

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA AGRARIA

“ANTONIO NARRO”

DIVISIÓN DE INGENIERIA



Modificación de un Tanque de Almacenamiento Para el Aprovechamiento de Eurrimientos Superficiales de la Cuenca de la Sierra de Zapaliname.

POR :

FELIPE RAMÍREZ MARTÍNEZ

TESIS

**PRESENTADA COMO REQUISITO PARCIAL PARA
OBTENER EL TITULO DE :**

INGENIERO AGRÓNOMO EN IRRIGACIÓN

BUENAVISTA, SALTILLO, COAHUILA, MÉXICO.

**NOVIEMBRE DE 1997
UNIVERSIDAD AUTONOMA AGRARIA**

Dedicatoria	i
Agradecimientos	ii
INTRODUCCION	1
Antecedentes	1
Justificación	1
OBJETIVOS	4
Objetivo general	4
Objetivo Particular	4
REVISIÓN DE LITERATURA	5
Clasificación de las obras hidráulicas de almacenamiento	6
Partes de una presa de almacenamiento	8
OBRAS HIDRAHLICAS DE DERIVACIÓN	9
Definición	9
Clasificación de las obras de derivación	10
Partes que integran una presa derivadora	11
Clasificación	11
HIDROLOGIA	12
Definición	12
ESTUDIO DE AVENIDAS	13
Definición	13
MÉTODO PARA CALCULAR EL GASTO DE LA AVENIDA MÁXIMA PROBABLE	14
Método directo	14
Método indirecto	15
Método del servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos	15
MATERIALES Y MÉTODOS.	16
Descripción del área de proyecto	16
Localización geográfica	17

Hidrografía	18
Clima	18
DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO REALIZADO	20
Presa derivadora	20
obra de toma	21
Taludes del bordo y cresta del bordo	21
Arroyo y avenidas	21
ESTIMACION DE LA AVENIDA MÁXIMA	22
Método de la sección y la pendiente	23
Método del servicio de conservación de suelos de los estados unidos	23
PROCEDIMIENTO PARA EL PROCESO DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN	25
PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE	29
Prueba de ajuste de la χ^2	29
Distribución Normal	30
Distribución Log Normal	32
Distribución Pearson III	32
Distribución Log Pearson III	34
Prueba de bondad de ajuste de la suma de cuadrados	34
Prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov Smirnov	35
CÁLCULOS DE HIDROLOGICOS	37
Calculo de la avenida máxima por el método de conservación de suelos de los estados unidos	38
CALCULO HIDRAULICO DEL VERTEDOR	40
Condiciones actuales	41
Carga de diseño	42
Velocidad critica	43
CALCULO HIDRAULICO DEL VERTEDOR PARA PROYECTO	46
Carga hidráulica de diseño	46
Sumergencia	47
Calculo de las coordenadas del cimacio Craguer	50
Diseño hidráulico de la obra de toma	51

Dimensionamiento del canal desarenador	52
Diseño del desarenador	52
RESULTADOS	54
Calculo de volúmenes y áreas	55
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	57
APENDICE DE TABLAS	58
Tablas del levantamiento topográfico	58
Tablas hidrológicas	67
BIBLIOGRAFIA	93

Nota : Este paginado corresponde en el numero a la tesis empastada, en el disco pude sufrir cambios en el paginado ya sea por cambiar el tipo de impresora tamaño de papel o por otros factores.

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a :

Mis padres : Sr. Sacramento Ramírez R. y Sra. Teresa Martínez Marcial
Con mucho amor, cariño y agradecimiento para ustedes, por haberme guiado por el camino correcto que me llevó a dar este paso tan importante en mi vida. Les estaré eternamente agradecido.

Mis hermanos : Elvira, Ma. Cruz, Ismael, J. Manuel, Alejandro, Rosa María Margarita, Isabel, y Juana tomasa.
Como una muestra por el gran cariño y amor que me tienen y como un estímulo de superación personal, en la vida.
Y muy especialmente a mi hermano Ismael, por el gran apoyo incondicional que me ha brindado.

Mi cuñada : Adriana y mi pequeña sobrina Miriam, por el gran amor, cariño y confianza que han depositado en mi.

Mis abuelos : Maternos : Sr. Benjamin Martínez
Sra. Anatalia Marcial
Paternos : Sr. Casimiro Ramírez (+)
Sra. Felipa Ramírez. (+)
Como un gesto de profundo agradecimiento por sus sabios consejos.

Mis compañeros y amigos por siempre, la generación LXXXIII

Marco Antonio Buendía Espinoza	(El Morado)
Romeo Antonio López de León	(El Chiapas)
José Manuel Martínez Campos	(El Melo)
Francisco Martínez Negréte	(El Paco)
Anselmo Rodríguez Perea	(El hermano)
Santiago Vargas Flores	(El Chago)
Antonio Naranjo Ramírez	(El Naranjo)
Martha Patricia Coos Cornejo	(Paty)
Cesar González de la Rosa	(El Mus)
Raul Martin Us Torres	(El Campeche)

Dedico de una forma muy especial esta tesis a mi novia Juanita Meza Landeros, por su gran amor inmerecido que me ha brindado, a su paciencia que me ha tenido durante mi carrera y a sus porras que me ayudaron mucho.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a :

Dios todo poderoso por haberme dado un cuerpo, un alma, y la vida los cuales juntos forman mi persona. Y por haberme permitido tener esta experiencia de superarme como profesionalista.

A mi alma Mater la Universidad Autónoma Agraria “Antonio Narro”, y al departamento de Riego Y Drenaje, por haberme recibido en su seno y darme todo lo necesario para lograr una de mis metas que tanto anhelé.

Al MC Luis Edmundo Ramírez Ramos, por su gran ayuda y consejos para que este proyecto se realizara.

Al Dr. Salvador Muños Castro, Por su valiosa asesoría en la realización de este proyecto, y por su gran talento como profesor, ya que a el le debo mucho de lo que aprendí en esta casa de estudios.,

Al MC. Manuel González Molina, Por ser un gran amigo, su valiosa asesoría para la realización de esta tesis.

Al ING. Rolando Sandino Salazar, por ser una persona muy humana, a sus consejos durante mi carrera.

Al MC. Sergio S. Garza Vara, Por ser un gran amigo, y por sus valiosos consejos durante mi carrera.

Al MC. Lindolfo Rojas Peña, Por ser un amigo y a sus consejos en mi formación profesional.

Al MC. Luis Samaniego, Por considerarme un amigo y por ser una super persona, así como sus consejos par mi formación profesional.

Al MC. Victor Cantú Hernánandes, por ser un gran amigo, y por sus valiosos consejos,

Al MC. Regino Morones, por ser un buen amigo.

A la Secretaria Margarita, por Ser una gran amiga y por el apoyo que me brindo.

A las laboratoristas : Paty, Silvia, y Fina, por su confianza y amistad que me brindaron.

A mis compañeros y grandes amigos de la especialidad de irrigación y de la generación LXXXIII.

En especial al Ing. Santiago Vargas Flores y su novia Norma, así como al Ing. Antonio Naranjo Ramírez, Ing. Anselmo Rodrigues Perea. Por su valiosa ayuda para llevar acabo mi tesis

Y a todas aquellas personas que de alguna u otra forma me ayudaron a terminar mi carrera y mi tesis.

INTRODUCCION

El agua es uno de los principales problemas que se ha tenido en las zonas áridas y semiáridas de México, tanto para la agricultura, consumo humano y la industria, donde

se han hecho grandes inversiones para la extracción del subsuelo, al igual que en las obras de conducción . Pero esto es insuficiente para cubrir estas demandas.

Desde la antigüedad el hombre ha utilizado el riego para producir en sus campos agrícolas, para lo cual ha construido obras hidráulicas que le permitan hacer uso del agua, un ejemplo de esto es la presa que se construyó sobre el río Nilo un poco antes del año 4000 AC. El cual se usó para derivar el agua del mencionado río y dar un sitio a la antigua ciudad de Menfis. Actualmente ésta presa ya no existe.

La presa mas antigua en utilización es la presa Alanza en España, construida en el siglo XVI. Así a lo largo de la historia el hombre ha luchado a favor y en contra del agua, en contra para protegerse de los problemas que acarrea el agua y a favor para obtener el vital líquido.

“Una de las alternativas que pueden solucionar el problema del abastecimiento de agua es el manejo o la construcción de presas derivadoras en sitios convenientemente adecuados. Este tipo de presas pueden controlar el agua que fluye de una corriente, la cual puede ser perenne o por un determinado periodo” (Orellan H. 1994). Cabe mencionar que actualmente en muchos ejidos de las zonas áridas y semiáridas de México se cuenta con bordos de tierra para almacenar agua, pero se encuentran en muy malas condiciones y no se aprovechan los escurrimientos de las pocas precipitaciones que ocurren durante el año. En condiciones semejantes se encuentra el bordo del bajío de la UAAAN.

Dicho bordo se encuentra ubicado en la parte sur de la huerta de nogal por la margen izquierda del arroyo del pueblo. El agua que entra al bordo es derivada por la presa número 1 que se encuentra sobre el arroyo, la cual proviene de la cuenca formada por la sierra de Zapaliname de aproximadamente 99 km².

ANTECEDENTES :

Este proyecto se propone por la necesidad de mejorar las condiciones del bordo ya que cuando se desazolvó no se terminó adecuadamente, y no quedaron compactados los taludes quedando muy porosos y con la tierra muy floja, de tal manera que con las lluvias que se presentaron a finales del mes de mayo y principios de junio del presente año se infiltró el agua por las pequeñas grietas de los taludes aflorando del otro lado del bordo y socavando a la vez, causando así un túnel por el cual se escapa el agua que entra al bordo. De acuerdo al levantamiento topográfico que se realizó se ha encontrado que el bordo tiene un mal acabado, los taludes interiores y exteriores no tienen una pendiente uniforme. La cresta del bordo es muy irregular ya que en algunas partes terminan en filo y en otros en cresta plana, en la parte Oeste la cresta del bordo tiene hasta un metro abajo de los puntos mas altos que se encuentran en la parte Norte del bordo los cuales son de 5.30 metros con respecto al tubo de descarga ; pero lo mas importante es que no cuenta con un vertedor de demasías.

JUSTIFICACION

Se han realizado trabajos de investigación en el bajío de la UAAAN. relacionados con este, donde se ha expuesto la necesidad de adecuar el bordo y la presa derivadora para captar y almacenar mayor cantidad de agua de los escurrimientos superficiales de la sierra de Zapaliname, misma que se aprovecharía para regar la huerta de nogal y las parcelas que se localizan en la parte Norte de la huerta ; y que esta obra data de los años 50s.

Por lo que es necesario establecer áreas que puedan ser demostrativas para que los productores de éstas y otras regiones adopten este tipo de trabajos que se generan en nuestra institución.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Establecer un área modelo para aprovechar los escurrimientos superficiales de cualquier región.

OBJETIVOS PARTICULARES

- Adecuar la infraestructura existente para almacenar los escurrimientos superficiales de una cuenca.

- Estimar los escurrimientos superficiales para determinar cuanto volumen se puede derivar hacia el vaso de almacenamiento .
- Propuesta de rehabilitación de la obra de almacenamiento.

REVISIÓN DE LITERATURA

ALMACENAMIENTO.

Definición :

W.A. Hardenberg et al (1975) ; define una presa de tierra como colector, es esencialmente un terraplén de tierra negra, arena, o grava, y arcilla, cuya masa es mas que suficiente para resistir la presión del agua.

El Departamento del Interior de los E.U. (1981) ; dice que una presa “pequeña” es aquella cuya altura máxima arriba del punto mas bajo del cauce original no excede de 50 pies, cuyo volumen no es de tal magnitud que se puedan efectuar economías importantes utilizando los métodos más precisos de proyecto, generalmente reservados a las presas grandes.

Además dice que las presas 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 .

Zamudio (1978) ; dice que el vaso de una presa de almacenamiento está formado por un valle que se cierra mediante una estructura y su función principal es la de interceptar el paso de agua.

Salas (1985) ; menciona que la finalidad del vaso de almacenamiento es cambiar el régimen de la corriente, y en el caso particular de una presa éste se constituye por el fondo del cauce y la rivera del río y por una estructura de cierre denominada cortina.

Torres. (1978) ; señala que las obras hidráulicas están formadas por un conjunto de estructuras construidas especialmente para manejar el agua cualquiera que sea su origen, con fines de aprovechamiento o de defensa.

Vega y Arreguin (1978) ; definen a un vaso de almacenamiento como la ampliación de un valle por donde escurre una corriente y que es susceptible de cerrarse por medio de una presa, para acumular agua.

Linsley (1964) ; un vaso de almacenamiento es construido para retener el exceso de agua en los periodos en que ocurren altos escurrimientos, para utilizarlos durante los periodos de sequía, además el almacenamiento del agua de avenidas también puede reducir el daño de inundaciones aguas abajo del vaso.

Calvin et al (1956) ; menciona que los embalses son estructuras que se utilizan básicamente para el control de avenidas y para modificar la corriente de un río.

Velasco (1975) ; define a las presas como una estructura que se origina, al mejorar el funcionamiento de los berrajes y la efectividad de las tomas directas esta obra controla el paso de la corriente, eleva el tirante de agua y lo desvía hacia la obra de toma, controlando el gasto derivado.

C.P. (1981) ; se llama vaso de almacenamiento a un valle que al cerrarse en forma artificial, generalmente en su parte más estrecha, provoca un embalse.

Clasificación de las obras hidráulicas de almacenamiento

Hardenberg et al (1975) ; los tipos usuales de presas se clasifican de acuerdo con el material de que están hecha, como de mampostería, tierra, o de enrocamiento. Las presas de mampostería pueden ser de gravedad, arco o huecas.

El Departamento del Interior de los E. U. (1981) ; clasifica las presas :

- Según su uso : como presas de “almacenamiento, de derivación, o regulación”.
- Según su proyecto hidráulico : “como vertedoras o no vertedoras”
- Según los materiales : “ de tierra, enrocamiento, de gravedad de concreto, presas de concreto de tipo de arco, presas de concreto de tipo contrafuertes y otro tipo de presas.

Calvin et al, (1956) ; mencionan los embalses pueden ser de dos tipos : el embalse para un solo fin o el embalse para servicio múltiple.

- El embalse para un solo fin se basa en la relación entre la cantidad de agua disponible, la demanda de agua y el volumen que a de retener el embalse,
- El embalse para servicios múltiples además involucra la distribución del agua.

Torres (1980) ; clasifica las obras hidráulicas como de aprovechamiento cuyos fines pueden ser :

Abastecimiento de agua a poblaciones .

- Riego de terrenos.
- Producción de fuerza motriz

- Navegación fluvial.
- Entarquinamiento.
- Recreación.
- De defensa :
- Contra inundaciones.
- Contra azolves.

Vega y Arreguín (1987) ; citan los principales objetivos que tiene una presa y los agrupan en dos grandes áreas :

aprovechamiento:

- Riego
- Abastecimiento de agua
- Producción de energía eléctrica.
- Navegación.
- Esparcimiento.
- Acuicultura.
- Entarquinamiento.

De defensa son :

- Control de avenidas
- control de azolves.

partes de una presa de almacenamiento.

Vega y Arreguín (1987) ; señalan las estructuras de una presa de la siguiente manera.

- Presa o cortina. Obstáculo construido al paso de la corriente

- Obra de toma. Estructura que permite la extracción de agua del embalse para fines deseados.
- Obra de excedencias. Estructura que permiten que los excedentes, de agua pasen de nuevo al corriente, sin peligro para la presa.
- Obra de control. Permite el manejo de los excedentes, para proteger zonas aguas abajo.
- Obra de desvío. Son obras de carácter temporal, que tienen por objeto controlar adecuadamente la corriente durante la construcción de la presa.

Torres (1980) ; menciona que los elementos que componen una presa son :

- presa
- vaso.
- cortina.
- cortina obra de desvío.
- obra de toma.
- obra de excedencias

OBRAS HIDRÁULICAS DE DERIVACIÓN

Definición.

S.R.H. (1975) ; se define como obras hidráulicas de derivación, aquellas que se construyen con el objeto de aprovechar las aguas superficiales en forma controlada y sin alterar el régimen de la fuente de abastecimiento, disponiéndolas de tal manera que se puedan conducir hasta el sitio de utilización ya sea por gravedad o con bombeo.

Velasco (1975) ; define a las presas como una estructura que se originó, al mejorar el funcionamiento de los barrajes y la efectividad de las tomas directas, y

mediante esta obra controlar el paso de la corriente, elevar el tirante de agua y derivarlo hacia la obra de toma, controlando el gasto derivado.

Además menciona, que una obra de derivación, es aquella que se construye con el objeto de aprovechar las aguas superficiales en forma controlada sin altera el régimen de abastecimiento, disponiéndolas de tal manera, que se puedan conducir por gravedad o bombeo.

El Departamento del Interior de los (1974) ; define a las presas de derivación, como estructuras que se construyen con el objeto de elevar el nivel de la corriente, no para almacenarla ni para regular el gasto, estas presas pueden derivar el gasto a los canales para riego de tierra bajas , o en los valles de la corriente , o a terrenos de distribución, o para re abastecer almacenamientos .

Herrera (1957) ; cita que el objeto de una presa derivadora, es levantar el nivel de agua a una altura que se permita el paso de agua del río, a un canal de conducción.

Las presas de derivación son invariablemente presas vertedoras por lo general llevan compuertas de control, de manera que se pueden mantener los niveles de derivación necesarios a pesar de las fluctuaciones del gasto de la corriente, con el objeto de dejar parte de mismo, que es necesario para satisfacer las necesidades hidráulicas aguas abajo.

Vega y Arreguín (1987) ; es un obstáculo que se opone al paso de la corriente para elevar el nivel del agua para que llegue a estar lo bastante alto en relación con alguna de las márgenes, de tal modo que se facilite su derivación y su conducción hacia otros sitios donde será aprovechada.

Clasificación de las obras de derivación

Velasco (1975) ; menciona los siguientes tipos de obra de derivación según la fuente de abastecimiento y otras características.

Tomas directas : Es uno de los métodos más sencillos, para realizar una derivación y se adopta cuando la fuente de abastecimiento proporciona un caudal mucho mayor que el gasto requerido. Por lo que no es necesario elevar el nivel del agua para desviarla al canal que conduce al área de riego o almacenamiento, ya que las condiciones topográficas deben ser favorables, para tener tirante en forma natural y así se realice el funcionamiento hidráulico correcto.

Barrajes simples : Es la forma más rústica de derivar agua (mediante una estructura) de un río o arroyo.

Se realiza construyendo una pantalla que obstaculice el paso del agua, obligándola a formar un tirante mayor al normal. Se forma con tablaestacado, ramas de arboles secas, y diques de arcilla, o con material de acarreo del mismo río.

Generalmente se emplean en aprovechamiento provisionales o de poca magnitud, son fácilmente deteriorados por la corriente.

Presas de Derivación :Son aquellas que se construyen con el objeto de aprovechar las aguas superficiales en forma controlada y sin alterar el régimen de abastecimiento, y disponiéndolas de tal manera que se puedan conducir hasta el sitio de utilización, ya sea por gravedad o bombeo.

Partes que integran una presa derivadora

Velazco (1975) ; menciona que en una presa derivadora, existen tres partes esenciales para cumplir con sus fines, las otras estructuras se pueden considerar como complementarias.

- Las partes esenciales son :
- Cortina.
- Bocatoma u obra de toma.
- Estructura de limpia.

Cortina : Con la cortina se logra elevar el tirante lo suficiente, para derivar el agua a la obra de toma, y se diseña para que la corriente vierta sobre la misma, ya sea en forma total o parcial, sobre su longitud, por lo que siempre van a ser cortinas vertedoras.

Clasificación.

Se pueden clasificar considerándose algunos aspectos :

- Por su eje en planta se clasifican en rectas y curvas :

Rectas : La línea del eje es recta y normal a la pendiente.

Curvas : En ocasiones debido a la topografía o geología del cauce, se adoptan ejes curvos y mixtos, con el fin de disminuir las excavaciones o volúmenes de material en el cuerpo de la cortina, o bien por cimentarla en los estratos geológicos más favorables del sitio.

- Por el tipo de materiales en flexibles, rígidas o mixtas.

Las flexibles : se forman con materiales naturales colocados en forma adecuada, para aprovechar eficientemente las características físicas particulares de cada elemento, permitiendo que estas cortinas se adopten a las deformaciones naturales plásticas de esos elementos.

El tipo de cortina más usado en la derivación es el tipo “INDIO” construida fundamentalmente de una pantalla impermeable y enrocamiento.

Las rígidas : se construyen con materiales pétreos unidos a algún compuesto semejante, mediante el cual se produce una mezcla casi homogénea, las más empleadas son hechas con mampostería con mortero de cemento, concretos ciclópeos, concreto simple y ocasionalmente mampostería con morteros de cal y canto.

Por el material de construcción fundamental mente se deben considerar los siguientes factores :

- Material de lugar.
- Perfil geológico del cauce.
- Carga del vertedor.
- Costos.

Por control en su cresta se clasifican en fija y móvil.

Cresta fija o sin control : este tipo de cortinas son construidas con el fin de aprovechar el agua retenida en ellas, sino para elevar el tirante y derivar el agua hacia un canal de conducción.

Cresta móvil o controlada : cuando las características físicas de la derivación. Permiten proporcionar un almacenamiento que convenga aprovechar aumentándolo además, con la instalación de compuertas o agujas en la cresta ; estos dispositivos permiten controlar el almacenamiento y el paso de los excedentes de agua.

HIDROLOGÍA

Definición.

Springall (1970) ; menciona que la hidrología es la ciencia natural que trata sobre el agua, su ocurrencia, circulación y distribución sobre y debajo de la superficie terrestre. La hidrología es de importancia en todos los problemas que involucran el aprovechamiento del agua.

Kasmann. (1975) ; establece que “la hidrología es la disciplina que trata de las propiedades, existencia, distribución y movimiento del agua sobre y debajo de la superficie de la tierra”.

Meinzer (1949) ; la hidrología es la ciencia interesada en la existencia del agua en la tierra. Sus reacciones físicas y químicas con el resto de ésta y su relación con la vida sobre la misma.

ESTUDIO DE AVENIDAS.

Definición.

Vega y Arreguin (1978) ; menciona que los estudios hidrológicos son necesarios para el proyecto de una presa y su objetivo es proporcionar datos tales como capacidades de azolves, muertas, útil, (de control de avenidas, de regularización sin

control o super almacenamiento), niveles (muerto, mínimos y máximos de operación y gastos de diseño (de la obra de toma, de desvió, de control de avenidas y de desagüe de excedencias).

El Departamento del Interior de los E.U. (1981) ; dicen que para el estudio de los proyectos son necesarios los estudios hidrológicos y en la realización de estos se requiere determinar la aportación de la corriente, aportación del vaso, agua necesaria para el proyecto, sedimento que se depositará en el vaso, avenidas y condiciones del agua subterránea.

La CFE (1975) ; cita que el escurrimiento se origina cuando la lluvia es de tal magnitud que excede la capacidad de infiltración o retención del terreno y la 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 estimación del gasto por medio del método de sección 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 huellas máximas dejadas por la corriente y a la topografía de la sección transversal, esto utilizando la formula de Manning bajo ciertas recomendaciones.

SRH (1975) ; menciona que un gran porcentaje de fracasos en las obras hidráulicas se debe 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 excedencias para dar paso a dicha avenida.

La SRH. Presenta los principales factores para determinar la magnitud de una avenida.

- Intensidad y duración de las tormentas.
- Localización y amplitud de la tormenta en la cuenca de captación.
- Trayectoria de la tormenta.
- Area y forma de la cuenca de captación.

- Topografía de la cuenca, pendiente y corrientes principales.
- geología de la cuenca.
- vegetación de la cuenca

MÉTODOS PARA CALCULAR EL GASTO DE LA AVENIDA MÁXIMA PROBABLE.

Método directo :

Método de secciones y pendiente :

La SRH. (1975) ; dice que la determinación del gasto de una avenida utilizando el método de sección y pendiente es de utilidad par 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 de Creager.

Existen gráficas previamente construidas para cada región hidrológica en que se ha dividido el país y entrando en ellas con el área de la cuenca en estudio (A), se referirá hasta interceptar la curva, determinándose fácilmente el gasto unitario correspondiente (q). Y para encontrar la avenida máxima de una región basta con multiplicar $q \cdot A$.

Método del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos

Es este un método que a partir de la lámina precipitada y características de la cuenca estima el volumen de escurrimiento producido por una tormenta.

MATERIALES Y MÉTODOS

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO.

Este proyecto se realiza en el bordo o estanque que se encuentra en la parte sur de la huerta de nogal en el bajío de la UAAAN. El estanque se encuentra ubicado por la margen izquierdo del arroyo del Pueblo, este lugar se encuentra al Sur de la Ciudad de Saltillo, al Este con la Universidad Autónoma Agraria Antonio Narro, al Oeste con la Sierra Cuchillo de Calabacillas, y al Sur con la Sierra de Zapaliname y el Ejido de la Angostura.

Se tiene una bodega que está a 130 metros del tubo de descarga y el piso de ésta está a una cota de 3.56 m sobre la descarga, por lo que se encuentra dentro de la zona inundada, o área de almacenamiento

Aunque se ha extraído mucho azolve aun falta mucho por sacar ya que con la cota que tiene actualmente, con el punto más alto de la cresta se ha modificado el área y por lo tanto el volumen de almacenamiento que sería capaz de retener el bordo, de tal manera que si se deja como está actualmente no se aprovecharía la altura que tienen actualmente los taludes.

La corona de la presa derivadora está a 0.85 m abajo de la cota más alta del bordo y a 4.27 m de alto sobre el tubo de descarga.

El vertedor de la presa derivadora tiene una cota sobre el punto de descarga de 2.66m y 2.63m por abajo de la cota más alta del bordo

La obra de toma tiene una cota de 2.14 m por arriba del tubo de descarga y a 3.024 m por abajo de la cota mas alta del bordo, además es muy angosta por lo que no logra entrar toda el agua que llega a esta.

Localización geográfica.

La localización geográfica del proyecto es de 25° 21° 05” de latitud Norte, 101° 25° 40” Longitud Oeste y a una altitud de 1743 msnm.

Superficie.

La cuenca ocupa una extensión aproximada de 99 km². Que se extienden del Sur-Este al Sur-Oeste, la mayoría pertenecen al ejido de la Angostura. Y es aportadora de los escurrimientos superficiales que serán derivados por la presa número uno y almacenados por el estanque.

Suelos.

En la parte más alta de la cuenca donde se originan los escurrimientos el tipo de suelos que mas predomina es el litosol : este es un suelo sin desarrollo, con una profundidad menor a 10 cm. teniendo características muy variables, según el material que lo forma, su susceptibilidad a la erosión, depende de la zona donde se encuentre, pudiendo ser desde moderada hasta alta.

En las partes bajas en la zona del bajío, predomina el suelo con capa superficial rica en material orgánico que descansa sobre roca caliza, es arcilloso y su susceptibilidad a la erosión es moderada, encontrándose aquí el suelo Xéroxol Háplico, típico de zonas áridas con elevado contenido de material calcáreo de textura media y fase química gravosa muy permeable, así como también foezen Calcárico, son suelos de textura media con capa rica en materiales orgánicos y calcáricos. Por el Este predominan el Foezen Calcárico y el Fluvisol Calcárico de textura media, suelo de origen aluvial de fácil manejo y permeable.

Aguas arriba hasta la zona conocida como la encantada, además de litosol existe fluvisol calcárico y regosol calcárico, suelo de textura media y fase física pedregosa, calcárico suelto, pobre de nutrientes y muy permeable. Los suelos son de relieve plano en la parte baja, con pendientes de 0.5% aproximadamente, las texturas dominantes : la media y la arcilla, de profundidad variable. Estos suelos son de origen sedimentario, y la roca madre de la cual se han derivado pertenecen a las calizas.

Tanto en las partes altas como bajas los suelos se han formado dos maneras : aluvial por arrastre de partículas de los escurrimientos y coluvial por desprendimiento de material madre de las partes altas y su posterior degradación como consecuencia de la fricción y golpeteo a través de su trayecto.

Hidrografía.

La principal corriente que abastece de agua al estanque es el arroyo del pueblo, siendo así el más importante de la región. Este arroyo nace cerca de la fosa del mamut a una distancia aproximada de 14 km. Al Sur - Este de la zona del proyecto.

Las principales corrientes a portadoras de dicho arroyo que aportan agua son las que bajan del cañón de las terneras y la encantada, ambas pertenecen a la sierra de Zapaliname ubicada al Sur - Este de la zona del proyecto. Del lado Sur - Oeste existen otras corrientes que aportan pero en menor cantidad, tal es el caso de las chorreras entre otras.

Clima.

El tipo de clima correspondiente es el BW hw (x') (c), que significa clima muy seco semicálido, con invierno fresco, extremoso, con lluvias de verano y precipitación invernal de aproximadamente 40% de la total anual.

Temperatura . La temperatura es extremosa, variando considerablemente en alguna época del año, alcanzando hasta 42° en el verano y hasta 8° bajo cero en invierno, siendo la media anual de 19.8°

Régimen de lluvias. La precipitación total anual para esta región oscila entre los 350 a 400 mm.

La época de lluvias va de junio a octubre. El mes con lluvias abundantes es julio y el más seco es marzo.

Heladas. Las heladas inician en noviembre, y terminan en marzo. Las más frecuentes y fuertes se presentan en enero. En ocasiones se pueden presentar en abril pero de baja intensidad.

Evaporación. La evaporación total anual media es superior a 220 cm. Siendo mas alta a finales de primavera y todo el verano, y la mas baja en invierno. El valor más alto puede ser de hasta más de 300 cm y el más bajo hasta de 75 cm.

Humedad relativa. El valor medio de humedad relativa apenas alcanza un 60% durante el año, los meses mas lluviosos presentan los valores más altos que alcanzan hasta un 80%, y los meses con valores más bajos hasta un 30% en promedio.

Viento. Generalmente durante el año predominan los vientos del sureste, pero en invierno los vientos predominantes son del noreste. Los vientos más fuertes ocurren en febrero y marzo.

Fotoperíodo promedio. El fotoperíodo medio para Buenavista Saltillo Mexico se presenta a continuación.

MES	FOTOPERIODO
Enero	10.70
Febrero	11.10
Marzo	11.75
Abril	12.62
Mayo	13.25
Junio	13.57
Julio	13.44
Agosto	12.89
Septiembre	12.15
Octubre	11.40
Noviembre	10.75
Diciembre	10.43

Cultivos. El área agrícola llamada el bajío U.A.A.A.N. tiene una extensión de 25 has. Donde se siembran varios tipos de cultivos como son ; maíz, cártamo, cereales, trigo, predominado los frutales como son el nogal, vid y huertos fenológico y parcelas de investigación.

Vegetación. En la parte alta de las montañas predominan los bosques de pino, mezclado con matorral semidesértico de tipo osetofilo y pastizales naturales.

En las partes intermontañas y las llanuras hay una vegetación de matorrales semi-deserticas y pastizales naturales.

Geología. Las rocas del subsuelo son de origen sedimentario, constituidas básicamente por areniscas y conglomerados de buena permeabilidad.

DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO REALIZADO

Se realizó un levantamiento topográfico general del vaso, utilizando nivel y estatal, con el fin de conocer el volumen que es capaz de almacenar el bordo, así como el volumen de azolves que es necesario remover.

Presa derivadora

Se realizó un levantamiento topográfico mas con nivel y estatal, para saber el estado en que se encuentra la presa derivadora, así como para conocer sus medidas y poder hacer las modificaciones necesarias de acuerdo al proyecto. Encontrando así que físicamente la presa se encuentra bien, pero esta totalmente azolvada, y las dos compuertas que tiene no funcionan correctamente debido al azolve. La prolongación que alguna ves se le hizo por la margen derecha del arroyo ahora no sirve, y sin embrago sí afecta ya que esta prolongación desvía el agua por el costado derecho del arroyo y al unirse con el arroyo provoca erosión.

Obra de toma.

Utilizando el levantamiento topográfico del vaso se dedujo que la obra de toma que actualmente existe se encuentra en la cota que pasa por la mitad del bordo por lo que nunca se llenaría ya que además de lo anterior la toma consiste en un tubo de asbesto cemento de un diámetro de 0.760 m y una longitud de 6 m la cual es insuficiente para conducir toda el agua que pasa por el arroyo.

Taludes del bordo y cresta del bordo.

Se realizo un tercer levantamiento topográfico del bordo utilizando tránsito y estatal, por el método de radiaciones, con el fin de conocer en que condiciones se encontraban los taludes tanto aguas arriba como aguas abajo del vaso para conocer sus pendientes así como el perfil de la cresta del bordo.

Arroyo y avenidas

Se realizo un levantamiento topográfico del arroyo utilizando nivel y estatal para determinar la avenida máxima por el método de sección y pendiente utilizando cinco secciones transversales con una separación de 20 metros entre ellas, para obtener así cuatro gastos medios, con este mismo levantamiento se determino las pendientes del

arroyo en estos tramos. También se realizó un levantamiento topográfico aguas arriba y aguas abajo de la presa derivadora para conocer la topografía del arroyo.

Se utilizó el método del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos, para estimar el volumen de escurrimiento producido por una precipitación.

Para poder utilizar este método fue necesario mediante una carta topográfica delimitar la cuenca, una vez delimitada la cuenca se procedió a determinar mediante una carta del uso del suelo las características hidrológicas así como las características del suelo.

ESTIMACIÓN DE LA AVENIDA MÁXIMA.

Método de la sección y la pendiente.

La S.R.H. recomienda que para utilizar este método requiere de trabajos que se deben efectuar directamente en el campo y otros que se realizan en el gabinete.

Trabajos en el campo : se recomienda que el reconocimiento de la corriente se haga lo más pronto posible, después de haber ocurrido una creciente, con el fin de reconocer fácilmente las huellas del nivel máximo alcanzado para la avenida.

Cuando lo anterior no sea posible, la persona encargada de inspeccionar el cauce, deberá pedir información a los vecinos de la región para recabar el dato de las huellas máximas de la creciente.

El tramo que se elija, deberá llevar las siguientes condiciones.

- Debe ser tan recto y uniforme como sea posible.
- No debe ser muy largo, ya que las condiciones de uniformidad, generalmente no se mantienen cuando la longitud aumenta ; sin embargo, ésta debe ser tal, que permita hacer una determinación satisfactoria de la pendiente.
- Comúnmente bastará que el tramo tenga una longitud no menor de seis veces al ancho del cauce.
- La sección a lo largo del cauce, así como la pendiente deben ser uniformes. Se evitará elegir tramos en los que el área de la sección vaya aumentando hacia aguas

abajo o en los que existan bolsas, rápidas y contrapendientes. Se desecharan los tramos de cauce donde haya habido desbordamientos.

- Las márgenes deben estar libres de arboles, construcciones y en general de toda clase de obstáculos.
- El lecho y las márgenes deben ser estables y no estar sujetos a efectos de erosión o depósitos durante la creciente.
- Las huellas de aguas máximas que queden después del paso de la avenida deben ser abundantes y precisas.

Utilizando la siguiente expresión :

$$Q = V A$$

donde : Q = gasto en m³/seg.

V = velocidad del agua en el canal , en m/seg.

A = área de la sección transversal

Utilizando la formula de Manning para calcular la velocidad media

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} R^{2/3}$$

donde : V= velocidad del agua en el canal, en m/seg.

n = coeficiente de rugosidad

r = radio hidráulico en m.

S = Pendiente Hidráulica

sustituyendo se tiene

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

Método del servicio de conservación de suelos de los estados unidos.

Uno de los métodos de relación de precipitación y volumen de escurrimiento que es mayormente aplicable en regiones en las que la disponibilidad de datos de aforo es reducida, fue propuesto por el Servicio de Conservación de suelos de los Estados

Unidos. Es este un método que a partir de la lámina total precipitada y características de la cuenca estima el volumen de escurrimiento producido por una tormenta.

A continuación se muestra el procedimiento a seguir por Método de Uso y Conservación de Suelos de los E.U. El cual fue tomado de los apuntes del Dr. Muñoz .

Los siguientes cinco pasos indican el procedimiento a seguir para determinar el índice de cuenca.

- Asignación del suelo de la cuenca a uno de cuatro grupos de suelo considerados por el método, de acuerdo a su potencial de escurrimiento . El cual esta en función de la clase textural del suelo y la profundidad de éste. Ver tabla numero (1) del apéndice de tablas hidrológicas
- Las características hidrológicas de la cuenca de acuerdo al tipo y condición de la vegetación presente, y al uso del suelo. ver tabla (2) de apéndice de tablas hidrológicas
- Determinación del valor del índice de cuenca para condición de humedad antecedente media, en función del grupo de suelo y la condición hidrológica. Ver tabla (3, 4 y 5) del apéndice de tablas hidrológicas.
- Determinación de la condición de humedad antecedente real. El método original considera tres niveles de humedad antecedente en base a la lámina precipitada acumulada en los cinco días previos a la ocurrencia de la precipitación. Ver tabla (6) del apéndice de tablas hidrológicas
- Corrección del valor del índice de cuenca para la condición de humedad antecedente real de acuerdo a las relaciones que se presentan. Ver tabla (7) de apéndice de tablas hidrológicas

Se utilizaron las siguientes fórmulas , las cuales también fueron tomadas de los apuntes del Dr. Muñoz

Debido a la reducida disponibilidad de información sobre la magnitud de las abstracciones iniciales, y a la dificultad natural existente para su medición, el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos recomienda expresar aquellas como una función de la retención de la cuenca, de acuerdo con la relación.

$$I_a = 0.2S$$

Substituyendo en la ecuación , se obtiene una expresión para la estimación del volumen de escurrimiento a partir de la lámina total precipitada y las características de la cuenca expresadas en su capacidad de retención.

$$Q = \frac{(P - 0.2S)}{P + 0.8S}$$

donde Q = volumen de escurrimiento, cm

P = lámina total precipitada, cm

S = retención, cm

El valor de la retención es expresado por medio de índices de cuenca o curvas numéricas W, que son función de factores tales como el tipo de suelo, el tipo y condición de la vegetación presente, y las condiciones de humedad antecedentes a la ocurrencia de la precipitación, mediante la siguiente retención empírica.

$$S = \frac{2500}{w} - 25$$

donde : S = retención de la cuenca, cm

w = índice de cuenca, cm

PROCEDIMIENTO PARA EL PROCESAMIENTO DE LOS DATOS DE PRECIPITACION.

• Los datos de precipitación se ordenaron en orden de magnitud descendente para determinar su probabilidad y periodos de retorno, utilizando la formula de Weibul :

$$P(X > x) = \frac{m}{n + 1}$$

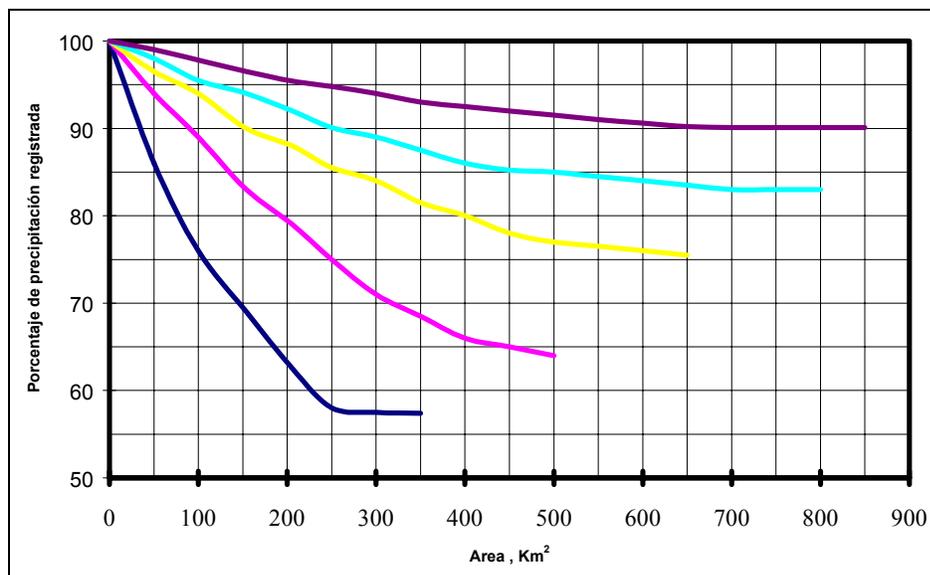
donde :P(X>x) = probabilidad de excedencia.

m = número de orden descendente del evento.

n = número de observaciones

Obteniendo así los parámetros estadísticos de los datos observados y sus transformadas logarítmicas ver tabla (19) de apéndice

• Como los datos de precipitación son obtenidos de una sola estación meteorológica, se multiplicaron por un factor dado en porciento, mostrado en la gráfica () el cual esta en función del área de la cuenca y diferentes duraciones de tormenta. Teniendo así la Lamina Media Equivalente (**LME**).



Estimación de la (LME) . a partir del registro de una sola estación. La cual esta en función de el área de la cuenca y de la duración de la tormenta.

• Se graficaron en papel probabilístico aritmético. Las magnitudes observadas contra sus probabilidades de excedencia para obtener la distribución NORMAL . Ver gráfica (1) en apéndice de gráficas.

• También en el mismo tipo de papel se graficaron las variables transformadas para obtener la distribución LOG. NORMAL. Ver gráfica (2) en apéndice de gráficas.

•Para obtener las distribuciones PEARSON III se obtuvieron los valores del factor de frecuencia que corresponden al coeficiente de asimetría de los datos observados e interpolando . Ver tabla (9) de apéndice de tablas hidrológicas.

•Y para la curva LOG PEARSON III se hizo lo mismo excepto que los factores de frecuencia corresponden al coeficiente de asimetría de los valores transformados y la media y la desviación estándar corresponden a los valores logarítmicos. Ver gráfica (3) de apéndice de gráficas

La formula para obtener el coeficiente de asimetría es.

$$Y_i = \frac{\{n^2 \sum X_i^3\} - \{3n(\sum X_i \sum X_i^2)\} + \{2(\sum X_i)^3\}}{n(n-1)(n-2)(S_x)^3}$$

donde :Yi = Coeficiente de asimetría.

n = numero de datos.

Sx= desviación estándar.

$$Y_i = \frac{\{30^2 * 3248047.294\} - \{90(1193.8)(55942.04)\} + \{2(1193.8)^3\}}{30(30-1)(30-2)(17.056)^3}$$

obteniéndose el siguiente coeficiente de asimetría

$$Y_i = 2.61$$

Interpolando se obtuvo la siguiente tabla que representa la distribución teórica de la Pearson III.

P(X>x)	Ki	Xi
0.99	-0.7661	26.7267
0.95	-0.7594	26.8410
0.90	-0.7447	27.0917
0.80	-0.6445	27.9479
0.50	-0.3697	33.4877
0.20	0.4970	48.2710
0.10	1.2366	60.8847
0.04	2.2675	78.4678
0.02	3.0732	92.2098
0.01	3.893	106.1923
0.005	4.7245	120.3744

donde : P(X>x) = a la probabilidad de excedencia

K_i = Valores del factor de frecuencia que corresponden al valor del coeficiente de asimetría de los datos observados.

X_i = distribución de valores teóricos.

De la misma manera se obtuvo la distribución teórica Log Pearson III excepto que los valores de frecuencia deben corresponder al valor del coeficiente de asimetría de los valores transformados y la media y la desviación estándar son también de los valores logarítmicos.

$$Y_i = \frac{\{30^2 * 119.61\} - \{90(47.12)(74.709)\} + \{2(47.12)\}}{30(30 - 1)(30 - 2)(1.5709)^3}$$

$$Y_i = 0.6946$$

P(X>x)	K_i	Y_i	X_i
0.99	-1.8134	1.2820	19.4096
0.95	-1.4265	1.3482	22.2936
0.90	-1.1847	1.3858	24.3097
0.80	-0.8570	1.4367	27.3361
0.50	-0.1143	1.5522	35.6637
0.20	0.7990	1.6942	49.4589
0.10	1.3325	1.7772	59.8692
0.04	1.9642	1.8754	75.0642
0.02	2.4022	1.9435	87.8096
0.01	2.8171	2.0081	101.8730
0.005	3.2139	2.0698	117.4252

PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE

Se realizaron una serie de pruebas de bondad de ajuste, para comprobar a que tipo de distribución se ajustan los datos de precipitación, se describe cada prueba a continuación.

Prueba de bondad de ajuste de la χ^2

(tomado de los apuntes del Dr. Muñoz) ; la prueba de bondad de ajuste evalúa la precisión de ajuste entre las frecuencias observadas y las frecuencias teóricamente esperadas de una variable. Se define por la siguiente formula :

$$\chi^2 = \sum_{j=1}^k \left\{ \frac{(O_j - E_j)^2}{E_j} \right\}$$

donde : χ^2 = la distribución χ^2 distribuida de acuerdo a al distribución de χ^2 con K- 2 grados de libertad

O_j = número de eventos observados en el intervalo j

Esta prueba consiste en establecer una prueba de hipótesis con respecto a la distribución de la variable, dividir el rango de probabilidad en un numero K de intervalos de probabilidad acumulada (generalmente 6 o 7) de manera que cada uno de ellos presente el mismo rango de probabilidad, determinar los valores de la variable que corresponden a estos intervalos definiendo así limites de clase, y cuantificar el número de observaciones que cae dentro de estos límites.

La prueba de hipótesis comúnmente formulada establece que la variable de interés se distribuye de acuerdo a una cierta distribución probabilística, o que alternativamente, no sigue tal distribución así :

$$H_0 : X_i < N(\bar{x}, S_x)$$

$$H_1 : X_i > N(\bar{x}, S_x)$$

Esto significa que si un valor calculado excede al tabulado ya sea al 1% o al 5% de confiabilidad la hipótesis de que la variable se distribuye normalmente debe rechazar a uno de los dos niveles de significancia.

Por el contrario, si el valor calculado es menor que el tabulado ya sea al 1% o al 5% de confiabilidad la hipótesis de que la variable se distribuye normalmente no se rechaza a uno de los dos niveles de significancia.

Distribución Normal.

Los límites de clase para la Distribución Normal es como sigue :

$$C.L_i = \bar{x} + z_i S_x$$

donde : \bar{x} y S_x = media y desviación estándar de los datos observados

z_i = variable normal estándar correspondiente a las probabilidades de excedencia dadas

Resultados de los cálculos de la Distribución Normal.

Intervalo	P(X>x)	Zi	C.L	Oi	Oi ²
1	<0.1428	> 1.07	> 58.01	2	4.00
2	0.1528 - 0.2856	1.07 - 0.570	58.01 - 49.42	2	4.00
3	0.2856 - 0.4284	0.570 - 0.180	49.42 - 42.84	6	36.0
4	0.4284 - 0.5712	0.18 - -0.18	42.84 - 36.73	3	9.00
5	0.5712 - 0.7140	-0.18 - - 0.560	36.73 - 30.23	11	121
6	0.7140 - 0.8568	-0.560 - - 1.07	30.23 - 22.01	3	9.0
7	> 0.8568	< -1.07	< 22.01	3	9.0
			Sumatoria	30	192

$$X_i^2 = \frac{K}{n} \left\{ \sum_{j=1}^k O_j^2 \right\} - n$$

$$X_i = \frac{7}{30} (192) - 30$$

$$X_i = 14.80$$

$$95 \% X_i^2 - 0.05 = 1.1454$$

$$99 \% X_i^2 - 0.01 = 0.5543$$

De acuerdo a la hipótesis se tiene que, el valor calculado es mayor que el tabulado al 5% y al 1% , por lo que la hipótesis se rechaza en ambos casos.

Distribución Log Normal

Los límites de clase para la Distribución Log-Normal se definen de manera similar a los de la distribución Normal, utilizando los parámetros de la distribución logarítmica.

$$C.L_i = \text{antilogaritmo} [\bar{x} + z_i S_x]$$

Intervalo	P(X>x)	Zi	C.L	Oi	Oi ²
1	<0.1428	> 1.07	> 54.66	3	9.0
2	0.1528 - 0.2856	1.07 - 0.570	45.64 - 54.64	5	25
3	0.2856 - 0.4284	0.570 - 0.180	39.75 - 45.64	4	16
4	0.4284 - 0.5712	0.18 - -0.18	34.93 - 39.73	7	49
5	0.5712 - 0.7140	-0.18 - -0.560	30.46 - 34.93	5	25
6	0.7140 - 0.8568	-0.560 - -1.07	25.61 - 30.46	2	4.0
7	> 0.8568	< -1.07	< 25.61	4	16
			Sumatoria	30	144

$$X_i = \frac{7}{30} (144) - 30$$

$$X_i = 3.60$$

Por lo que se rechaza la hipótesis

Distribución Pearson III

Los límites de clase para la Distribución Pearson III , es como sigue :

$$C.L i = \bar{x} + \left\{ \frac{Xi^2 \gamma_1}{4} - \frac{2}{\gamma_1} \right\} Sy$$

donde : $Xi^2 =$ valor de Xi^2 a la probabilidad de excedencia correspondiente y con $\frac{8}{\gamma_1^2}$

grados de libertad.

Para esta formula se debe determinar la Integral Normal Inverso ; Para obtener valores de la variable normal estándar correspondientes a la probabilidad de excedencia :

$$P(X > x) = \int_z^{\infty} \frac{1}{(2\pi)^{0.5}} e^{-\left(\frac{z^2}{2}\right)} dz$$

para $0 < P(Z > z) < 0.5$:

$$Z = t - \frac{C0 + C1t + C2t^2}{1 + d1t + d2t^2 + d3 t^3} + e(t)$$

$$\varepsilon(t) < 4.5 (10)^{-4}$$

$$t = \left\{ \ln\left(\frac{1}{P(X > x)^2}\right) \right\}^{0.5}$$

donde : $C0 = 2.515517$

$C1 = 0.802853$

$C2 = 0.189269$

$d1 = 1.4327788$

$$d2 = 0.189269$$

$$d3 = 0.001308$$

Intervalo	P(X>x)	Zi	C.L	Oi	Oi ²
1	<0.1428	> 1.07	> 54.511	3	9.0
2	0.1528 - 0.2856	1.07 - 0.570	42.069 - 54.511	8	64
3	0.2856 - 0.4284	0.570 - 0.180	33.66 - 42.069	10	100
4	0.4284 - 0.5712	0.18 - -0.18	31.63 - 33.66	1	1
5	0.5712 - 0.7140	-0.18 - -0.560	29.00 - 31.633	2	4
6	0.7140 - 0.8568	-0.560 - -1.07	27.37 - 29.00	0	0
7	> 0.8568	< -1.07	< 27.376	6	36
			Sumatoria	30	214

$$X_i = \frac{7}{30} (214) - 30$$

$$X_i = 19.93$$

Se rechaza esta hipótesis

Distribución Log Pearson III

Limites de clase para la Distribución log Pearson III prueba de X_i^2

$$C.L i = \text{antilog} \left\{ \frac{-}{y} + \left[\frac{X_i^2 \gamma_1}{4} - \frac{2}{\gamma_1} \right] S_y \right\}$$

Por ultimo se compara el valor obtenido con el tabulado para la estadística con K-2 grados de libertad, a niveles de confiabilidad del 5 y 1%

Intervalo	P(X>x)	Zi	C.L	Oi	Oi ²
1	<0.1428	> 1.07	> 54.544	3	9.0
2	0.1528 - 0.2856	1.07 - 0.570	44.176 - 54.544	5	25
3	0.2856 - 0.4284	0.570 - 0.180	38.105 - 44.176	4	16
4	0.4284 - 0.5712	0.18 - -0.18	33.59 - 38.105	9	81
5	0.5712 - 0.7140	-0.18 - -0.560	29.67 - 33.594	3	9.0
6	0.7140 - 0.8568	-0.560 - -1.07	25.72 - 29.6727	2	4.0
7	> 0.8568	< -1.07	< 25.723	4	16

			Sumatoria	30	160
--	--	--	-----------	----	-----

$$X_i = \frac{7}{30} (160) - 30$$

$$X_i = 7.33$$

Se rechaza esta hipótesis.

Prueba de bondad de ajuste de la suma de cuadrados.

Las razones por las que se usa una suma de cuadrados son :

- Se calcula fácilmente.
- Con frecuencia puede descomponerse en dos, mas sumas componentes de cuadrados, produciendo ello información estadística muy útil.

Se puede usar la siguiente fórmula o gráficamente se calcula por diferencia de los valores absolutos de la línea teórica y la línea empírica.

$$S^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2$$

donde : N = número de datos.

X_1 = precipitación

\bar{X} = la media de la precipitación.

Prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov - Smirnov

Por lo que se procedió a usar la Prueba de Bondad de ajuste de **Kolmogorov - Smirnov** y que consiste en .

- Determinar la Desviación Máxima utilizando la fórmula siguiente.

$$D_{max} = \{P(X > x)_t - P(X > x)_e\}$$

donde : $P(X > x)_t$ = probabilidad de excedencia de los valores teóricos.

$P(X > x)_e$ = probabilidad de excedencia de los valores empíricos

- Seleccionar un nivel de significancia α (5 y 1%)
- Comparar la D_{max} con la siguiente tabla, en función del número de datos observados

- La hipótesis es :

Si $D_{max} \leq C$ se rechaza la hipótesis.

Si $D_{max} > C$ se acepta la hipótesis

donde C = valor tabulado

D_{max} = valor calculado

Tabla para la comprobación de la prueba de Kolmogorov- Smirnov

n	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
400	0.19	0.21	0.25
aproximación para n datos	$1.22 / \sqrt{n}$	$1.36 / \sqrt{n}$	$1.63 / \sqrt{n}$

Se obtuvo un $D_{max} = 0.1174$ y el valor obtenido a un α (0.10, 0.05 y 0.01) de confiabilidad con $n = 30$ es mayor por lo que la hipótesis se acepta.

A la probabilidad de 0.05 $0.1174 < 0.248$.

A la probabilidad de 0.01 $0.1174 < 0.298$.

Por lo tanto los datos observados se ajustan a la curva Log Perason III de acuerdo a la Prueba de Bondad de ajuste de Kolmogorov - Smirnov.

Resultado de las pruebas de bondad de ajuste.

Distribución	S.E.C	Xi ²			Kolmogorv Smirnov		
		Valor cal	valor de tablas		V. calc	valor de tablas	
			95 %	99%		95 %	99%
Normal	2362.40	14.80	1.1454	0.5543	0.1465	.024	0.29
Log Normal	1751.66	3.60	1.1454	0.5543	0.8840	0.24	0.29
Pearson III	1276.06	19.93	1.1454	0.5543	0.1435	0.24	0.29
Log Pearson III	1219.29	7.33	1.1454	0.5543	0.1171	0.24	0.29

Periodo de retorno.

Se calculó el periodo de retorno de cada una de las probabilidades de ocurrencia con el fin de saber cual es el tiempo en años para que se vuelva a presentar un evento.

Para esto se utilizaron las siguientes expresiones.

$$Tr = \frac{1}{P(X > x)}$$

$$Tr = \frac{1}{1 - P(X < x)}$$

Ecuación que calcula el periodo de retorno a partir de la ecuación del riesgo de falla

$$Tr = \frac{1}{1 - (1 - R)^{1/n}}$$

Riesgo de falla.

El riesgo de falla, o la probabilidad de que falle una obra diseñada cuando menos una vez en un número n de años sucesivos es.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{10}\right)^n$$

donde : T_r = Periodo de retorno, en años

$P(X > x)$ = la probabilidad de excedencia

R = riesgo de falla.

Calculo de la avenida máxima por el método del servicio de conservación de suelos de los estados unidos.

Usando las fórmulas que ya fueron explicadas anteriormente las cuales son.

$$Q = \frac{(P - 0.2S)}{P + 0.8S}$$

donde Q = volumen de escurrimiento, cm

P = lámina total precipitada, cm

S = retención, cm

$$S = \frac{2500}{w} - 25$$

donde : S = retención de la cuenca, cm

w = índice de cuenca, cm

Para determinar el volumen total se debe ponderar utilizando la siguiente formula :

$$Q = \frac{(A_1 * Q_1 + A_2 * Q_2 + \dots + A_n * Q_n)}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i * Q_i)}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

$$q_p = \frac{2.08QA}{t_p}$$

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6t_c$$

donde : q_p = gasto máximo de la tormenta

Q = lámina de agua en cm.

A = área de la cuenca en Km.

t_p = tiempo de recesión.

D = duración de la tormenta en horas

t_c = tiempo de concentración de la cuenca, en horas

Tiempo de concentraciones de la cuenca.

El tiempo de concentraciones de una cuenca ; se define como el tiempo necesario para que una partícula de agua precipitada en el punto hidráulicamente más remoto de la cuenca con relación al punto de descarga, (tomado de los apuntes del Dr. Muñoz).

La ecuación empírica de Z. P. Kirpich se usa para calcular el tiempo de concentraciones de una cuenca pequeña

$$t_c = 3.245(10)^{-4} L^{1.155} W^{-0.385}$$

donde : L = longitud máxima de flujo, en m.

M = diferencia en elevación entre extremos del cauce de máxima longitud, en m

Por todos los cálculos hidrológicos anteriores se obtuvo la siguiente tabla, la cual muestra los resultados obtenidos del estudio hidrológico de la cuenca.

Año de	1988				PP =	9.657	cm
			$W_1 = 2.166 + 0.169 W_{11} + 7.66 (10)^{-3} W_{11}^2$				

				$W_{III} = 6.931 + 1.596 W_{II} - 6.73 (10)^{-3} W_{II}^2$					
SITIO	AREA	GRUPO DE	CONDICION	W_{II}	W_{III}	S	Q	Q	
	Km.	SUELO	HIDROLOGICA				cm	cm	
1	52.433	B	Matorral desértico	82.728	92.905	1.9091	7.6919	6.746	
3	32.984	B	Matorral con pastizal	67.846	84.234	4.6791	5.676		
5	7.33	B	Bosque de coníferas	69.442	85.307	4.3059	5.9051		
6	6.828	A	Agricultura de temporal	67	83.652	4.8857	5.5538		
TOA.	99.575								
							Gasto de avenida máxima		57.03

CALCULO HIDRÁULICO DEL VERTEDEDOR

La formula comúnmente usada para definir las características hidráulicas de la cortina vertedora es la de Francis :

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

donde : Q = gasto del vertedor en m³/seg.

C = coeficiente de descarga. Ver tabla (1) del apéndice de tablas hidráulicas.

L = longitud efectiva de la cresta del vertedor, medida

Hd = carga sobre la cresta del vertedor, medida a 2.5 Hd aguas arriba de la cresta.

En la selección o adopción del coeficiente de descarga “ C “ del vertedor se deben tomar en cuenta los siguientes factores :

- La profundidad de llegada “ P “
- La diferencia entre la carga de diseño del vertedor y la carga del gasto máximo.
- El talud del parámetro aguas arriba de la cortina.
- La interferencia de la descarga de aguas abajo y de la sumergencia .

A continuación se hacen una serie de cálculos para conocer el comportamiento del vertedor existente de la presa derivadora utilizando el gasto de la máxima avenida, ya que tanto la longitud vertedora (L), como la carga (H) son fijas por que ya existe la obra.

Condiciones actuales.

Los cálculos de Obra de toma desarenador, y vertedor, fueron tomados de la tesis de Felipe Estrada Samaniego, titulada , Proyecto de una presa derivadora sobre el arroyo del pueblo, en el bajío de la UAAAN. Donde solo se utilizará la máxima avenida nueva calculada.

Calculo de la carga hidráulica.

Se despeja Hd. de la ecuación de Francis y se obtiene

$$Hd = \left(\frac{Q}{CL} \right)^{2/3}$$

datos :

Avenida máxima de proyecto	Q = 57.0 m ³ /s
Longitud de la cresta vertedora	L = 11.13 m
Coefficiente del vertedor de descarga para vertedor de cresta ancha.....	C = 1.84 m
Altura del vertedor	Z =5.0 m
Elevación del umbral de la toma	100.00
Elevación de la cresta vertedora.....	100.57
Elevación de la corona del muro.....	102.27
Elevación del piso del tanque amortiguador.....	95.57

Altura del vertedor = elevación de la cresta vertedora - elevación del piso del tanque amortiguador.

Altura del vertedor 100.57 m - 95.57 m = 5.0 m.

carga de diseño.

Sustituyendo los datos en la siguiente ecuación se obtiene la carga de diseño.

$$Hd = \left(\frac{Q}{CL} \right)^{2/3}$$

$$Hd = \left(\frac{57.0}{1.84 * 11.13} \right)^{2/3} = 1.9787$$

Tirante critico.

El tirante critico (Yc); se calcula verificando la igualdad que define a un régimen crítico :

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

donde : Q = gasto en m³/seg.

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

A = Área hidráulica de la superficie libre del agua en m.

Para secciones rectangulares que es la comúnmente usada en los proyectos Yac se calcula directamente, ya que de acuerdo a lo anterior se tiene.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} = \frac{L Yc}{L}$$

luego :

$$Yc = \left(\frac{Q^2}{L^2 g} \right)^{1/3}$$

donde : Yc = tirante critico , m

Q = gasto máximo o avenida máxima, m³/s

L = longitud de la cresta vertedora, m

g = aceleración de la gravedad, m/s²

Sustituyendo en la ecuación de Yc se obtiene

$$Yc = \sqrt[3]{\left(\frac{(57.0 \text{ m}^3 / \text{s})^2}{(11.13 \text{ m})^2 * (9.81 \text{ m} / \text{s}^2)} \right)} = 1.3879 \text{ m}$$

De acuerdo al resultado del Y_c , la corona de la presa derivadora no se va a desbordar ya que tiene una altura de 1.70 m y el tirante pasa 0.31 m abajo.

Velocidad critica.

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{Q}{Y_c * L}$$

donde : V_c = velocidad critica m/s

Y_c = tirante critico, m

L = longitud de cresta, m

A_c = área hidráulica crítica, m^2

Al sustituir valores se obtiene

$$V_c = \frac{57.0m^3/s}{1.3879m * 11.13m} = 3.69m/s$$

carga de velocidad critica.

Carga de velocidad critica. (H_{vc}).

$$H_{vc} = \frac{V_c^2}{2g}$$

$$H_{vc} = \frac{V_c^2}{2g} = \frac{(3.69m/s)^2}{19.62m/s^2} = 0.6940m = 0.70 m$$

Componentes de un vertedor tipo Creager

Siendo : H_d = carga de diseño.

Z = altura de cortina.

Y_c = tirante critico

Y_1 = tirante al pie del cimacio.

Y_2 = tirante después del salto

Y_n = tirante normal.

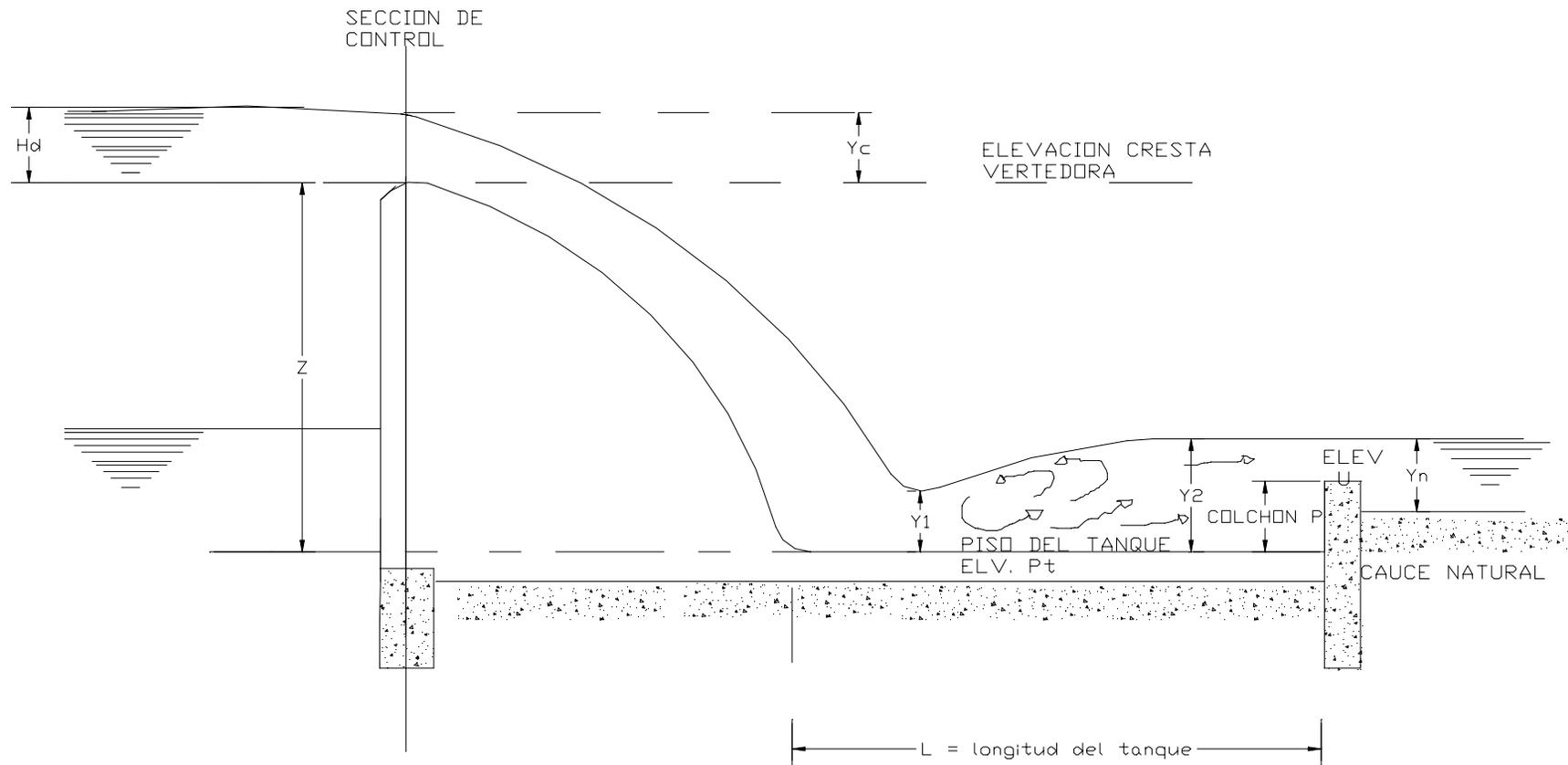
P = profundidad del tanque

L = longitud del tanque.

Sum = sumergencia = $3 H_d$

H_{vc} = carga de velocidad crítica

H_{v1} = carga de velocidad al pie del cimacio.



Vertedor tipo Creager donde se muestran sus componentes :

Elevación del agua en la cresta vertedora = elevación de la cresta vertedora + Y_c .

Elevación del agua en la cresta vertedora = $100.57 + 1.3879 = 101.968$ m

Elevación de la línea de energía total = Elevación del agua sobre la cresta vertedora + H_{vc}

Elev. Línea de energía total = $101.968 + 0.70 = 102.668$ m.

Se propone modificar el perfil del vertedor para que funcione mas eficiente hidraulicamente así como sobre elevar los muros de encauce

CALCULO HIDRÁULICO DEL VERTEDOR PARA PROYECTO.

Datos :

Avenida máxima de proyecto..... $Q = 57.0$ m³/s

Longitud de la cresta vertedora $L = 11.13$ m

Coefficiente del vertedor de descarga para vertedor de cresta ancha $C = 1.84$ m

Altura del vertedor $Z = 5.0 + 1.13 = 6.13$ m

Elevación del umbral de la toma 99.94 m

Elevación de la cresta vertedora modificada..... 102.170 m

Elevación de la corona del muro..... 103.77 m

Carga hidráulica de diseño

$$H_d = \left(\frac{Q}{CL} \right)^{2/3}$$

Sustituyendo valores

$$H_d = \left(\frac{57.0}{1.84 * 11.13} \right)^{2/3} = 1.97 \text{ m}$$

Sumergencia.

Sumergencia = $0.3 * H_d = 0.3 * 1.872 = 0.59$ m

El agua puede subir a una cota o elevación de 96.131 m.

Aplicando la ecuación de Bernoulli en la sección de control al pie de la cortina.

datos :

$$Z = 6.13 \text{ m}$$

$$Y_c = 1.3879 \text{ m}$$

$$H_{vc} = 0.6940 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación de Bernoulli

$$Z + Y_c + H_{vc} = Y_1 + H_{v1} + H_f ;$$

$$H_f = 0$$

Las H_f se consideran nulas por que la longitud vertedora es muy corta :
por lo tanto la ecuación queda así.

$$Z + Y_c + H_{vc} = Y_1 + H_{v1}$$

Suma del primer miembro.

$$Z + Y_c + H_{vc} = 6.13 + 1.3879 + 0.6940 = 8.2119 \text{ m}$$

Se propone Y_1 para calcular V_1 y H_{v1} hasta que suma del primer miembro sea igual a la suma del segundo miembro.

Y_1 (m)	V_1 (m/s)	H_{v1} (m)	Σ 2do miembro(m)
0.500	10.243	5.347	5.8470
0.600	8.535	3.713	4.3130
0.425	12.050	7.400	7.8258
0.412	12.430	7.875	8.2870
0.414	12.370	7.799	8.2133

Siendo

$$V_1 = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{Y_1 * L} = \frac{57.0}{0.4018 * 11.13} = 12.37 \text{ m/s}$$

$$Hv_1 = \frac{V^2}{2g} = \frac{(12.746 \text{ m/s})^2}{19.62 \text{ m/s}^2} = 7.799 \text{ m}$$

$$\Sigma 2do. Y_1 + Hv_1 = 0.414 + 7.799 = 8.2133 \text{ m}$$

$$Y^2 = -Y_1 + \sqrt{\frac{2Y_1 * V_1^2}{g} + \frac{Y_1^2}{4}}$$

donde : Y_2 = tirante conjugado mayor después del salto.

Y_1 = tirante conjugado menor al pie del cimacio.

V_1 = velocidad al pie del cimacio.

g = aceleración de gravedad.

$$Y^2 = -0.4041 + \sqrt{\frac{2(0.4041 * 12.370^2)}{9.81} + \frac{0.4041^2}{4}} = 3.152 \text{ m}$$

Longitud del salto para fines prácticos $L = 7 (Y_2 - Y_1)$

Longitud del salto = $7 (3.152 - 0.4041) = 19.235 \text{ m}$

Longitud del tanque deflector (disipador).

Por lo regular se usa la siguiente formula :

Longitud del tanque = $5 (Y_2 - Y_1)$

Longitud del tanque = $5 (3.152 - 0.4041) = 13.74 \text{ m}$

Profundidad del tanque amortiguador (PTA)

$PTA = (1.15 * Y_2) - Y_c$

$PTA = (1.15 * 3.152) - 1.3879 = 2.24 \text{ m.}$

Calculo del la longitud del salto hidráulico en función del tirante conjugado así como del numero de Froude para régimen de escurrimiento estable y equilibrado.

Rango que se debe tomar en cuenta para que exista un régimen estable y equilibrado.

$$4.5 \geq F \leq 9$$

El numero de Froude se obtiene mediante la siguiente ecuación

$$F = \frac{V_1}{\sqrt{Y_1 * g}}$$

donde :F = numero de Froude.

V_1 = velocidad al pie del Cimacio

Y_1 = tirante al pie del cimacio.

datos :

$$V_1 = 12.746$$

$$Y_1 = 0.4018$$

Sustituyendo se obtiene.

$$F = \frac{12.746}{\sqrt{0.4018 * 9.81}} = 6.420$$

Para canales rectangulares horizontales la proporción

$$\frac{L_j}{Y_1} = 9.75(F_1 - 1)^{1.01}$$

donde : L_j = Lonjitud de salto hidráulico

F_1 = Número de Froude

Despejando L_j queda.

$$L_j = Y_1 * 9.75 * (F_1 - 1)^{1.01}$$

Sustituyendo valores.

$$L_j = 0.4018 * 9.75 * (6.420 - 1)^{1.01}$$

$$L_j = 21.595 \text{ m}$$

calculo de las coordenadas de l cimacio.

Carga hidráulica en el vertedor para el proyecto

Usando la formula de Scimemi.

$$Y = 0.5 \frac{X^{1.85}}{Hd^{0.85}} = \frac{0.5X^{1.85}}{(1.9787)^{0.85}} = \frac{0.5X^{1.85}}{1.7037}$$

Tabla que contiene las coordenadas para del cimacio Creaguer.

X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd
0.1	0.0041	1.1	0.350	2.1	1.158	3.1	2.380	4.1	3.992	5.1	5.978
0.2	0.0149	1.2	0.411	2.2	1.262	3.2	2.524	4.2	4.174	5.2	6.197
0.3	0.0316	1.3	0.477	2.3	1.370	3.3	2.672	4.3	4.360	5.3	6.419
0.4	0.0538	1.4	0.547	2.4	1.482	3.4	2.824	4.4	4.550	5.38	6.60
0.5	0.0814	1.5	0.621	2.5	1.599	3.5	2.979	4.5	4.761		
0.6	0.1140	1.6	0.700	2.6	1.719	3.6	3.139	4.6	4.939		
0.7	0.1517	1.7	0.783	2.7	1.843	3.7	3.302	4.7	5.140		
0.8	0.1942	1.8	0.871	2.8	1.972	3.8	3.469	4.8	5.384		
0.9	0.2415	1.9	0.962	2.9	2.104	3.9	3.640	4.9	5.552		
1.0	0.2935	2.0	1.058	3.0	2.240	4.0	3.814	5.0	5.763		

$$R1 = 0.53H = 0.53 \cdot 1.872 = 0.992$$

$$R2 = 0.254 = 0.254 \cdot 1.872 = 0.475$$

$$X_c = 0.283 H = 0.283 \cdot 1.872 = 0.530$$

$$Y_c = 0.126 H = 0.126 \cdot 1.872 = 0.236$$

$$R1 - R2 = 0.992 - 0.475 = 0.517$$

Despejando X para conocer el ultimo punto queda

$$Y = \frac{0.5X^{1.85}}{Hd^{0.85}}$$

$$X = \left[\frac{Y(Hd)^{0.85}}{0.5} \right]^{\frac{1}{1.85}}$$

$$X = \left[\frac{6.60(1.872)^{0.85}}{0.5} \right]^{\frac{1}{1.85}} = 5.381$$

Diseño hidráulico de la obra de toma

Tomado de la Tesis de Felipe Estrada Samaniego

Existe una obra de toma que consiste en un tubo de concreto armado, el cual tiene un diámetro de 0.76 m y una longitud de 6m , este tubo funciona mal como obra de toma ya que es muy angosto y el gasto que le entra es muy poco, además esta muy

cerca de la presa derivadora y no tiene la carga hidraulica necesaria para que funcione como tal.

Utilizando la siguiente formula de orificios para calcular el gasto

$$Q_t = CA\sqrt{2gh}$$

donde : Q_t = gasto en m^3/s

D = diámetro, m

g = aceleración de la gravedad, m/s^2

C = coeficiente de descarga para el orificio

h = carga del orificio en m

A = área del orificio en m^2

Datos : $C = 0.8$

$D = 0.76$ m

$g = 9.81$ m/s^2

$h = 0.10$

$A = 0.454$ m^2

$$Q_t = CA\sqrt{2gh}$$

$$Q = (0.8)(0.454)\sqrt{2(9.81)(0.1)} = 0.508m^3 / s$$

El valor de 0.8 se obtiene de la tabla de la relación de L/P. Por lo que se selecciona una compuerta de $b = 0.760$ y $h = 0.76$ carga de trabajo de 0 a 4.6 m, peso = 170 kg, plano TM -C - 102..

El valor de 0.8 es obtenido de la siguiente tabla de la relación L/P , ver tabla (3) del apéndice de tablas hidraulicas

Dimensionamiento del canal alimentador

Longitud de transición (L_{tran}).

$$L_{\text{tran}} = \frac{V_{\text{max}} - \text{recom} * d}{1.52}$$

donde :Ltran = Longitud de transición que une al conducto de la toma con el canal de riego.

Vmax, recom =Velocidad máxima recomendable para disminuir pérdidas por cambios de sección, evitar turbulencias, y en general tener un funcionamiento tranquilo y más correcto su valor es de 6 m/s.

Diseño del desarenador

Para determinar las características geométricas del desarenador, debe basarse en las condiciones de su funcionamiento las cuales son :

1ª.- condición

Canal desarenador cerrado y O.T abierta.

Se recomienda que la elevación de la plantilla del canal desarenador frente a la O.T. sea como mínimo de 0.8 m para contar con depósito de sedimentos y evitar que pasen al canal de riego.

Para fines prácticos la velocidad máxima permisible para proporcionar sedimentos es 0.6 m/s.

Calculo del canal sarenador . La información necesaria es la siguiente

Gasto normal de derivación	0.508 m ³ /s
Elevación umbral de la toma	100.84
Elevación de la cresta vertedora	100.7
elevación de la plantilla del desarenador	98.90
velocidad adoptada	0.60 m/s

Se propone elevar la toma a 0.80 m o igual a la cota de 100.84 m para que pueda funcionar como toma.

La elevación de la cresta vertedora es igual a 101.7 para que quede a 1.5 m abajo de la cresta del bordo ó que el bordo libre sea igual a 1.5 m.

$$\text{Elevación de la cresta vertedora} = 100.84 + 0.76 + .10 = 101.70$$

Elevación de la plantilla del desarenador = Elev. Umbral de la toma - la profundidad del deposito de sedimentos

$$\text{Elev} = 100.84 - 84 = 100 \text{ m}$$

De la formula de gasto

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.508\text{m}^3 / \text{s}}{0.6\text{m} / \text{s}} = 0.85\text{m}^2$$

$$A = b * h = 10 \text{ m} * 9.5 \text{ m}$$

RESULTADOS

De acuerdo al levantamiento Topográfico que se realizo, como ya se menciona se encontró que si el bordo se deja tal como esta, solo almacenará la mitad de la cantidad de agua de su capacidad.

Por otro lado la cantidad de azolve que debe extraerse del vaso y colocarse de la bodega a la presa derivadora es de :

Con respecto a la avenida máxima probable : por el método de secciones y pendientes se obtuvo una avenida máxima de $65.807 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Por el método del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos se obtuvo una avenida máxima de $57.0 \text{ m}^3/\text{seg}$. esta avenida es la que provocó el huracán Gilberto el cual duró aproximadamente 16 horas, solo para esta tormenta se calculo el tiempo de concentraciones (tc) con una duración de 16 horas, para las otras precipitaciones se asumio un tiempo de 1 hora debido ala característica que tienen las lluvias en esta región.

de acuerdo al levantamiento topográfico de la presa derivadora se tiene que la cresta vertedora debe sobre elevarse 1.13 m. y la corona de los muros de encauce deben sobre elevarse proporcionalmente.

El Programa Surfer, se uso para determinar la capacidad del vaso dándole los datos del levantamiento topográfico ; obteniendo así los siguientes cálculos de volúmenes y áreas

CALCULO DE VOLUMENES :

datos :

maya formada por :

Numero de líneas = 32766

numero de columnas = 32766

espacio de mallado = 30 columnas por 50 líneas

delta X = 5.3793

delta Y = 5.30

Rango de X = 14.5 a 170.5

Rango de Y = 8.5 a 268.2

Rango de Z = 96.455 a 103.654

Resultados de volúmenes y áreas y dados por el Surfer.

A la cota de 99.0 que es a la máxima capacidad del bordo actualmente ; se obtuvieron los siguientes resultados

VOLUMEN :

Volumen aproximado por la regla trapezoidal = 51 948.9 m³
 Por la regla de Simpson = 51 890.5 m³
 Por la regla modificada de Simpson = 51 794.9 m³

ÁREAS :

área plana positiva :

Área superficial = 13 728 m² = 1.37 has.

CORTES Y RELLENOS :

Volúmenes de cortes = 68 849.5 m³
 Volúmenes de rellenos = 5 528.6 m³
 Cortes menos rellenos = 92 455.6 m³

A la cota de 101 se tiene que :

Volumenes :

por la regla trapesoidal = 29077.5m³
 regla de Simpson = 29135.9m³
 Regla modificada de Simpson = 29231.5m³

cortes y rellenos :

volumen de cortes = 23113.1m³
 volumen de rellenos = 52197.2m³
 Cortes menos rellenos = 29084m³

AREAS :

Area plana positiva plana
 área media superior = 18135.9 m²

Area negativa Plana
 Area media inferior = 22377.3 m²

Area plana total = 40513.2m²

Area positiva superficial
 superior media = 18176.2 m²

Area negativa superficial
 inferior media = 22511.2 m²

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Se recomienda que se saque el azolve que esta desde la obra de toma hasta la obra que funciona como desarenador y se coloque desde la bodega hasta la presa derivadora.

Tambien se recomienda que se sobre eleve la presa derivadora a una altura de 1.13 m como ya se mencionó para que así al vaso le quede 1.5 m de bordo libre.

La obra de toma se debe sobre elevar a 0.84 m para que tenga una carga de 0.1 m

Es recomendable que los taludes del vaso se mejoren tanto por fuera como por dentro para que tengan una pendiente mas uniforme.

La corona del bordo esta muy heterogénea ya que en algunas partes termina en filo, algunas otras es muy grueso, y tiene ondulaciones algo fuertes que lo hacen ver mal.

APENDICE DE TABLAS

Tablas del levantamiento topográfico

Secciones transversales.

Tabla (1) ; muestra los cálculos para determinar la pendiente que tiene el arroyo.

EST.	LECT. ATRÁS	LECT. ADEL	A.I.	COTA	h (E1-E2)	L	S (h/L)
0+000	2.077		102.077	100.000			
0+020		2.336	102.077	99.741	0.259	20	0.01295
0+040		2.705	102.077	99.372	0.369	20	0.01845
0+060		2.870	102.077	99.207	0.165	20	
0+080		2.990	102.077	99.087	0.120	20	0.038
0+110		3.140	102.077	98.937	0.150		

A.I = COTA + LECT. ATRÁS

COTA = A.I - LECT. ADEL

Tabla(2) ; Levantamiento y calculo de la sección transversal (est 0+000)

EST. 0 PUNTO	LECT ATRÁS	LECT. ADEL	DIST.	DIST. ACUM	A.I.	COTA
MI	1.400		0.00		101.40	100.000
1		2.025	1.20	1.20	101.40	99.375
2		2.160	1.80	3.00	101.40	99.240
3		2.272	1.70	4.70	101.40	99.128
4		2.421	1.00	5.70	101.40	98.979
5		2.714	1.00	6.70	101.40	98.686
6		2.406	0.80	7.50	101.40	98.994
7		2.526	0.50	8.00	101.40	98.874
8		2.724	0.60	8.60	101.40	98.676
9		3.050	0.50	9.10	101.40	98.350
10		3.014	1.10	10.20	101.40	98.386
11		2.765	0.90	11.10	101.40	98.635
12		2.770	1.10	12.20	101.40	98.630
13		2.318	0.40	12.60	101.40	99.082
14		1.955	1.20	13.80	101.40	99.445
MD		1.405	1.60	15.40	101.40	99.995

MI = Margen Izquierda

MD = Margen Derecha

Tabla (3) ; Levantamiento y calculo de la sección transversal (est 0+020)

EST. 1	LECT. ATRÁS	LECT. ADEL	DIST.	DIST. ACUM.	A.I.	COTA
MI	1.074		0.00		101.074	100.000
1		2.038	3.10	3.10	101.074	99.036
2		2.136	1.70	4.80	101.074	98.938
3		1.993	1.45	6.25	101.074	99.081
4		2.277	1.30	7.55	101.074	98.797
5		2.098	0.85	8.40	101.074	98.976
6		2.184	2.10	10.50	101.074	98.890
7		2.431	0.90	11.40	101.074	98.643
8		3.010	0.90	12.30	101.074	98.064
9		3.022	2.50	14.80	101.074	98.052
10		2.768	0.00	14.80	101.074	98.306
11		2.005	1.85	16.65	101.074	99.069
12		1.396	1.20	17.85	101.074	99.678
MD		1.070	0.65	18.50	101.074	100.000

Tabla (4) Levantamiento y calculo de la sección transversal (est 0+040)

EST. 2	LECT. ATRÁS	LECT. ADEL.	DIST.	DIST. ACUM.	A.I.	COTA
MI	1.688		0.00		101.688	100.000
1		2.597	2.60	2.60	101.688	99.091
2		2.550	1.40	4.00	101.688	99.138
3		2.618	1.45	5.45	101.688	99.070
4		2.930	0.85	6.30	101.688	98.758
5		2.758	1.57	7.87	101.688	98.930
6		2.900	0.80	8.67	101.688	98.788
7		3.202	0.20	8.87	101.688	98.486
8		3.194	0.33	9.20	101.688	98.494
9		3.056	1.20	10.40	101.688	98.632
10		3.190	0.30	10.70	101.688	98.498
11		3.185	0.89	11.59	101.688	98.503
12		2.768	0.58	12.17	101.688	98.920
13		2.920	1.72	13.89	101.688	98.768
14		2.051	1.83	15.72	101.688	99.637
MD		1.690	1.50	17.22	101.688	99.998

Tabla (6) ; levantamiento y calculo de la sección transversal (est 0+060)

EST 3	LECT ATRÁS	LECT. ADEL	DIST	DIST. ACUM.	A.I.	COTA
M.I	1.355		0.00	0.00	101.355	100.000
1		2.259	2.25	2.25	101.355	99.096
2		2.032	0.48	2.73	101.355	99.323
3		2.619	1.17	3.90	101.355	98.736
4		3.068	0.35	4.25	101.355	98.287
5		3.900	0.60	4.85	101.355	97.455
6		3.235	2.60	7.35	101.355	98.120
7		3.068	0.00	7.35	101.355	98.287
8		2.112	1.45	8.80	101.355	99.243
9		2.650	1.97	10.77	101.355	98.705
10		2.648	2.17	12.94	101.355	98.707
11		2.728	0.42	13.36	101.355	98.627
12		1.970	1.35	14.71	101.355	99.385
13		2.422	1.34	16.05	101.355	98.933
14		1.942	1.63	17.68	101.355	99.413
15		1.655	2.05	19.73	101.355	99.700

16		1.512	1.86	21.59	101.355	99.843
MD		1.355	0.10	21.69	101.355	100.000

Tabla (7) ; Levantamiento y calculo de la sección transversal (est. 0+080)

ESTA 4	LECT. ATRAS	LECT. ADEL.	DIST.	DIST. ACUM.	A.I.	COTA
MI	1.019		0.00	0.00	101.019	100.000
1		1.460	2.02	2.02	101.019	99.559
2		1.611	1.80	3.82	101.019	99.408
3		2.152	1.40	5.22	101.019	98.867
4		2.605	0.30	5.52	101.019	98.414
5		3.100	0.30	8.82	101.019	97.919
6		3.641	0.50	6.32	101.019	97.378
7		2.609	1.50	7.82	101.019	98.410
8		2.084	0.60	8.42	101.019	98.935
9		2.189	0.55	8.97	101.019	98.830
10		1.885	0.75	9.72	101.019	99.134
11		2.016	1.30	11.02	101.019	99.003
12		2.232	0.83	11.85	101.019	98.787
13		2.010	1.54	13.39	101.019	99.009
14		1.860	0.80	14.19	101.019	99.159
15		1.665	1.40	15.59	101.019	99.354
16		1.892	1.15	16.74	101.019	99.127
17		1.478	1.80	18.54	101.019	99.541
MD		1.020	3.44	21.98	101.019	99.999

Tabla (8) ; Levantamiento y calculo de la sección transversal (est. 0+110)

ESTA 5	LECT. ATRAS	LECT. ADEL.	DIST.	DIST. ACUM.	A.I.	COTA
MI	0.863		0.00	0.00	100.863	100.0
1		1.420	1.68	1.68	100.863	99.443
2		1.371	0.78	2.46	100.863	99.492
3		1.500	0.75	3.21	100.863	99.363
4		2.288	2.04	5.25	100.863	98.575
5		2.118	1.26	6.51	100.863	98.745
6		2.317	0.73	7.24	100.863	98.546
7		1.850	0.95	8.19	100.863	99.013
8		2.491	1.10	9.29	100.863	98.372
9		2.611	0.20	9.49	100.863	98.252
10		2.839	0.40	9.89	100.863	98.024
11		2.608	0.40	10.29	100.863	98.255
12		1.966	0.70	10.99	100.863	98.897
13		2.064	1.35	12.34	100.863	98.799
14		2.359	0.72	13.06	100.863	98.504
15		1.183	2.55	15.61	100.863	99.680
16		1.630	1.70	17.31	100.863	99.253

17		1.492	1.35	18.66	100.863	99.371
18		1.161	1.44	20.10	100.863	99.702
19		1.182	1.00	21.10	100.863	99.681
20		0.863	1.00	22.10	100.863	100.00

Tabla (9) muestra el calculo para la obtención del gasto por medio del método de secciones y pendiente.

EST.	A (m ²)	P (m)	Am (m ²)	Pm (m)	Rh (m)	Rh ^{2/3} (m)	S	n	V (m/s)	Q (mcs)
0+000	15.89	16.19								
0+020	19.90	19.52	17.89	17.86	1.002	1.001	0.0083	0.035	3.31	59.216
0+040	16.06	16.00	17.98	17.76	1.012	1.008	0.0130	0.035	3.65	65.627
0+060	23.77	23.85	19.94	19.92	1.001	1.000	0.0184	0.035	3.88	77.367
0+080	18.50	23.64	21.13	23.74	0.890	0.925	0.0140	0.035	3.01	63.601
	19.35	23.40	18.93	23.52	0.805	0.865	0.0134	0.035	3.34	63.226
GASTO PROMEDIO DE LA AVENIDA									65.807	

Tabla (10) ; valores de “n” de Horton (para ser usados con la fórmulas de Kutter y de Mannin.

Superficie	Optimo	Bueno	Regular	Malo
Tubería de fundición sin revestir	0.012	0.013	0.014	0.015
Tubería de fundición revestida	0.011	0.012*	0.013*	
Tubería comercial de hierro dulce negra	0.012	0.013	0.014	0.015
Tubería comercial de hierro dulce galvanizada	0.013	0.014	0.015	0.017
Tubería lisa de latón y vidrio	0.009	0.010	0.011	0.013
Tubería lisa de barra de seguridad y soldada “OD”	0.010	0.011*	0.013*	
Tubería remachada y de acero en espiral	0.013	0.015*	0.017*	
Tubería vitrificada para albañal o alcantarilla	0.010 0.011	0.013*	0.015	0.017
Tubería común de arcilla, para drenaje	0.011	0.12*	0.014*	0.017
Fabrica de ladrillo vidriada	0.011	0.012	0.013*	0.015
Ladrillo en mortero de cemento ; albañales de ladrillo	0.012	0.013	0.015*	0.017
Superficies de cemento puro	0.012	0.011	0.012	0.013
Superficies de mortero de cemento	0.011	0.012	0.013*	0.015
Tubería de hormigón	0.012	0.013	0.015*	0.016
Tubería de duelas de madera	0.010	0.011	0.012	0.013
Conducto de entablado				
Cepillado	0.010	0.012*	0.013	0.014

Sin cepillar	0.011	0.013*	0.013	0.015
Con en listado	0.012	0.015*	0.016	
Canales con revestimiento int. De hormigón	0.012	0.014*	0.016*	0.018
Superficie de mampostería con cemento	0.017	0.020	0.025	0.030
Superficie de mampostería en seco	0.025	0.030	0.033	0.035
Superficie de sillería	0.013	0.014	0.015	0.017
conductos metálicos semicirculares, lisos	0.011	0.012	0.013	0.015
conductos metálicos semicirculares, ondulados	0.0225	0.025	0.0275	0.030
Canales y Zanjas :				
De tierra, rectos y uniformes	0.017	0.020	0.0225*	0.025
Cortes en roca, lisos y uniformes	0.025	0.030	0.033	0.035
Canales sinuosos y de corriente lenta	0.035	0.040	0.045	
Canales excavados en tierra	0.0225	0.025*	0.0275	0.030
Canales excavados en tierra	0.025	0.0275*	0.030	0.033
Canales con lechos bastos y pedregosos y con maleza en sus orillas de tierra	0.025	0.030	0.035	0.040
Fondo de tierra, costados de mampostería	0.025	0.030*	0.035	0.035
Canales de corrientes naturales :				
(1) Limpios, de riberas rectas, a plana altura, sin hendiduras ni rebalsas profundas	0.025	0.0275	0.030	0.033
(2) Lo mismo que (1), pero con algo de maleza y piedras	0.030	0.033	0.035	0.040
(3) Sinuosos, algunos bancos y rebalsas, limpios	0.033	0.035	0.040	0.045
(4) Lo mismo que (3), alturas más bajas, pendientes más in efectivas	0.040	0.045	0.050	0.055
(5) El mismo (3), con alguna maleza y piedras	0.035	0.040	0.045	0.050
(6) El mismo (4), pero de secciones pedregosas	0.045	0.050	0.055	0.060
(7) Tramos lentos de río, con maleza o con rebalsas muy profundas	0.050	0.060	0.070	0.080
(8) Tramos con mucha maleza	0.075	0.100	0.125	0.150

*Valores de uso común para proyectos

Valores de "n" DE Horton (para ser usados en las fórmulas de Kutte y Manning)

Tabla (11) levantamiento topográfico de la presa derivadora

PUNTO	LECTURA	B.N.	COTA	DIST (M)
Camino	0.160	102.715	102.555	0.00
Inicio del muro	0.641	102.715	102.075	2.60
Fin del muro	0.605	102.715	102.110	2.40
Cresta	2.155	102.715	100.560	1.60
Cresta	2.145	102.715	100.570	2.80
Cresta	2.070	102.715	100.645	3.00
Cresta	2.041	102.715	100.674	3.30
Inicio del muro	0.332	102.715	102.383	0.40
Prolongación	0.579	102.715	102.136	3.60
Prolongación	0.800	102.715	101.915	1.80

secciones transversales de la presa derivadora no modificada

calculo de cotas aguas arriba

el banco de nivel se ubico en el umbral de la toma (cota =100)

Tabla (12) sección transversal numero 1

P.V.	LECTURA	B.N.	COTA	DIST (m)
------	---------	------	------	----------

Toma	2.715	102.715	100.00	0
1	1.910	102.715	100.805	0
2	2.020	102.715	100.695	10
3	1.722	102.715	100.993	10
Cresta	2.145	102.715	100.993	0

Tabla (13) sección transversal numero 2.

PUNTO	LECTURA	B.N.	COTA	DIST. (m)
1	1.458	102.715	101.230	0
2	2.320	102.715	100.395	10
3	2.140	102.715	100.575	10

Tabla (14) sección transversal numero 3.

PUNTO	LECTURA	B.N.	COTA	DIST. (m)
1	0.785	102.715	101.930	0.0
2	1.060	102.715	101.655	10
3	1.445	102.715	101.270	10

Tabla (15) calculo de cotas aguas abajo

P.V.	P.L.	L.A.	A.I.	COTA
TOMA	1.722		101.722	100.00
CRESTA		1.152	101.722	100.57
		3.990	101.722	97.73
	0.386		98.118	

Tabla (16) sección numero 1.

PUNTO	LECTURA	A.I.	COTA	L (m)
1	1.650	98.118	96.468	
2	2.580	98.118	95.538	
3	2.680	98.118	95.438	5.50
4	3.490	98.118	94.628	6.50
5	2.810	98.118	95.308	5.60

Tabla (17) sección transversal numero 2.

PUNTO	LECTURA	A.I.	COTA	L (m)
-------	---------	------	------	-------

1	1.700	98.118	96.418	
2	2.160	98.118	95.958	
3	2.900	98.118	95.218	6.10
4	3.455	98.118	94.663	1.42
5	3.360	98.118	94.758	6.30
6	3.420	98.118	94.698	6.30

Tabla (18) sección transversal numero 3.

PUNTO	LECTURA	A.I.	COTA	L (m)
1	1.640	98.118	96.478	
2	2.270	98.118	95.848	
3	2.725	98.118	95.393	6.12
4	2.590	98.118	95.528	6.40
5	2.650	98.118	95.468	4.93

Tabla (19)

punto	+	altura del instrumento	(-)	cota
1	0.760	100.760		100.00
2			2.255	98.505
3			2.500	98.260
4			2.972	97.788
5			2.400	98.360
6			2.749	98.011
7			3.010	97.750
8			3.065	97.695
9			3.710	97.050
10			3.760	97.000
11			3.365	97.395
12			3.182	97.578
13			3.760	97.000
14			3.760	97.000
15			3.760	97.000
16			3.760	97.000
17			3.760	97.000
18			3.760	97.000
19			1.743	99.012
20			0.196	100.564
21			1.485	99.275
P L con 20	2.670	103.234	0.196	100.564
22			0.900	102.334
23			1.470	101.764
24			2.775	100.459
25			1.536	100.698
26			3.465	99.7690
27			2.200	101.034
28			3.895	99.339
29			1.877	101.357

30			1.300	101.934
31			0.939	102.295
32			3.533	99.7010
33			1.070	102.164
34			3.940	99.2940
35			1.915	101.319
36			3.440	99.794
37			1.800	101.434
38			1.522	101.712
39			3.708	99.526
40			1.285	101.949
41			2.975	100.259
42			0.980	102.254
43			0.900	102.330
PL	1.790	102.699	2.325	100.909
44			3.042	99.657
45			0.754	101.945
46			1.890	100.809
47			1.488	101.211
48			1.295	101.404
49			3.559	99.1400
50			3.384	99.315
51			1.002	101.697
52			3.033	99.666
53			1.228	101.471
54	2.990	103.889	1.800	100.899
55			0.740	103.149
56			0.444	103.445

Datos del levantamiento topográfico del vaso.

Tabla (20) cotas del levantamiento topográfico del vaso

COORDENADAS		
PUNTOS		
X	Y	cota
61.00	119.00	100.00
52.00	147.50	98.505
77.25	164.25	98.260
101.0	182.50	97.788
112.0	154.50	98.360
138.25	169.00	98.011
143.0	198.50	97.750
132.0	126.50	97.695
102.5	120.50	97.050
72.50	222.00	97.000
74.50	192.00	97.390
71.00	247.00	97.000
91.00	142.50	97.000
47.00	255.50	97.000
42.00	177.50	97.000
27.00	223.50	97.000
51.00	246.25	97.000
119.5	133.00	99.012

COORDENADAS		
PUNTOS		
X	Y	cota
105.50	118.00	100.56
97.000	104.50	99.270
52.000	114.00	102.33
38.500	141.00	101.76
44.500	144.00	100.46
22.000	170.50	100.70
32.500	174.50	99.770
14.500	218.50	99.340
48.000	263.50	101.93
69.500	268.00	102.30
70.500	259.00	99.700
88.000	268.20	102.16
89.500	156.00	99.300
146.50	252.00	101.32
140.50	241.50	99.800
158.00	240.50	101.43
170.50	208.00	101.71
159.50	204.00	99.530

COORDENADAS		
PUNTOS		
X	Y	cota
169.00	182.00	101.95
155.00	166.00	100.26
158.00	154.00	102.25
138.00	128.00	102.33
127.00	131.00	100.91
77.500	94.000	99.660
70.000	86.500	101.95
88.000	84.500	100.81
111.00	92.000	101.21
106.00	70.000	101.40
107.00	57.250	99.140
101.00	64.000	99.310
93.000	56.000	101.70
124.00	61.000	99.670
126.50	56.700	101.47
123.50	40.000	100.90
160.50	12.500	102.50
147.00	8.5000	102.50

Coordenadas del levantamiento topográfico

Tablas hidrológicas.

Tabla (1) ; se utiliza para asignar el grupo de suelo de acuerdo a sus características.

GRUPO DE SUELO	DESCRIPCIÓN DE CARACTERÍSTICAS
A	Suelos con potencial de escurrimiento bajo. Incluye arenas profundas con muy poco limo y arcilla ; y suelos permeables con grava en el perfil
B	Suelos con potencial de escurrimiento moderadamente bajo. Son suelos arenosos menos profundos y agregados que el grupo A. Este grupo una infiltración mayor que el promedio cuando húmedo. Ejemplos : migajones arenosos ligeros y migajones limosos.
C	Suelos con potencial de escurrimiento moderadamente alto. Comprenden suelos someros y suelos con considerable contenido de arcilla, pero menos que el grupo D. Este grupo tiene una infiltración menor que el promedio después de saturación. Ejemplo : migajones arcillosos
D	Suelos con alto potencial de escurrimiento. Suelos pesados, con alto contenido de arcillas expandibles y suelos someros con materiales fuertemente cementados

Tabla (2) se usa para caracterizar hidrológicamente ala cuenca de acuerdo al tipo y condición de la vegetación.

USO DEL SUELO	CONDICION HIDROLOGICA	DESCRIPCION
Pastizales Naturales	Pobre	Pastos dispersos, fuertemente pastoreados con cobertura menor de 50 %
	Regular	Pastos con pastoreo moderado, cobertura del 50 al 75%
	Buena	Pastos con pastoreo ligero, con cobertura mayor de 75%
Áreas de bosque	Pobre	Áreas fuertemente pastoreadas, con árboles dispersos, sin crecimiento rastrero
	Regular	Árboles dispersos, moderado crecimiento rastrero, y pastoreo moderado
	Buena	Áreas densamente pobladas, con pastoreo mínimo
Pastizales mejorados	Buena	Mezcla de pastos y leguminosas bajo sistema de manejo adecuado
Praderas en rotación	Pobre	Praderas sobre pastoreadas, con reducida población
	Buena	Praderas moderadamente pastoreadas, con alta población, y usadas en rotación con cultivos
cultivos	Pobre	Cultivos en pendiente, condiciones de monocultivo
	Buena	Cultivos en rotación, cultivos de cobertura, cultivos de barbecho

Tabla (3) ; condición de vegetación.

CONDICION	COBERTURA
Buena	Mayor de 75%
Regular	Entre 50 y 75%
Pobre	Menor de 50%

Tabla (4) ; Índice de la cuenca para CHA media.

Uso Del Suelo	Condición Hidrológica	Grupo de Suelo				
		A	B	C	D	
Tierra en descanso	Surcos rectos	77	88	91	94	
Cultivos de escarda	Surcos rectos	Pobre	71	81	88	91
	Surcos rectos	Buena	67	78	85	89
	Curva a nivel	Pobre	70	79	84	88
	Curva a nivel	Buena	65	75	82	86
	Terraza y curva a nivel	Pobre	66	74	80	82
	Terraza y curva a nivel	Buena	62	71	78	81
Cultivos cerrados	Surcos Rectos	Pobre	65	76	84	88
	Surcos rectos	Buena	63	75	83	87
	Curva a nivel	Pobre	63	74	82	85
	curva a nivel	Buena	61	73	81	84
	Terraza y curva a nivel	Pobre	61	72	79	82
	Terraza y curva a nivel	Buena	59	70	78	81

Leguminosas en hileras o forrajes en rotación	Surcos Rectos	Pobre	66	77	83	85
	Surcos rectos	Buena	58	72	81	85
	Curva a nivel	Pobre	64	75	83	85
	curva a nivel	Buena	55	69	78	83
	Terraza y curva a nivel	Pobre	63	73	80	83
	Terraza y curva a nivel	Buena	51	67	78	80
Pastizal	Natural	Pobre	68	79	86	89
	Natural	Regular	49	69	79	84
	Natural	Buena	39	61	74	80
	curva a nivel	Pobre	47	67	81	88
	curva a nivel	Regular	25	59	75	83
Pasto de corte	curva a nivel	Buena	6	35	70	79
		Buena	30	58	71	78
Bosque		Pobre	45	58	71	78
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	71
Camino de Tierra		Buena	72	82	87	89
Camino pavimentado		Buena	74	84	90	92

Tabla (5) ; Índice de cuenca .

Tipo de vegetación	Grupo de suelo	Ecuación	Notas
matorral de juníperos pastizal	C	$W_{//} = 88 - C^{0.32}$	1
	B	$W_{//} = 82 - C^{0.42}$	1
matorral de arbustos con pastizal	C	$W_{//} = 86.5 - C^{0.46}$	1
	B	$W_{//} = 73.5 - C^{0.415}$	1
herbáceo	D	$W_{//} = 93 - C^{0.115}$	1
	C	$W_{//} = 90 - C^{0.19}$	1
	B	$W_{//} = 84 - C^{0.25}$	1
matorral desértico	D	$W_{//} = 93 - C^{0.06}$	2.3
	C	$W_{//} = 80 - C^{0.06}$	2.3
	B	$W_{//} = 84 - C^{0.06}$	2.3
bosque de coníferas	C	$W_{//} = 83 - C^{0.14}$	1.4
	B	$W_{//} = 73 - C^{0.31}$	2.4
pastizal de agostadero	A	$W_{//} = 77 - C^{0.58}$	3
	A	$W_{//} = 63 - C^{0.28}$	6
	B	$W_{//} = 83 - C^{0.28}$	
	C	$W_{//} = 89 - C^{0.18}$	
	D	$W_{//} = 91 - C^{0.13}$	5
pasto natural	A	$W_{//} = 75 - C^{0.44}$	3
	A	$W_{//} = 60 - C^{0.13}$	6
	B	$W_{//} = 83 - C^{0.26}$	
	C	$W_{//} = 89 - C^{0.18}$	
	D	$W_{//} = 91 - C^{0.13}$	7

áreas forestales	A	$W_{//} = 50.5 - C^{0.286}$	
	B	$W_{//} = 71.5 - C^{0.229}$	
	C	$W_{//} = 81.5 - C^{0.229}$	
	D	$W_{//} = 87 - C^{0.21}$	7
caminos	A	$W_{//} = 73$	
	B	$W_{//} = 83$	
	C	$W_{//} = 88.5$	
	D	$W_{//} = 90.5$	
rocas desnudas		$W_{//} = 96$	8
superficies liquidas		$W_{//} = 1000$	

Valores del índice de Cuenca para condiciones de humedad antecedente media y diferentes tipos de vegetación.

Todos los valores de W son para una condición de humedad antecedente media, $l_a=0.2$ S, y cubierta sin rocas. ¹De Enderlin y Markowitz (1962). ²De Simanton y sutter (1973). ³Para $C < 50\%$. ⁴Para $c > 50\%$. ⁴Para $10\% < C < 80\%$, relación no lineal a $W = 83$ y $W = 7.3$. ⁵De National Engineering Handbook. ⁶Para $C > 50\%$. ⁷De datos no publicados del U.S. Forest Service. ⁸Asume $l_a = 0.08$ pulgadas

Tabla (6) ; condición de humedad antecedente.

CHA	Pacum mm
I	<12.5
II	12.5-37
III	>37

Condición de humedad antecedente en función de la lámina precipitada acumulada

Tabla (7) ; Valores del índice de cuenca para diversas condiciones de humedad antecedente

CHAI	CHAI	CHAI
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55

30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22

Los valores presentados en la tabla anterior para condiciones de humedad antecedente I y II, se pueden también obtener de las siguientes ecuaciones que fueron obtenidas por el Dr. Muñoz

$$W_I = 2.166 + 0.169 W_{II} + 7.66 (10)^{-3} W_{II}^2$$

$$W_{III} = 6.931 + 1.596 W_{II} - 6.73 (10)^{-3} W_{II}^2$$

donde : W_I = índice de cuenca para condición seca.

W_{II} = índice de cuenca para condición media

W_{III} = índice de cuenca para condición húmeda

Tabla (8) ; muestra el procesamiento de los datos de precipitación.

AÑO	PP	P(X>x)	LOG (Xi)	Tr	No	AÑO	PP	P(X>x)	LOG (Xi)	Tr
1988	111.00	3.23	2.05	30.96	17	1995	35.2	54.84	1.5465	1.82
1996	64.70	6.45	1.81	15.50	18	1993	35	58.06	1.5441	1.72
1978	55.50	9.68	1.74	10.33	19	1975	35	61.29	1.5441	1.63
1971	53.00	12.90	1.72	7.75	20	1989	34.8	64.52	1.5416	1.55
1976	48.00	16.13	1.68	6.20	21	1972	34.4	67.71	1.5366	1.47
1990	46.00	19.35	1.66	5.16	22	1983	32	70.97	1.5051	1.40
1969	46.00	22.58	1.66	4.42	23	1982	31.5	74.19	1.4983	1.35
1986	45.80	25.81	1.66	3.87	24	1992	31	77.92	1.4914	1.29
1991	44.00	29.03	1.64	3.44	25	1974	27	80.65	1.4314	1.24
1981	44.00	32.26	1.64	3.10	26	1980	26.7	83.87	1.4265	1.19
1984	42.10	35.48	1.62	2.02	27	1973	25.5	87.1	1.4065	1.15
1997	40.10	38.71	1.60	2.58	28	1994	21.3	90.32	1.3284	1.11
1977	37.00	41.94	1.57	2.38	29	1970	20.5	93.55	1.3118	1.07
1968	26.70	45.16	1.56	2.21	30	1979	18	96.77	1.2553	1.03
1985	36.70	48.39	1.54	2.06		suma	1193	1500.5	47.12	
1987	35.3	51.61	1.5478	1.93		media	39.767	50.016	1.571	
						desviación Estándar	17.047		0.156	

Tabla (9) Valores del factor de frecuencia para distribuciones Pearson III
 Probabilidad de excedencia
 Coeficientes de asimetría positivo

γ_1	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.690	-0.688	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.369	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.990	0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.606	4.298
1.9	-1.037	-0.984	-0.920	-0.768	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-1.067	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-1.140	-1.056	-0.970	-0.806	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-1.256	-1.131	-0.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-1.318	-1.168	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-1.383	-1.206	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.106	2.666	3.211	3.745
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.066	2.626	3.149	3.661
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.848	-0.190	0.745	1.341	2.043	2.585	3.087	3.575
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223

0.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-2.104	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-2.178	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-2.252	-1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Probabilidad de excedencia

Continuación de la tabla (9)

Coefficiente de asimetría negativo

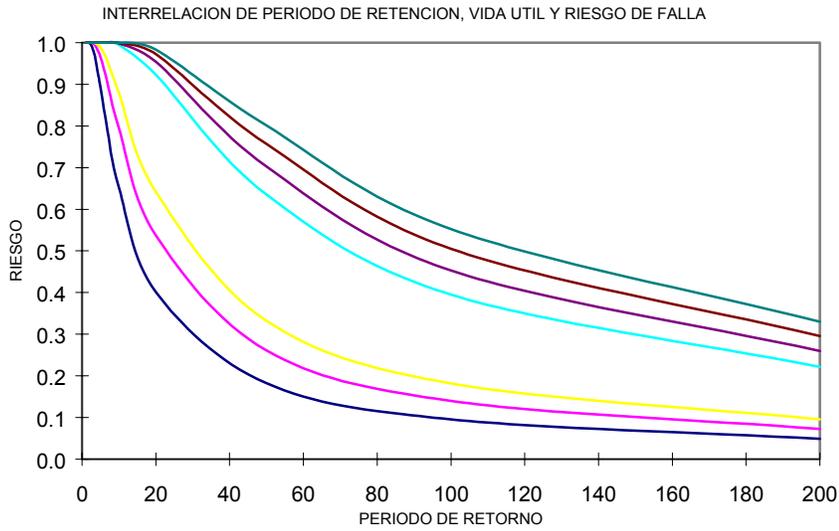
γ_1	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
-0.1	-2.400	-1.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	-2.544	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	-2.686	-1.774	-1.323	-0.806	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	-2.755	-1.797	-1.328	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	-2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	-2.957	-1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	-3.022	-1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	-3.087	-1.894	-1.341	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	-3.149	-1.910	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	-3.211	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	-3.330	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	-3.388	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	1.994	1.116	1.166	1.197	1.242
-1.7	-3.444	-1.972	-1.324	-0.659	0.268	0.808	0.969	1.075	1.116	1.140	1.172
-1.8	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.281	0.798	0.945	1.035	1.068	1.087	1.097
-1.9	-3.553	-1.989	-1.310	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	-3.606	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	-3.656	-2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	-3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	-3.753	-2.009	-1.274	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	-3.800	-2.011	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	-3.845	-2.012	-1.250	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	-3.889	-2.013	-1.238	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769

-2.7	-3.932	-2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	-3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	-4.013	-2.007	-1.195	-0.440	0.390	0.651	0.681	0.6836	0.689	0.690	0.690
-3.0	-4.051	-2.000	-1.180	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667

Tabla (10)

			R	R	R	R	R	R	R
P(X>x)	Xi	Tr.	10	15	20	50	60	70	80
0.5	117.48	200.00	0.04889	0.07243	0.09539	0.22169	0.25974	0.29593	0.33035
0.79	111.0	126.19	0.07650	0.11250	0.14710	0.32820	0.37960	0.42703	0.47085
1	101.87	100.00	0.09562	0.13994	0.18209	0.39499	0.45284	0.50516	0.55248
2	87.81	50.00	0.18293	0.26143	0.33239	0.63583	0.70245	0.75688	0.80135
5	75.06	20.00	0.40126	0.53671	0.64151	0.92306	0.95393	0.97242	0.98348
10	59.87	10.00	0.65132	0.79411	0.87842	0.99485	0.99820	0.99937	0.99978
15	54.00	6.67	0.80313	0.91265	0.96124	0.99970	0.99994	0.99999	1.00000
20	49.46	5.00	0.89263	0.96482	0.98847	0.99999	1.00000	1.00000	1.00000
25	46.50	4.00	0.94369	0.98664	0.99683	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
30	43.70	3.33	0.97175	0.99525	0.99920	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
35	41.40	2.86	0.98654	0.99844	0.99982	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
40	39.00	2.50	0.99395	0.99953	0.99996	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
45	37.30	2.22	0.99747	0.99987	0.99999	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
50	35.66	2.00	0.99902	0.99997	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
55	34.00	1.82	0.99966	0.99999	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
60	32.50	1.67	0.99990	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
65	31.00	1.54	0.99997	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
70	30.00	1.43	0.99999	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
75	28.30	1.33	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
80	27.33	1.25	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000

85	25.40	1.18	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
90	24.31	1.11	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
95	22.29	1.05	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
98	20.00	1.02	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
99	19.41	1.01	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000



Esta gráfica muestra como es el comportamiento del riesgo de falla ; para una vida útil de 10 años por ejemplo, a medida que aumenta el periodo de retorno, disminuye el riesgo de falla

Tabla (11)

Tabla (31) 0P(X>x)	Xi	Tr	LME	qP
0,50	117,48	200,00	102,21	140.229
* 0,79	111,00	126.190	96,57	57.19
1.0	101,87	100,00	88,63	61.0
2.0	87,81	50,00	76,39	50.61
5.0	75,06	20,00	65,30	40.48
10	59,87	10,00	52,09	28.96
15	54,00	6,67	46,98	23.87
20	49,46	5,00	43,03	21.40
25	46,50	4,00	40,46	18.98
30	43,70	3,33	38,02	17.40
35	41,40	2,86	36,02	15.86
40	39,00	2,50	33,93	13.60

45	37,30	2,22	32,45	12.45
50	35,66	2,00	31,02	12.14
55	34,00	1,82	29,58	10.17
60	32,50	1,67	28,28	10.04
65	31,00	1,54	26,97	9.30
70	30,00	1,43	26,10	8.70
75	28,30	1,33	24,62	7.79
80	27,33	1,25	23,78	7.23
85	25,40	1,18	22,10	6.26
90	24,31	1,11	21,15	5.90
95	22,29	1,05	19,39	4.72
98	20,00	1,02	17,40	3.68
99	19,41	1,01	16,89	3.44

Tabla () Prueba de bondad de la suma de cuadrados para la distribución Normal

Punto	P(X>x)	Xe	Xt	Error	Error^2	Punto	P(X>x)	Xe	Xt	Err	E^2
1	0.03	111.00	69.00	42.00	1764.00	16	0.52	35.30	39.00	-3.70	13.69
2	0.06	64.70	65.00	-0.30	0.09	17	0.55	35.20	37.50	-2.30	5.29
3	0.10	55.50	61.20	-5.70	32.49	18	0.58	35.00	36.80	-1.80	3.24
4	0.13	53.00	59.00	-6.00	36.00	19	0.61	35.00	35.00	0.00	0.00
5	0.16	48.00	56.00	-8.00	64.00	20	0.65	34.80	35.00	-0.20	0.04
6	0.19	46.00	54.00	-8.00	64.00	21	0.68	34.40	33.00	1.40	1.96
7	0.23	46.00	52.00	-6.00	36.00	22	0.71	32.00	30.00	2.00	4.00
8	0.26	45.80	50.00	-4.20	17.64	23	0.74	31.50	28.00	3.50	12.25
9	0.29	44.00	48.00	-4.00	16.00	24	0.77	31.00	26.00	5.00	25.00
10	0.32	44.00	47.00	-3.00	9.00	25	0.81	27.00	25.00	2.00	4.00
11	0.35	42.10	46.00	-3.90	15.21	26	0.84	26.70	23.00	3.70	13.69
12	0.39	40.10	43.90	-3.80	14.44	27	0.87	25.50	20.00	5.50	30.25
13	0.42	37.00	43.00	-6.00	36.00	28	0.90	21.30	18.00	3.30	10.89
14	0.45	36.70	42.00	-5.30	28.09	29	0.94	20.50	15.00	5.50	30.25
15	0.48	36.70	40.00	-3.30	10.89	30	0.97	18.00	10.00	8.00	64.00
											2362.40

donde : $P(>x)$ = probabilidad de excedencia

X_e = valores empíricos

X_t = valores teóricos

Tabla () Prueba de bondad de la suma de cuadrados para la distribución Log Normal

P(X>x)	X_e	X_t	Error	Error ²	Punto	P(X>x)	X_e	X_t	Error	Error ²
0.03	111.00	71.61	39.39	1551.57	16	0.52	35.3	37.15	-1.85	3.42
0.06	64.70	63.83	0.87	0.75	17	0.55	35.2	35.48	-0.28	0.07
0.10	55.50	58.88	-3.38	11.42	18	0.58	35.0	34.67	0.33	0.10
0.13	53.00	61.66	-8.66	74.99	19	0.61	35.0	33.11	1.88	3.56
0.16	48.00	52.48	-4.48	20.07	20	0.65	34.8	32.36	2.44	5.95
0.19	46.00	50.11	-4.11	16.89	21	0.68	34.4	31.26	3.14	9.85
0.23	46.00	48.97	-2.97	8.82	22	0.71	32.0	30.19	1.80	3.24
0.26	45.80	47.31	-1.51	2.28	23	0.74	31.5	29.17	2.33	5.42
0.29	44.00	45.18	-1.18	1.39	24	0.77	31.0	27.86	3.14	9.85
0.32	44.00	43.65	0.35	0.12	25	0.81	27.0	27.22	-0.22	0.04
0.35	42.10	42.36	-0.26	0.06	26	0.84	26.7	26.30	0.40	0.16
0.39	40.10	41.20	-1.10	1.22	27	0.87	25.5	24.54	0.95	0.90
0.42	37.00	40.27	-3.27	10.60	28	0.9	21.3	22.90	-1.60	2.58
0.45	36.70	38.01	-1.31	1.71	29	0.94	20.5	21.38	-0.88	0.77
0.48	36.70	37.58	-0.88	0.77	30	0.97	18.0	19.49	-1.49	2.24
										1751.04

donde : $P(>x)$ = probabilidad de excedencia

X_e = valores empíricos

X_t = valores teóricos

Tabla (12) Prueba de bondad de la suma de cuadrados para la LOG PIRSON III

Punto	P(X>x)	X_e	X_t	Error	Error ²	Punto	P(X>x)	X_e	X_t	Error	Error ²
1	0.03	111	79.0	32.0	1024	16	0.52	35.3	35.0	0.3	0.09
2	0.06	64.7	68.4	-3.7	13.69	17	0.55	35.2	34.0	1.2	1.44
3	0.10	55.5	60.0	-4.5	20.25	18	0.58	35.0	33.0	2.0	4.00
4	0.13	53.0	56.0	-3.0	9.00	19	0.61	35.0	32.4	2.6	6.76
5	0.16	48.0	53.0	-5.0	25.00	20	0.65	34.8	31.4	3.4	11.56
6	0.19	46.0	50.5	-4.5	20.25	21	0.68	34.4	30.1	4.3	18.49
7	0.23	46.0	48.0	-2.0	4.00	22	0.71	32.0	29.5	2.5	6.25
8	0.26	45.0	45.5	0.3	0.09	23	0.74	31.5	28.5	3.0	9.00
9	0.29	44.0	44.0	0.0	0.00	24	0.77	31.0	27.6	3.4	11.56
10	0.32	44.0	42.5	1.5	2.25	25	0.81	27.0	27.0	0.0	0.00
11	0.35	42.1	41.4	0.7	0.49	26	0.84	26.7	26.0	0.7	0.49
12	0.39	40.1	39.5	0.6	0.36	27	0.87	25.5	25.1	0.4	0.16
13	0.42	37.0	37.8	-0.8	0.64	28	0.90	21.3	24.0	-2.7	7.29
14	0.45	36.7	37.5	-0.8	0.64	29	0.94	20.5	22.8	-2.3	5.29

15	0.48	36.7	36.2	0.5	0.25	30	0.97	18.0	22.0	-4.0	16.00
											1219.29

Tabla (13) Prueba de bondad de la suma de cuadrados del error para la PEARSON III

Punto	P(X>x)	Xe	Xt	Error	Error^2	Punto	P(X>x)	Xe	Xt	Error	Error^2
1	0.03	111.00	81.00	30.00	900.00	16	0.52	35.30	35.50	-0.20	0.04
2	0.06	64.70	67.00	-2.30	5.29	17	0.55	35.20	31.50	3.70	13.69
3	0.10	55.50	61.00	-5.50	30.25	18	0.58	35.00	31.00	4.00	16.00
4	0.13	53.00	56.50	-3.50	12.25	19	0.61	35.00	30.50	4.50	20.25
5	0.16	48.00	52.50	-4.50	20.25	20	0.65	34.80	30.00	4.80	23.04
6	0.19	46.00	49.50	-3.50	12.25	21	0.68	34.40	29.80	4.60	21.16
7	0.23	46.00	47.00	-1.00	1.00	22	0.71	32.00	29.00	3.00	9.00
8	0.26	45.80	45.00	0.80	0.64	23	0.74	31.50	28.80	2.70	7.29
9	0.29	44.00	42.50	1.50	2.25	24	0.77	31.00	28.20	2.80	7.84
10	0.32	44.00	41.00	3.00	9.00	25	0.81	27.00	27.80	-0.80	0.64
11	0.35	42.10	39.50	2.60	6.76	26	0.84	26.70	27.50	-0.80	0.64
12	0.39	40.10	37.50	2.60	6.76	27	0.87	25.50	27.00	-1.50	2.25
13	0.42	37.00	35.50	1.50	2.25	28	0.90	21.30	26.80	-5.50	30.25
14	0.45	36.70	34.50	2.20	4.84	29	0.94	20.50	26.20	-5.70	32.49
15	0.48	36.70	33.00	3.70	13.69	30	0.97	18.00	26.00	-8.00	64.00
											1276.06

donde : $P(>x)$ = probabilidad de excedencia

Xe = valores empíricos

Xt = valores teóricos

Calculo para la prueba de Kolmogorv -Smirnov

Distribución Normal.

No.	AÑO	P(X>x)e	P(X>x)t	Dmax	No.	AÑO	P(X>x)	P(X>x)t	Dmax
1	1988	3.23	3.00	0.23	16	1987	51.61	60.00	-8.39
2	1996	6.45	7.00	-0.55	17	1995	54.84	60.00	-5.16
3	1978	9.68	17.00	-7.32	18	1993	58.06	60.00	-1.94
4	1971	12.90	20.00	-7.10	19	1975	61.29	60.00	1.29
5	1976	16.13	30.00	-13.87	20	1989	64.52	62.00	2.52
6	1990	19.35	34.00	-14.65	21	1972	67.71	62.00	5.71
7	1969	22.58	34.00	-11.42	22	1983	70.97	66.50	4.47
8	1986	25.81	35.00	-9.19	23	1982	74.19	69.00	5.19
9	1991	29.03	38.00	-8.97	24	1992	77.92	69.00	8.92
10	1981	32.26	38.00	-5.74	25	1974	80.65	76.00	4.65
11	1984	35.48	44.00	-8.52	26	1980	83.87	78.00	5.87
12	1997	38.71	48.00	-9.29	27	1973	87.10	80.00	7.10

13	1977	41.94	56.00	-14.06		28	1994	90.32	86.00	4.32
14	1968	45.16	58.00	-12.84		29	1970	93.55	87.20	6.35
15	1985	48.39	58.00	-9.61		30	1979	96.77	90.00	6.77

Calculo para la prueba de Kolmogorv -Smirnov

Distribución Log Normal.

No.	AÑO	P(X>x)e	P(X>x)t	Dmax		No	AÑO	P(X>x)	P(X>x)t	Dmax
1	1988	3.23	0.08	3.15		16	1987	51.61	57.00	-5.39
2	1996	6.45	5.00	1.45		17	1995	54.84	57.00	-2.16
3	1978	9.68	13.00	-3.32		18	1993	58.06	58.00	0.06
4	1971	12.90	15.00	-2.10		19	1975	61.29	58.00	3.29
5	1976	16.13	23.00	-6.87		20	1989	64.52	60.00	4.52
6	1990	19.35	27.00	-7.65		21	1972	67.71	60.00	7.71
7	1969	22.58	27.00	-4.42		22	1983	70.97	67.00	3.97
8	1986	25.81	27.00	-1.19		23	1982	74.19	70.00	4.19
9	1991	29.03	30.00	-0.97		24	1992	77.92	73.00	4.92
10	1981	32.26	32.00	0.26		25	1974	80.65	81.00	-0.35
11	1984	35.48	37.00	-1.52		26	1980	83.87	84.00	-0.13
12	1997	38.71	40.00	-1.29		27	1973	87.10	86.00	1.10
13	1977	41.94	50.00	-8.06		28	1994	90.32	94.00	-3.68
14	1968	45.16	54.00	-8.84		29	1970	93.55	95.00	-1.45
15	1985	48.39	54.00	-5.61		30	1979	96.77	96.40	0.37

Calculo para la prueba

Distribución Pearson III

No.	AÑO	P(X>x)e	P(X>x)t	Dmax		No	AÑO	P(X>x)	P(X>x)t	Dmax
1	1988	3.23	0.01	3.22		16	1987	51.61	58.00	-6.39
2	1996	6.45	6.00	0.45		17	1995	54.84	58.00	-3.16
3	1978	9.68	8.00	1.68		18	1993	58.06	58.00	0.06
4	1971	12.90	15.00	-2.10		19	1975	61.29	60.00	1.29
5	1976	16.13	20.00	-3.87		20	1989	64.52	68.00	-3.48
6	1990	19.35	22.00	-2.65		21	1972	67.71	70.00	-2.29
7	1969	22.58	22.00	0.58		22	1983	70.97	70.00	0.97
8	1986	25.81	25.00	0.81		23	1982	74.19	86.00	-11.81
9	1991	29.03	25.00	4.03		24	1992	77.92	86.00	-8.08
10	1981	32.26	34.00	-1.74		25	1974	80.65	95.00	-14.35
11	1984	35.48	34.00	1.48		26	1980	83.87	96.00	-12.13
12	1997	38.71	38.00	0.71		27	1973	87.10	98.00	-10.90

13	1977	41.94	52.00	-10.06		28	1994	90.32	94.00	-3.68
14	1968	45.16	56.00	-10.84		29	1970	93.55	95.00	-1.45
15	1985	48.39	58.00	-9.61		30	1979	96.77	96.40	0.37

de Kolmogorv -Smirnov

Distribución Log Pearson III

No.	AÑO	P(X>x)e	P(X>x)t	Dmax
1	1988	3.23	0.70	2.53
2	1996	6.45	8.00	-1.55
3	1978	9.68	14.00	-4.32
4	1971	12.90	16.00	-3.10
5	1976	16.13	22.00	-5.87
6	1990	19.35	26.00	-6.65
7	1969	22.58	26.00	-3.42
8	1986	25.81	26.00	-0.19
9	1991	29.03	29.03	0.00
10	1981	32.26	30.00	2.26
11	1984	35.48	34.00	1.48
12	1997	38.71	38.00	0.71
13	1977	41.94	46.00	-4.06
14	1968	45.16	48.00	-2.84
15	1985	48.39	49.00	-0.61

No	AÑO	P(X>x)	P(X>x)t	Dmax
16	1987	51.61	52.00	-0.39
17	1995	54.84	52.00	2.84
18	1993	58.06	52.00	6.06
19	1975	61.29	52.00	9.29
20	1989	64.52	56.00	8.52
21	1972	67.71	56.00	11.71
22	1983	70.97	62.00	8.97
23	1982	74.19	66.00	8.19
24	1992	77.92	70.00	7.92
25	1974	80.65	80.00	0.65
26	1980	83.87	83.87	0.00
27	1973	87.10	86.00	1.10
28	1994	90.32	97.00	-6.68
29	1970	93.55	97.50	-3.95
30	1979	96.77	99.60	-2.83

Tablas para los cálculos hidráulicos

Tabla (1)

carga media en m. H	Ancho de la cresta del vertedor, en metros										
	0.15	0.225	0.30	0.45	0.60	0.75	0.90	1.20	1.50	3.00	4.50
0.06	1.54	1.52	1.48	1.44	1.40	1.37	1.35	1.31	1.20	1.37	1.48
0.12	1.61	1.54	1.50	1.46	1.44	1.43	1.42	1.40	1.38	1.41	1.49
0.18	1.70	1.59	1.52	1.46	1.44	1.43	1.48	1.48	1.49	1.49	1.49
0.24	1.82	1.68	1.57	1.48	1.43	1.43	1.47	1.48	1.48	1.48	1.46
0.30	1.83	1.73	1.64	1.52	1.47	1.46	1.46	1.47	1.48	1.48	1.45
0.36	1.83	1.76	1.70	1.58	1.49	1.46	1.46	1.47	1.47	1.48	1.46
0.42	1.83	1.80	1.76	1.61	1.53	1.48	1.46	1.46	1.46	1.47	1.46
0.48	1.83	1.81	1.81	1.69	1.59	1.52	1.48	1.47	1.46	1.46	1.46
0.54	1.83	1.83	1.83	1.69	1.59	1.51	1.48	1.47	1.46	1.46	1.45
0.60	1.83	1.83	1.82	1.67	1.57	1.52	1.50	1.48	1.46	1.46	1.45
0.75	1.83	1.83	1.83	1.81	1.69	1.59	1.55	1.50	1.47	1.46	1.45
0.90	1.83	1.83	1.83	1.83	1.76	1.68	1.61	1.51	1.47	1.46	1.45
1.05	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.76	1.64	1.52	1.48	1.46	1.45

1.20	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.59	1.54	1.49	1.46	1.45
1.35	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.59	1.51	1.46	1.45
1.50	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.69	1.54	1.46	1.45
1.65	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.59	1.46	1.45

Tabla (2) :Valores de C en la formula de $Q = CLHd^{2/3}$ para vertedores de cresta ancha.

CONDICION DE LOS BORDES O ARISTAS EN LA ENTRADA					
$\frac{L}{P}$	Todos los bordes a escuadra	contracciones suprimidas en el fondo solamente	contracciones suprimidas en el fondo y en el costado	contracciones suprimidas en el fondo y en los costados	Contracciones suprimidas en el fondo, los costados y la parte superior
	0.02	0.61	0.63	0.77	0.95
	0.04	0.62	0.64	0.77	0.94
	0.06	0.63	0.65	0.76	0.94
	0.08	0.65	0.66	0.74	0.93
	0.10	0.66	0.67	0.73	0.93
	0.12	0.60	0.68	0.72	0.93
	0.14	0.69	0.69	0.72	0.92
	0.16	0.10	0.70	0.72	0.92
	0.18	0.20	0.71	0.72	0.92
	0.20	0.40	0.30	0.73	0.92
	0.22	0.50	0.74	0.75	0.91
	0.24	0.77	0.75	0.78	0.91
	0.26	0.78	0.76	0.81	0.91
	0.28	0.78	0.76	0.82	0.91
	0.30	0.79	0.77	0.83	0.91
	0.40	0.79	0.78	0.84	0.90
	0.60	0.80	0.79	0.84	0.90
	0.80	0.80	0.80	0.84	0.90
	0.80	0.80	0.80	0.85	0.90
	1.00	0.80	0.80	0.85	0.90

coeficiente de derrame o gasto, C, para tubos sumergidos recopilados de los experimentos efectuados por Sterwart, Rogers y Smith.

Donde : L = longitud del tubo,

P =perímetro de la sección transversal de los tubos.

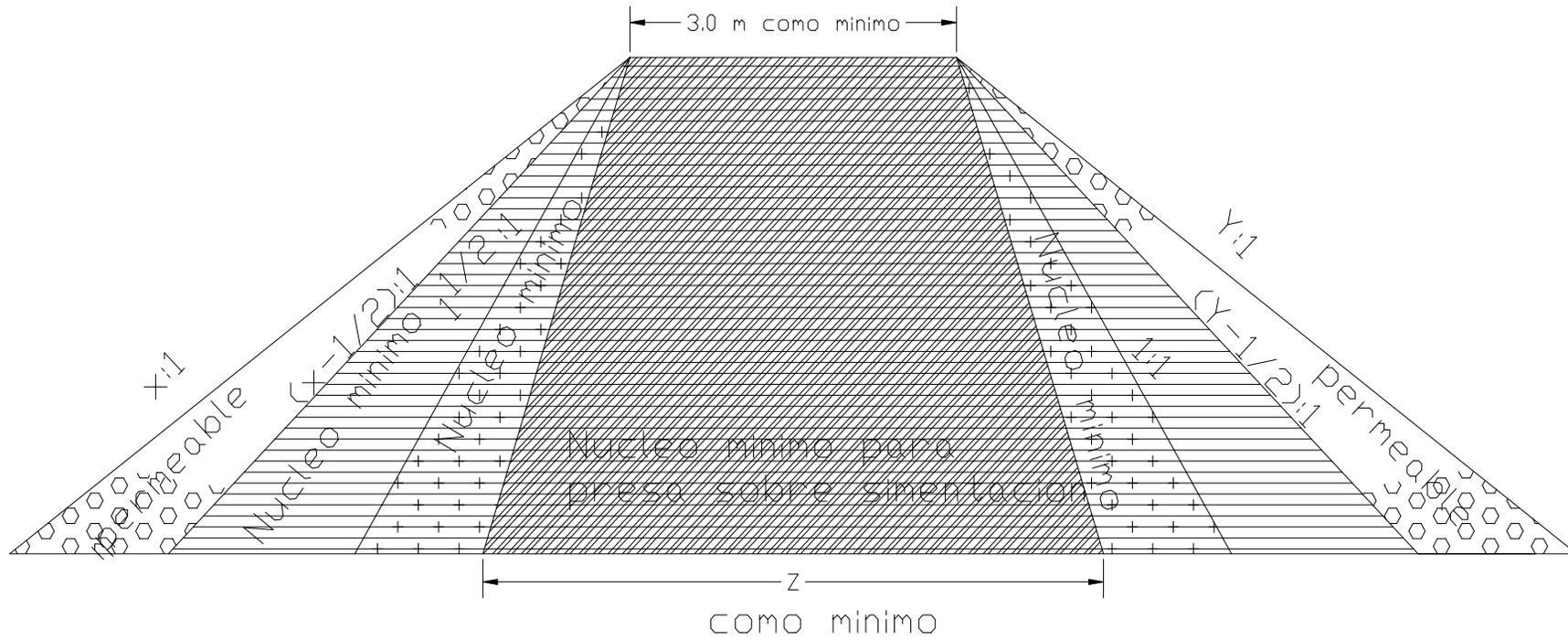
Tabla (3) Algunas compuertas deslizantes tipo.

Dimensiones bxh en mm	área en m ²	carga de trabajo en m	peso en kg	plano No.
610 x 610	0.3721	0 a 4.60	122.00	TM- C - 89
610 x 610	0.3721	0 a 15.40	124.00	PT - 105
610 x 914	0.5575	0 a 4.60	161.74	TM -C - 101
610 x 914	0.5575	0 a 15.40	165.40	PT - 106
760 x 610	0.4636	4.60 a 10.00	216.00	PT - 42
760 x 760	0.5776	4.60 a 9.20	255.00	PT - 40
760 x 760	0.5776	0 a 4.60	170.00	TM - C - 102
760 x 760	0.5776	0 a 15.40	187.00	PT - 107
915 x 610	0.5581	0 a 4.60	191.20	TM- C - 105
915 x 610	0.5581	0 a 15.40	205.20	PT - 108
915 x 915	0.8372	0 a 4.60	255.00	TM - C - 103
915 x 915	0.8372	0 a 15.40	282.00	PT - 109
915 x 1220	1.1163	0 a 4.60	308.00	TM - C - 104
915 x 1220	1.1163	0 a 15.40	366.00	PT - 110
1067 x 1067	1.1384	0 a 4.60	333.00	TM - C - 106
1067 x 1067	1.1384	0 a 15.40	385.00	PT - 111
1220 x 920	1.1224	0 a 4.60	418.00	TM - C - 108
1220 x 920	1.1224	0 a 15.40	176.00	PT - 112
1220 x 1220	1.4884	0 a 4.60	533.00	TM - C - 109
1220 x 1220	1.4884	0 a 15.40	578.00	TM - C - 258
1220 x 1525	1.8605	0 a 4.60	639.00	TM - C - 107
1220 x 1525	1.8605	0 a 15.40	738.00	PT - 113
1525 x 1220	1.8605	0 a 4.60	684.00	TM - C - 111
1525 x 1220	1.8605	0 a 15.40	783.00	PT - 114
1520 x 1520	2.3104	0 a 4.60	827.00	TM - C - 110
1520 x 1520	2.3104	0 a 15.40	956.00	PT - 115
1525 x 1830	2.7907	0 a 4.60	1058.00	TM - C - 112
1525 x 1830	2.7907	0 a 15.40	1132.00	PT - 116
1830 x 1830	3.3489	0 a 4.60	1305.00	TM - C - 113
1830 x 1830	3.3489	0 a 15.40	1451.00	PT - 117

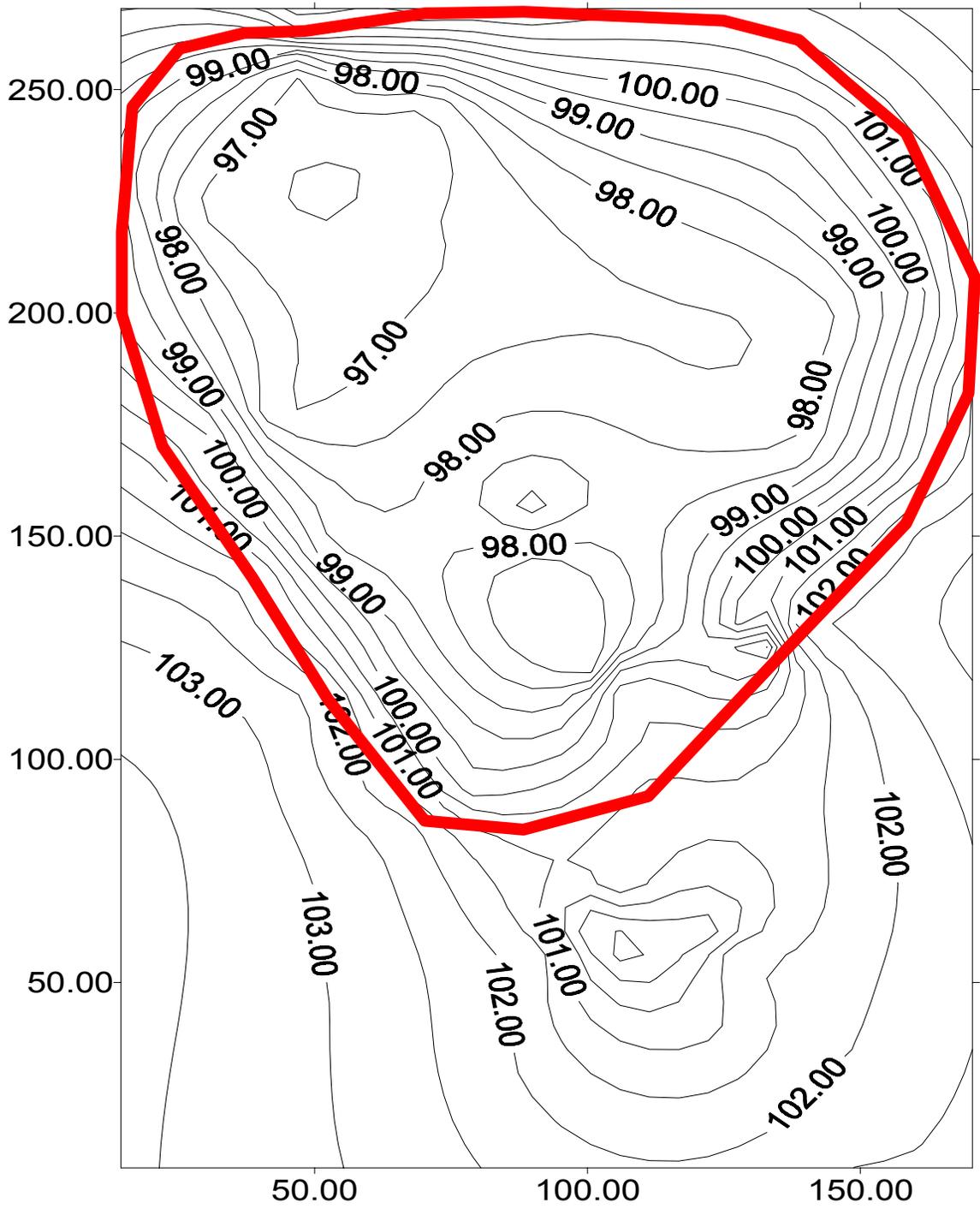
Tabla (4) Taludes recomendados para los rellenos estabilizadores para presas construidas sobre cimentación saturadas de limo y arcilla

Consistencia	Numero promedio de golpes por pie a una profundidad de la cimentación igual a la altura de la presa	Grupo de suelo	Taludes para las diferentes alturas de la presa				
			50 pies	40 pies	30 pies	20 pies	10 pies
Blanda	Menor de 4	Pruebas y análisis especiales de suelos requeridos					
mediana	De 4 a 10	SM	4 ^{1/2} :2	4:1	3:1	3:1	3:1
		SC	6:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		ML	6:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		CL	6 ^{1/2} :1	5:1	4:1	3:1	3:1
		MH	7:1	5 ^{1/2} :1	4 ^{1/2} :1	3 ^{1/2} :1	3:1
		CH	3:1	10:1	7:1	4:1	3:1
Firme	De 11 a 20	SM	4:1	3 ^{1/2} :1	3:1	3:1	3:1
		SC	5 ^{1/2} :1	4 ^{1/2} :1	3 ^{1/2} :1	3:1	3:1
		ML	5 ^{1/2} :1	4 ^{1/2} :1	3 ^{1/2} :1	3:1	3:1
		CL	6:1	4 ^{1/2} :1	3 ^{1/2} :1	3:1	3:1
		MH	6 ^{1/2} :1	5:1	4:1	3:1	3:1
		CH	11:1	9:1	6:1	3:1	3:1
Dura	Mas de 20 0	SM	3 ^{1/2} :1	3:1	3:1	3:1	3:1
		SC	5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		ML	5:1	4:1	3 ^{1/2} :1	3:1	3:1
		CL	5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		MH	5 ^{1/2} :1	4:1	3:1	3:1	3:1
		CH	10:1	8:1	5 ^{1/2} :1	3:1	3:1

Pruebas estándar de penetración
Sistema de clasificación unificación de suelos



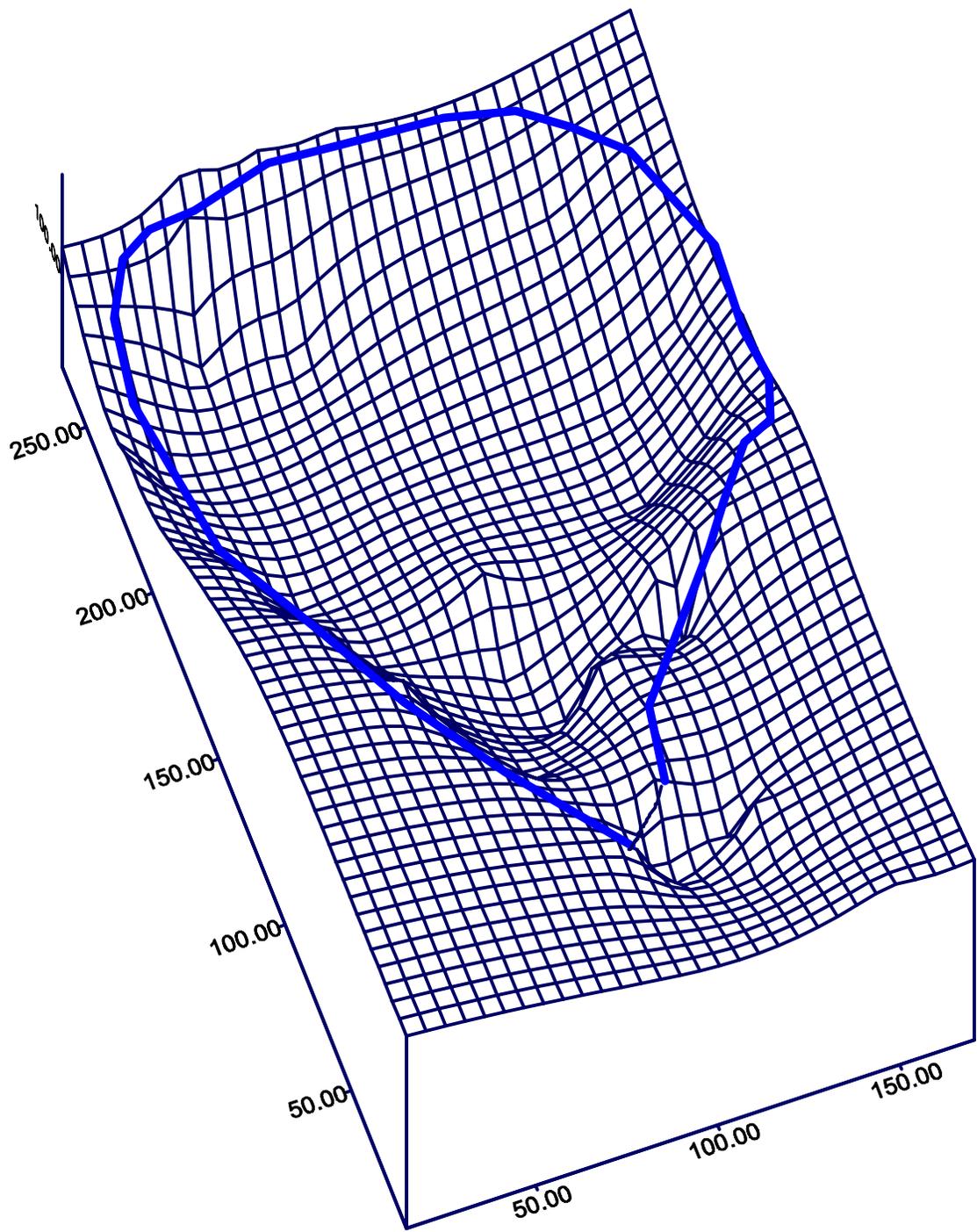
Relación de taludes en una presa de tierra con materiales graduados,



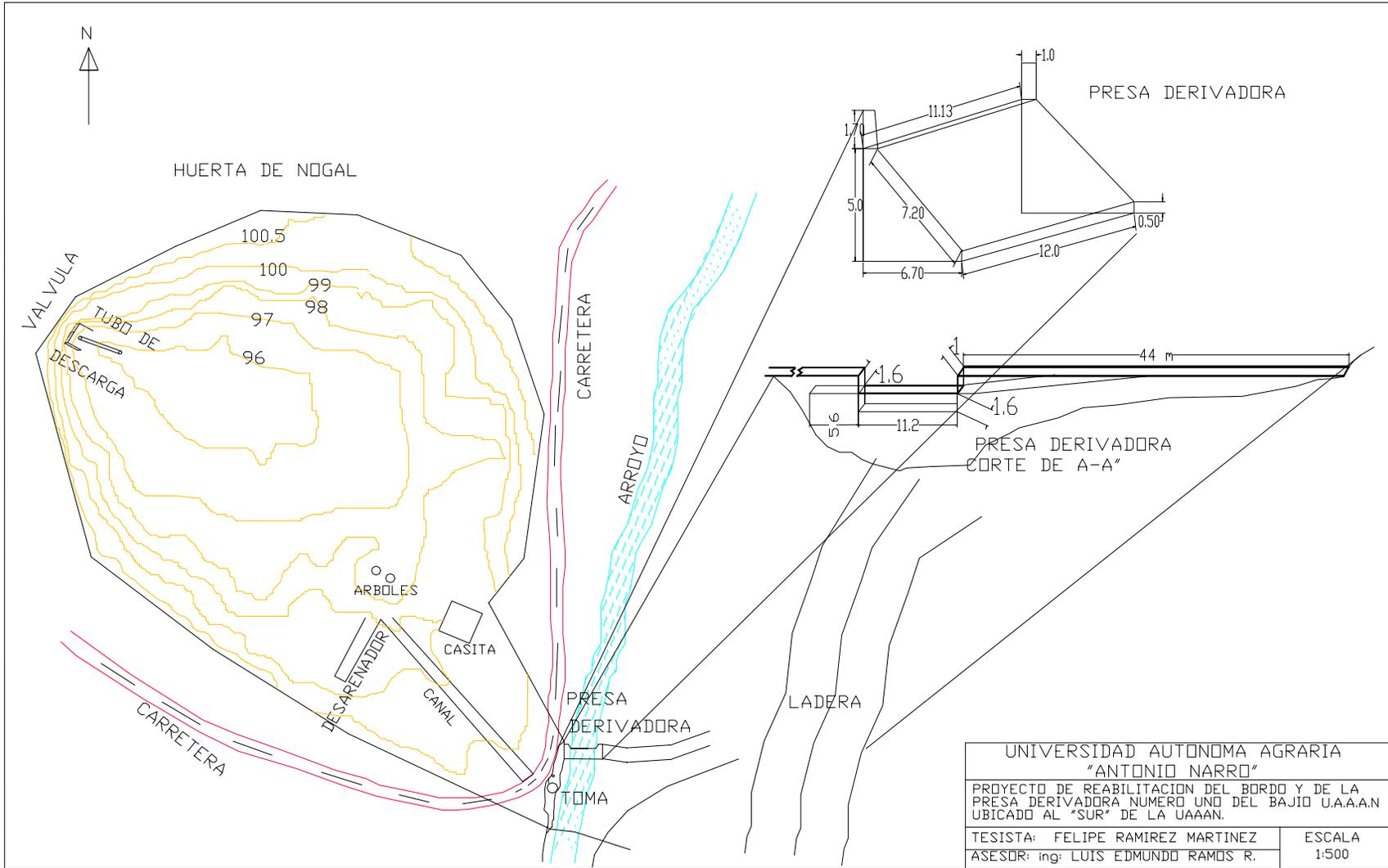
ESCALA

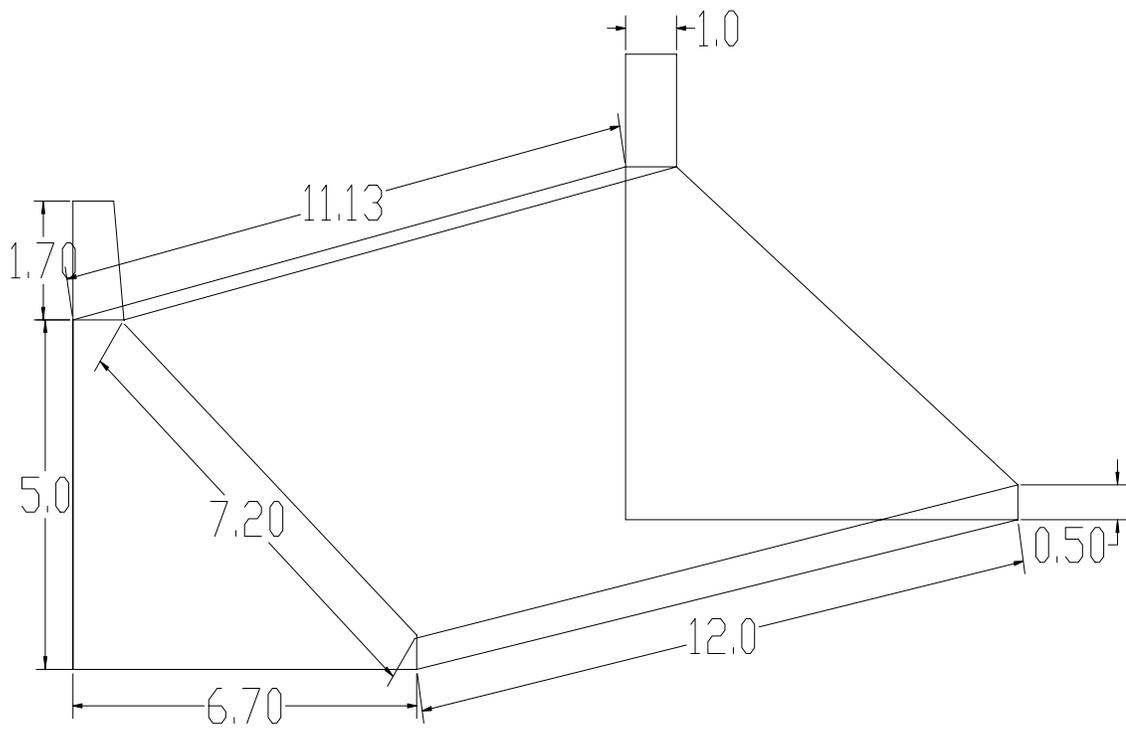


Curvas a nivel del vaso.

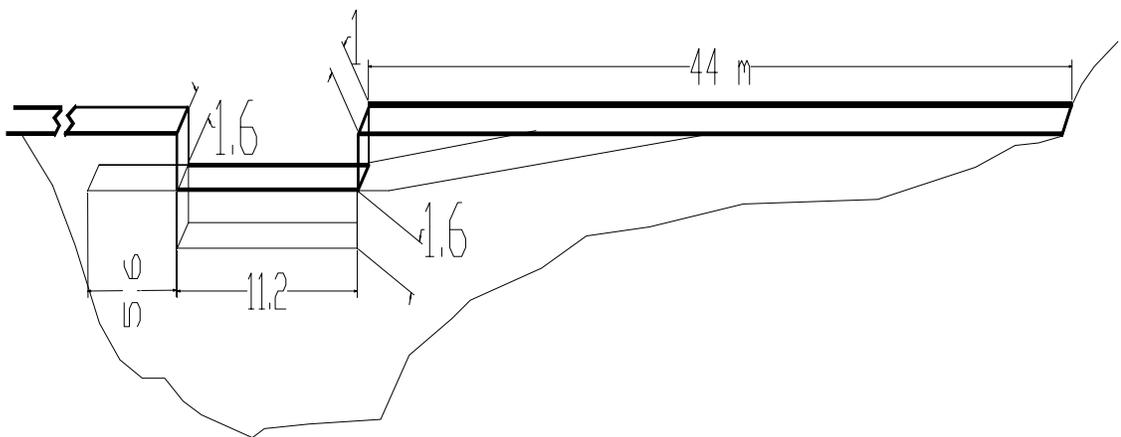


Detalle del bordo en tercera dimensión





Detalle del acotamiento de la presa derivadora



detalle de como queda la presa derivadora modificada

BIBLIOGRAFIA

Arteaga Tovar R. Eduardo.(1993) ; Hidráulica Elemental ; 1ª Edición ; UACHA .

Depto. De irrigación. Chapingo, México.

Colegio de Posgraduados : 1980 ; Manual para proyectos de pequeñas obras hidráulicas

para riego y abrevadero ; Tomo I ; 1ª

Edición ; SPP ; Chapingo México ;

México .

D.F

CTENAL ; 1977. Cartas topográfica, edafológica y geológica , primera reimpresión ; 3ª

impresión México. D.F.

Davis Calvin V. 1986 tratado de hidráulica aplicada 2ª Edición. Traducción al español

por I. Lana Sarrate. Edición (MckGraw Hill

Internacional Book Company) S.A Printed

in Spain.

Herrera Delgado J. (1957) ; Apuntes de Obras hidráulicas ; 1ª Edición : México. D.F

IFE.- C.F.E. 1980 ; Manual de diseño de obras civiles, Hidrotecnia ; A. 2.9

Escurrecimiento a Superficial Libre. Comisión

Federal de Electricidad : Instituto de

Investigaciones eléctricas. México D :F

INEGI ; 1995 ; Carta topográfica ; tercera impresión ; impreso en México D.F.

Muños Castro Salvador : Apuntes del curso de hidrología, que se imparte a los alumnos de la especialidad de irrigación.

Secretaria de Recursos hidráulicos : 1975 ; Presas de derivación , Modelo México 4.
Plan nacional de obras hidráulicas para el
desarrollo Rural. México ; D. F

S.R.H., (1975) ; Pequeños almacenamientos , Talleres gráficos de la Nación.
México. D . F

U.S. Departament of the interior (1981) ; diseño de presas pequeñas, décima impresión.
Traducida por José Luis Lepe, compañía
editorial continental, S.A. México D.F.

Vega Roldan Oscar et. al. 1987 ; Presas de almacenamiento y Derivación 5^a
reimpresión, División de estudios de
Posgrado , Facultad de ingeniería U.N.A.M.

Velasco Sanchez O. (1975) ; Presas de derivación ; Modelo México 4. Plan nacional de
obras Hidráulicas para el desarrollo Rural,
S. R. H, Subsecretaria de construcción.
México D . F

W.A. Hardenbergh et al : 1975 ; Ingeniería Sanitaria 4^a Edición, C.E.C.S.A., Compañía
Editorial Continental, S.A. México D.F