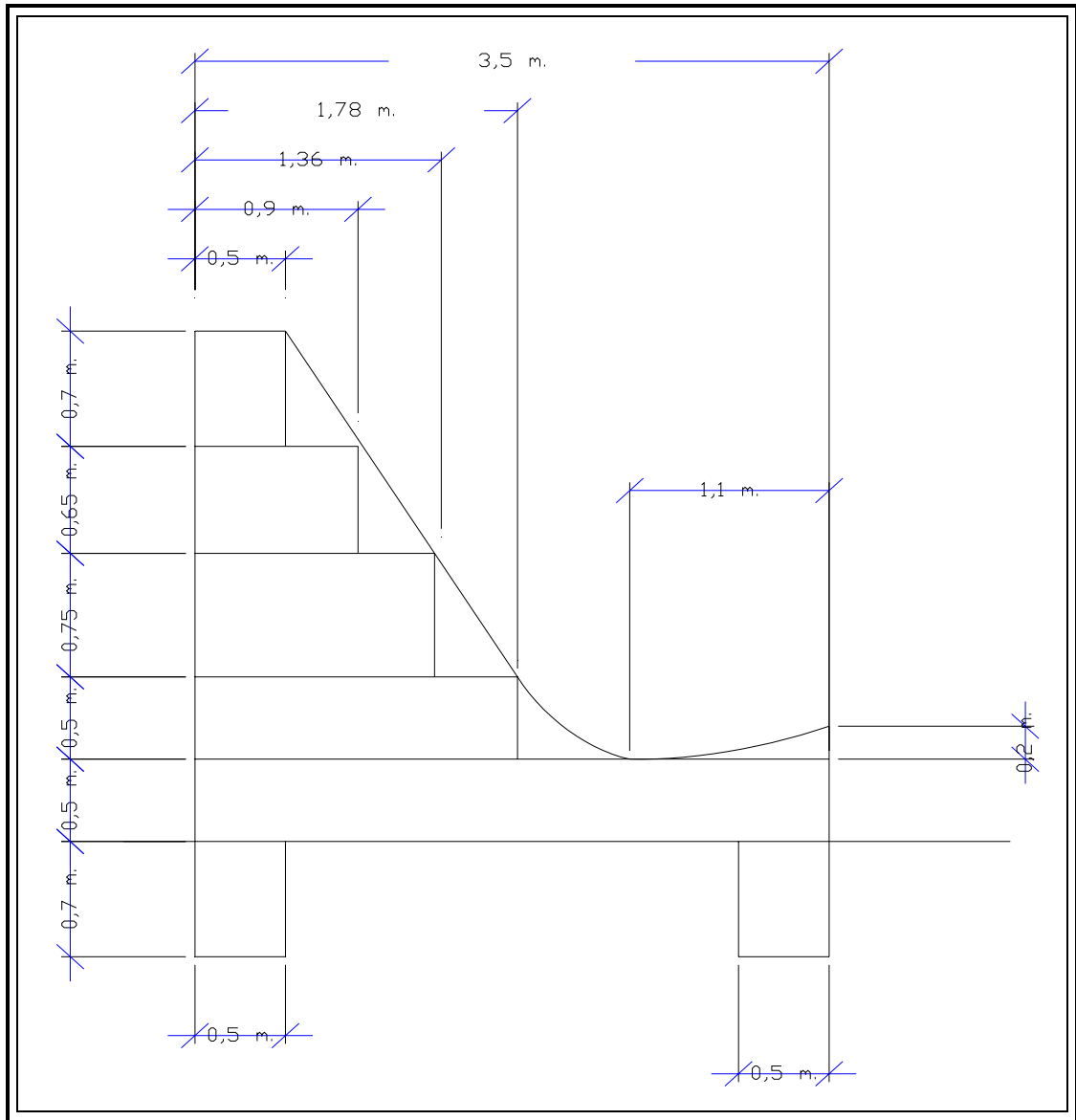
PRESA "LA MINA"



Apéndice B. Muro la mina, visto aguas abajo.



Apéndice B. Muro la mina visto aguas arriba.



Apéndice B. Corte transversal del muro.



Apéndice. Encauce del arroyo (se encuentra suficiente material de piedra para la construcción del muro de ciclopio).



Apéndice. Boquilla (aquí se encontró la roca madre que facilita la cimentación de la presa).



Apéndice. Levantamiento para determinar el vaso de almacenamiento de la presa.