

1894
MFW 153

UNIVERSIDAD DE GUADALAJARA

FACULTAD DE AGRONOMIA



SEGUIMIENTO METODOLOGICO PARA EL DISENO DEL BORDO
ABREVADERO "EL SABINO" SAN JUAN DE LOS LAGOS, JALISCO.

TESIS PROFESIONAL

PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO AGRONOMO
ORIENTACION SUELOS
P R E S E N T A
GUADALUPE QUEZADA CHICO

Handwritten signature and date: 18/09/92



UNIVERSIDAD DE GUADALAJARA
FACULTAD DE AGRONOMIA

SECCION ESCOLARIDAD
EXPEDIENTE _____
NUMERO 0654/91

Septiembre 24 de 1991

C. PROFESORES:

~~ING. JORGE PEDRO TOPETE ANGEL, DIRECTOR~~
~~ING. ERNESTO ALONSO MIRAMONTES LAU, ASESOR~~
~~ING. LEONEL GONZALEZ JAUREGUI, ASESOR~~

Con toda atención me permito hacer de su conocimiento, que habiendo sido aprobado el Tema de Tesis:

" ESTUDIO Y SEGUIMIENTO METODOLOGICO PARA EL DISEÑO DEL BORDO ABREVADERO
"EL SABINO" MUNICIPIO DE SAN JUAN DE LOS LAGOS "

presentado por el (los) PASANTE (ES) GUADALUPE QUEZADA CHICO

han sido ustedes designados Director y Asesores, respectivamente, para el desarrollo de la misma.

Ruego a ustedes se sirvan hacer del conocimiento de esta Dirección su Dictamen en la revisión de la mencionada Tesis. Entre tanto, me es grato reiterarles las seguridades de mi atenta y distinguida consideración.

A T E N T A M E N T E
"PIENSA Y TRABAJA"
"AÑO LIC. JOSE GUADALUPE ZUNO HERNANDEZ"
EL SECRETARIO


ING. M.C. SALVADOR MENA MUNGUÍA

mam



UNIVERSIDAD DE GUADALAJARA
FACULTAD DE AGRONOMIA

Sección ESCOLARIDAD.....

Expediente

Número 0654/91.....

Septiembre 24 de 1991

ING. JOSE ANTONIO SANDOVAL MADRIGAL
DIRECTOR DE LA FACULTAD DE AGRONOMIA
DE LA UNIVERSIDAD DE GUADALAJARA
PRESENTE

Habiendo sido revisada la Tesis del (los) Pasante (es)
GUADALUPE QUEZADA CHICO

titulada:

" ESTUDIO Y SEGUIMIENTO METODOLOGICO PARA EL DISEÑO DEL BORDO ABRE-
VADERO "EL SABINO" MUNICIPIO DE SAN JUAN DE LOS LAGOS ".

Damos nuestra Aprobación para la Impresión de la misma.

DIRECTOR

ING. JORGE PEDRO TOPETE ANGEL

ASESOR

ASESOR

ING. ERNESTO ALONSO MIRAMONTES LAU

ING. LEONEL GONZALEZ JAUREGUI

srd'

Al contestar este oficio cítese fecha y número

DEDICATORIAS

A MIS PADRES:

Francisco Q. R. y especialmente a mi madre Margarita Chico F. por ayudarme a culminar el sueño tanto anhelado.

A MIS HERMANOS:

Ramón, Tomás, Francisca, Luz María, Pablo y Mario con sus familias respectivas, que gracias a su imperante apoyo moral me ayudaron a terminar el largo camino un día emprendido.

MI ESPOSA EVA

Que en conjunto con mi Madre nunca descanso en apoyarme y privarse de muchas cosas por mantener viva la esperanza de llegar a ver finalizada una carrera emprendida.

AMIGOS:

Tengo mucho que agradecer a mis amigos y compañeros de generación: Luis y principalmente a Hector por el gran apoyo que encuentre en torno a la realización de este trabajo.

A LOS MAESTROS:

A ellos que me acompañaron a encontrar la verdad, los errores y aciertos; Ing. Pedro Topete A., Ing. A. Miramontes Lau e Ing. Leonel González.Jauregui.

A LA U.DE G. E INSTITUCIONES:

Mi agradecimiento a la Facultad de Agronomía por su formación y a la Facultad de Geografía por el apoyo recibido.

INDICE.

	PAGINA.
I. INTRODUCCION.....	4
1.1 ANTECEDENTES.....	5
1.2 REVISION BIBLIOGRAFICA.....	6
1.3 OBJETIVOS.....	10
II. METODOLOGIA.....	12
2.1 ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD.....	12
2.1.1 SOCIOECONOMICO.....	12
2.1.2 FISIOGRAFICO.....	14
2.2 ESTUDIOS GEOLOGICOS.....	16
2.2.1 GEOLOGIA DE LA BOQUILLA.....	17
2.2.2 GEOLOGIA DEL VASO.....	18
2.2.3 PRUEBAS DE PERMEABILIDAD.....	18
2.2.4 ESTUDIO DE BANCO DE PRESTAMO.....	19
2.2.5 ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS.....	22
2.3 ESTUDIO TOPOGRAFICO.....	34
2.3.1 DELIMITACION DE LA CUENCA.....	34
2.3.2 LEVANTAMIENTO DEL VASO DE ALMACENAMIENTO Y EJE DE LA BOQUILLA.....	35
2.3.3 CONFIGURACION DEL VASO Y EJE DE LA BOQUILLA.....	37
2.3.4 SECCIONES TRANSVERSALES.....	40
2.3.5 AREAS Y CAPACIDADES.....	43

2.4	ESTUDIO HIDROLOGICO.....	47
2.4.1	VOLUMEN MEDIO ANUAL DE ESCURRIMIENTO..	49
2.4.2	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL.	50
2.4.3	VOLUMEN APROVECHABLE MEDIO ANUAL.....	54
2.4.4	VOLUMEN DE AZOLVES.....	55
2.4.5	CAPACIDAD TOTAL DE ALMACENAMIENTO.....	56
2.4.6	CAPACIDAD UTIL.....	56
2.4.7	USO CONSUNTIVO PECUARIO.....	56
2.4.8	METODO DE ESTIMACION DE AVENIDA MAXIMA	57
III.	DISEÑO DE LA OBRA DE RETENCION.....	62
3.1	TIPOS DE CORTINAS.....	62
3.2	SELECCION DEL TIPO DE CORTINA.....	63
3.3	DETERMINACION DE LA ALTURA MAXIMA DE DISEÑO.	64
3.4	SOLUCION Y ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	66
3.5	ESTIMACION DE AREAS Y VOLUMENES PARA TERRAPLEN, CORTE Y DESPALME.....	71
3.6	CURVA MASA.....	74
IV.	DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.....	80
4.1.	CLASIFICACION DE VERTEDORES.....	80
4.2.	SELECCION DEL VERTEDOR.....	81
4.3.	DISEÑO HIDRAULICO DEL VERTEDOR.....	81
4.4.	CANTIDADES ESTIMADAS DEL VERTEDOR.....	92
V.	OBRA DE TOMA.....	94
5.1.	PARTES CONSTITUYENTES DE LA OBRA DE TOMA....	94
5.2.	UBICACION DE LA OBRA DE TOMA	95
5.3.	DISEÑO HIDRAULICO DE LA OBRA DE TOMA.....	99
5.4.	CANTIDADES ESTIMADAS DE LA OBRA DE TOMA.....	101

VI. CONCEPTOS NECESARIOS PARA LA CONSTRUCCION.....	103
VII. RESULTADOS.....	104
VIII. DISCUSION DE RESULTADOS.....	105
IX. CONCLUSIONES.....	106
9.1. SOBRE EL DESARROLLO METODOLOGICO.....	106
9.2. SOBRE EL DISEÑO DE LA OBRA.....	106
X. RECOMENDACIONES.....	108
 BIBLIOGRAFIA.....	 109

I. INTRODUCCION.

El 7% del territorio nacional cuenta con clima húmedo, por lo tanto el resto 93% es de clima seco, semiseco y semihúmedo; teniendo la necesidad de pequeños almacenamientos para riego y abrevadero.

En Jalisco y específicamente lo que es llamado los altos y norte son lugares semiáridos por lo que su principal economía es pecuaria mas que agrícola. San Juan de los Lagos es uno de los municipios que forma parte de esa zona y al igual que los demás tiene la necesidad de agua por medio de bordería.

En el estado se han venido realizando una serie de pequeñas obras por parte de la Secretaria de Desarrollo urbano y Rural o Desarrollo Rural aplicado al campo. Aún en nuestros días la necesidad de información es de mucha importancia, la existente es buena y arroja resultados confiables pero parte esta contenida en la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (generada por ella misma), la restante fue creada por el Colegio de Postgraduados, por la Universidad Nacional Autónoma de México, Comisión Nacional del Agua y tesis de esas instituciones; de tal forma que no toda la gente tiene acceso a tal información. Otro inconveniente en la realización de bordos radica en que la información contiene un lenguaje técnico y profesional que solo el ingeniero con experiencia lo entiende; pues como lo dice el manual de Presas Pequeñas de la UNAM: se supone que el lector ha cursado teoría de mecánica de suelos, ha realizado prácticas intensivas identificación de suelos y tiene cierto entrenamiento en la ejecución de pruebas usuales de laboratorio.

A partir de lo anterior nace la inquietud de crear un seguimiento metodológico con los siguientes objetivos:

- 1.- Analizar los métodos de bordería.
- 2.- Seleccionar los métodos que aporten menor riesgo para un proyecto económico de capacidad pequeña (menor a 50 000 m³).
- 3.- Aportar información a la región sobre este tipo de obras, y sensibilizar las necesidades de infraestructura para la producción.

Ademas sera de gran utilidad este trabajo para el agrónomo recién egresado y para el que esta cursando la carrera de agronomía.

La tesis consta de ocho capítulos, cada uno de estos son analizados, tratando de hacerlos de forma sencilla para su interpretación y aplicación.

1.1. ANTECEDENTES.

Desde la época precolombina hasta nuestros días se han construido en México gran cantidad de pequeñas presas o bordos con el fin de almacenar agua o prevenir inundaciones. Por ejemplo, los Aztecas, usaban bordos de tierra; los hispanos preferían los de mampostería y, posteriormente, el mayor número de estas estructuras se han construido con suelo compacto por razones económicas.

En la República Mexicana un 52% del territorio se encuentra en la faja desértica entre 19° y 31° de latitud norte, es decir, es zona árida; un 31% es semiárido, el 10% corresponde a semihúmedo y solo un 7% a zonas húmedas. De acuerdo a lo anterior observamos que la mayor parte del país tiene humedad deficiente por lo que se hace necesario la construcción de pequeñas obras.

El gobierno federal conciente de la magnitud del problema por falta de suficiente agua para riego y abrevadero, en el año 1954 encomendó a la Secretaría de Agricultura y Ganadería un plan de inversiones tendientes a solucionar y fomentar el arraigo de los campesinos a su región. Ese plan consistió en la construcción de pequeñas obras de captación y derivación de los escasos y eventuales escurrimientos, para abastecer primero el hogar campesino, posteriormente saciar la sed de su ganado y finalmente proporcionar el riego de auxilio a fin de salvar cuando menos en parte la cosecha de su parcela. Este plan de inversión motivó la creación en ese año, de lo que fue la Dirección General de Ingeniería Agrícola que a partir de ese entonces estuvo atacando el problema relativo a la construcción de este tipo de obras, siguiendo el sistema básico de construcción por contrato a base de precios unitarios.

Posteriormente motivado por la demanda y aceptación de tipos de obras en una infinidad de comunidades rurales, en el año de 1972 fue creado el plan presidencial "Benito Juárez", que estuvo atacando el problema de construcción con maquinaria propia, siguiendo el sistema básico de construcción "por administración directa.

Entre las múltiples actividades que desempeña la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos en el ámbito nacional, tenía un papel muy importante el estudio, construcción y operación de obras para el aprovechamiento

de escurrimientos pequeños para riego, abrevadero y aprovechamientos domésticos.

Actualmente los gobiernos de los estados tienen a su cargo gran parte de la programación y ejecución de este tipo de obras, las que se realizan mediante contratación o por administración.

1.2. REVISION BIBLIOGRAFICA.

Marsall. J. R. (1974).- Indica que la construcción de pequeñas obras deben obedecer ya sea riego, consumo humano, abrevadero y/o recreo. El principal propósito en sus notas es la de orientar la labor del ingeniero en el diseño y construcción de modestas obras (altura menor de 10 mts.). El autor esta consiente de las limitaciones económicas y de tiempo que reduce la realización, pero estima que con pocos elementos y el uso racional de conocimientos de hidráulica, geotecnia y métodos constructivos, es posible ejecutar estas estructuras con el mismo grado de seguridad que el de grandes obras hidroeléctricas o de riego.

Supone que el lector ha cursado teoría de mecánica de suelos, ha realizado una practica intensiva de identificación de suelos y tiene cierto entrenamiento en la ejecución de pruebas usuales de laboratorio, maneja ideas básicas de mecánica de rocas y posee elementos de geología.

Su trabajo esta dividido es seis capítulos: Embalse, Cimentación, Materiales, Diseño, Construcción y Comportamiento; precedidos por una introducción relativa a los estudios preliminares de una obra hidráulica pequeña de almacenamiento.

Arteaga.T.R.E.(1975).- Define bordo de almacenamiento como aquel aprovechamiento cuya cortina es de sección homogénea u homogénea modificada con altura menor o igual a 15 mts. y capacidad máxima de tres millones de metros cúbicos.

La finalidad de su trabajo es el de exponer las normas y criterios generales que dentro de la Secretaria de Agricultura y Ganadería, rigen el estudio, proyecto, planeación y programa de la construcción de un pequeño almacenamiento.

Su obra tuvo nacimiento en la inquietud de aportar técnicas y métodos al encontrarse con una responsabilidad

en la construcción y diseño y, carecer de material suficiente para la ejecución; además que se motivo por la gran cantidad de obras que se estaban realizando.

Señala también que para obras que no rebasan los 5 mts. de altura se utilizan estudios rápidos y ejecuciones prácticas, siendo mínima la técnica aplicada, por el contrario de grandes obras; por lo que se hacia necesario material para obras de mediana capacidad.

El trabajo consta de ocho capítulos: Generalidades; Estudios, contemplando los topográficos, hidrológicos, geológicos, de mecánica de suelos y agroeconómicos; Diseño de la obra de retención; Diseño de la obra de excedencias; Diseño de la obra de toma; Zona de riego; Programa de construcción y finalmente Conclusiones y recomendaciones.

Señala en sus conclusiones que una obra debe ejecutarse por contratación o por administración directa, mostrando que cada una tiene sus ventajas; recomienda el promover mas obras, motivar la investigación al respecto, la utilización de vertedores económicos como el tipo lavadero y no sobrepasar los 15 mts. de altura en un bordo.

Colegio de Postgraduados (1980).- Se refiere a los estudios, diseño y especificaciones mínimas que se deben realizar para proyecto, diseño y control de la construcción de pequeñas obras hidráulicas para riego y abrevadero.

El manual esta integrado por nueve capítulos que comprende lo referente a: Proceso de elaboración del proyecto, estudios topográficos, estudios geológicos, estudios de mecánica de suelos, estudios hidrológicos, diseño de las obras, diseño de la zona de riego, algunos aspectos de estimación de cantidades de obra y algunos aspectos de construcción. También se ilustran hasta donde es posible, la utilización de información que las dependencias oficiales genera como son las fotografías aéreas; cartas topográficas, geológicas, edafológicas, de climas, de uso del suelo y de uso potencial que elabora la Dirección de Estudios del Territorio Nacional.

Los cuadros de cálculos y planos tipo se adaptaron de los utilizados en la exdirección General de Ingeniería Agrícola y en el explán presidencial "Benito Juárez" de la entonces Secretaria de Agricultura y Ganadería y de algunas publicaciones mismas que se indican en la bibliografía.

HERRERA R.M.E.L. (1985).- En su tesis muestra la preocupación por la conservación del suelo y agua, por lo

que señala una necesidad del mantenimiento de obras pequeñas.

Se refiere a la erosión como un fenómeno degradativo de mucho cuidado para el suelo. El viento y agua poco apoco arrastran partículas, y si aunamos la poca vegetación de algunas zonas, fuertes pendientes, lluvias torrenciales y terrenos descubiertos estos fenómenos son capaces de mover montañas y dejar improductivo a un terreno. En una cuenca tal es la cantidad de suelo arrastrado si se descuida en su mantenimiento que el vaso de captación se azolva antes del tiempo deseado.

Su trabajo lo dirige principalmente a dos puntos importantes como son: el mantenimiento del bordo y realización de presas filtrantes controlando la erosión por cárcavas. La tesis consta de siete capítulos encaminados al estudio, diseño y costos de bordo y cárcavas simultáneamente.

Finalmente concluye que la obra se justifica socialmente por abastecer de agua al ganado en la época de estiaje apoyando su conclusión en el diseño del bordo donde se demostró el llenado del mismo con un período de retorno de veinte años.

C.N.A., I.M.T.A. (1989).- Dedicar un capítulo en el Manual de Clasificación, Cartografía e Interpretación de Suelos; llamado interpretación de suelos.

En el capítulo da principal atención al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos haciendo una breve descripción y mostrando un conjunto de tablas interpretativas. dentro del sistema menciona la granulometría de las partículas, los tamices, su número para textura y el porcentaje de suelo que pasa por cada una de ellas; también anota bordos, diques, basureros, jardines, etc., clasificandolos según su aptitud como buena, regular o mala a la construcción mediante las mencionadas tablas.

Glen O.S. y otros (1990).- En su libro define la Ingeniería de Conservación de Suelo y Agua como la aplicación de los principios de ingeniería a la solución de los problemas del manejo de los mismos.

Dedicar un capítulo llamado Presas de tierra y depósitos rurales, donde manifiesta que sin importar el tamaño los principios son aplicados de igual forma a todas las estructuras de conservación: bordos, diques, estanques rurales y depósitos que tengan una altura total sobre el nivel del suelo que no exceda los 15 mts., a mayor altura se requiere mas precisión y un diseño especial.

Habla en su trabajo sobre propiedades de cimentación, requisitos, rocas, diseño para adaptar materiales, filtraciones a través de la cortina, taludes, corona, compactación, protección contra el oleaje, estabilidad y construcción; todo lo anterior de manera un tanto general.

Se observa en la revisión de la literatura la preocupación por la conservación del suelo y agua. Uno de los puntos importantes es el mantenimiento de las obras construidas y el medio que lo rodea como son la vegetación y actividad humana-animal. También es evidente el no correr ningún riesgo en cuanto a diseño y ejecución debiendo de cuidar los materiales a emplear, la época de construcción por el porcentaje de humedad en el medio ambiente, el saber elegir adecuadamente la obra de excedencias, cuidar las dimensiones más idóneas en los taludes para la cortina, una buena elección de los bancos de préstamo y finalmente realizar una buena labor de campo ya que de estas pruebas dependerá el éxito del diseño.

1.3 OBJETIVOS

- 1.- Analizar los métodos de bordería.
- 2.- Seleccionar los métodos que aporten menor riesgo para un proyecto económico de capacidad pequeña (menor a 50 000 m3).
- 3.- Aportar información a la región sobre este tipo de obras, y sensibilizar las necesidades de infraestructura para la producción.

REPORTE DE ANOMALIAS

CUCBA

A LA TESIS:

LCUCBA02604

**Autor:
Quezada Chico Guadalupe**

Tipo de Anomalia:

Errores de Origen:

Faltan paginas 11

II. METODOLOGIA.

La metodología del presente trabajo comprende estudios de prefactibilidad o campo, estudios básicos y diseño; Cada etapa es tratada y analizada siguiendo una lógica del proyecto conforme es requerida.

2.1. ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD.

Estos estudios comprenden parte de los estudios de campo, ellos determinaran las condiciones favorables o desfavorables para el diseño de la obra.

2.1.1. SOCIOECONOMICO .

Generalmente las obras de bordería son ejecutadas mediante inversiones gubernamentales por lo que intervienen los organismos oficiales. Un grupo de campesinos formula la solicitud ante la dependencia oficial que tiene a su cargo la ejecución de las obras, donde ellos deben especificar: El nombre de la comunidad, el tipo de tenencia (ejidal, asociación de pequeños propietarios, colonia agrícola, etc.). Debe ser firmada y sellada por las autoridades campesinas correspondientes y contener firmas o huellas digitales de los solicitantes, manifestandose que la solicitud es resultado de una determinación democrática de la colectividad.

Después de la solicitud se formula un cuestionario socioeconómico que se aplica a la comunidad contemplando límites geográficos, indicadores sociales, niveles de bienestar, materiales de construcción de viviendas, vestido y calzado, servicios, clasificación de tierras, etc.. Así se detectan las necesidades de la población en cuanto a infraestructura y servicios que esta frenando su buen desarrollo, para buscar alternativas de solución y canalizarlas hacia instituciones respectivas de apoyo al sector agropecuario; los resultados del cuestionario aplicado son los siguientes:

El estudio socioeconómico efectuado a los usuarios de la localidad de Santa Rosa, Municipio de San Juan de los Lagos, nos indica que los beneficiados de la obra proyecto, son aproximadamente 300 habitantes conformados en 50 familias, siendo la P.E.A., del 50 % de la población total; lo anterior muestra que tanto hombres como mujeres y adolescentes, se dedican a las actividades de aportación económica, generalmente como mano de obra familiar, que significa un ahorro sustancial en los gastos de la unidad económica familiar y en las labores agropecuarias.

Los niveles de bienestar son regulares, cuentan con casas de adobe principalmente y éstas en su mayoría carecen de sanitarios, o bien los excusados descargan a fosas sépticas. La población emplea vestimenta moderna, consistente en huaraches, zapatos, camisas, pantalones, vestidos, etc., el calzado es generalmente de piel de res y la vestimenta de algodón y materiales sintéticos. Es común el uso de huaraches y sandalias de poliuretano sobre todo en las actividades de la parcela agrícola.

La dieta básica consiste de maíz, frijol, chile, leche, huevos y nopalés, alimentos de consumo diario; y la carne que se consume a lo más una vez por semana. Las frutas y las verduras no se contemplan en la dieta y su consumo es esporádico y restringido a los productos de temporada dentro de la localidad.

En servicios, el único con que cuenta la comunidad es la electricidad, por tal manera, las necesidades de la población son principalmente agua potable, asistencia médica, teléfono ó radio y la pavimentación de la terracería de 10 km. que une al poblado con la carretera a la cabecera municipal.

En lo que respecta a infraestructura de producción rural, los agricultores cuentan con parcelas individuales de cuatro hectáreas en promedio, para un total de 125 has. temporaleras y 300 has. de agostadero. En la superficie agrícola se cultiva maíz en un 80 % y sorgo forrajero en un 10 % restante. Cuentan con yuntas y tractores, con los cuales desarrollan todas las labores del cultivo como son barbecho, rastreo, siembra y escarda (con yunta) y además la cosecha y los deshierbes son efectuados con el tractor y a veces en forma manual. Solo un agricultor cuenta con crédito de avío por un monto de 350,000.00, el cual de acuerdo con las encuestas, es oportuno y en efectivo. La asistencia técnica la proporciona la SARH y desde hace dos años no la hay.

En ganadería, se tienen 38 productores que cuentan con aproximadamente 1000 cabezas de ganado vacuno criollo, cuya explotación es extensiva, presentando una problemática fuerte por la falta de abrevadero, créditos y recursos económicos; el ganado es raquítrico en general, debido principalmente a la dieta de pastoreo y ramoneo, a las enfermedades y a las largas caminatas que efectúa para abrevar, se presenta piroplasmosis como enfermedad endémica. La calidad y densidad de los pastizales es baja a regular, por lo que el coeficiente de agostadero es de 6.79 Ha/U.A., por lo que evidentemente hay sobrepastoreo.

En síntesis, la comunidad requiere de infraestructura básica como es: pozo profundo para agua potable, bodega y tienda conasupo, clínica rural ó dispensario médico, despiedres en parcelas y bordos abrevaderos. Por lo que

desde el punto de vista social, se justifica ampliamente la construcción de la obra proyectada.

2.1.2. FISIOGRAFICO.

Al igual que el estudio socioeconómico se realiza un estudio fisiográfico que se refiere al paisaje del lugar. En este la función principal es el recabar el mayor número de información que servirá de base para el diseño: Se observa la forma de la cuenca con una tentativa aproximación de su área la cual se verificara en las cartas, fotografías aéreas u otro método topográfico para determinar la superficie; también el aprovechamiento en cuanto a volumen; se observa la pendiente; orientación; uso actual del suelo, donde se indican los porcentajes de la cubierta vegetal cuidando de tener suficiente seguridad porque de ello depende el cálculo correcto del escurrimiento de la cuenca; se anotan las texturas del vaso como de su cuenca; presencia de rocas; se describe la probable boquilla y características del vaso, por último se realizan las pruebas rápidas de campo como la permeabilidad; infiltración geológicas; banco de préstamo, donde se realizan pruebas de plasticidad, dureza, ductibilidad etc.; movilidad del agua; resistencias, etc.

A raíz de lo anterior se realizan vistas de inspección con el objeto de determinar la prefactibilidad técnica y económica de la obra. Una vez llegada la comisión encargada de esta tarea se procede a recorrer los lugares que se beneficiaran; los de aprovechamiento y sitios probables para localizar las estructuras integrantes del proyecto. Se recaba el mayor número de datos referentes a épocas de lluvia, magnitud aproximada de escurrimientos por aprovechar, caminos de acceso, localización probable del banco de material, posibles afectaciones de propiedad, aspectos legales de la obra y beneficios.

De acuerdo con los datos recabados y los observados se determina el sitio probable de la boquilla, su longitud y, simultáneamente se confirman los datos recibidos por las personas del lugar; dibujándose un croquis de la zona, de caminos, bancos, etc.

En el estudio fisiográfico del sitio y su cuenca de captación, se tomaron en consideración los aspectos de geología, topografía, suelos, uso del suelo y características de la cuenca y boquilla probable.

Geología:

La geología de la cuenca esta caracterizada por materiales de origen volcánico, es decir, rocas ígneas

extrusivas de tipo ácido en un 30 % de la superficie de la cuenca y 70 % restante cubierto por areniscas principalmente.

Topografía:

La topografía de la cuenca, es accidentada, correspondiendo a la parte alta de ésta, a un relieve plano o ligeramente ondulado con pendientes del 8% aproximadamente y en porción baja se caracteriza por cañadas escarpadas siendo el cauce principal el que corresponde al sitio seleccionado, las pendientes varían desde un 8% hasta un 30 %. La orientación general de la pendiente es de SSE-N.

Suelos:

Los suelos de la cuenca del bordo, se definen como Planosol éutrico (35%); Faeozem háplico (50%); Litosol (10%) y Vertisol pélico (5%). De colores café grisáceo o gris oscuro y gris muy oscuro en los vertisoles; dominan las texturas medias (90%) y en menor proporción las finas (10%); la estructura es de bloques subangulares de moderado desarrollo y prismática poco desarrollada. En el sitio de la boquilla, los suelos son vertisoles crómicos de textura arcillo limosa y franco arcillo arenosa.

Uso del suelo:

La cuenca presenta un uso de los suelos principalmente pecuario, esto es, matorral espinoso (45%); pastizal (25%); agricultura de temporal anual (25%) y erosión hídrica en cárcavas (5%).

Cuenca:

El área que presenta la cuenca del sitio proyecto, abarca una superficie de 41.54 km² (obtenida del capítulo topográfico en delimitación de la cuenca), de forma irregular y alargada en el sentido norte-sur con respecto al sitio de la boquilla; la pendiente general de la cuenca es de 2.58 %, con dirección sur-norte. De acuerdo con la nomenclatura FAO/UNESCO, dominan las texturas medias. La delimitación de la cuenca se observa en el croquis de localización, figura N° 1.

Boquilla:

La boquilla probable, presenta un trazo recto y corto, en la margen derecha, su borde es de roca, sobre el cauce se tiene arena y rocas y en la margen izquierda, material fino y medio. El vaso es un cauce de arroyo con paredes bien configuradas. Los bancos de préstamo se localizan dentro del vaso a una distancia de 20 a 50 mts. La permeabilidad es de 2.8 cm./hora. La boquilla y trazo del eje se referencian con el B.N.

Interpretación:

De acuerdo con la información obtenida de campo, se considera que la cuenca aporta con sobrada suficiencia,

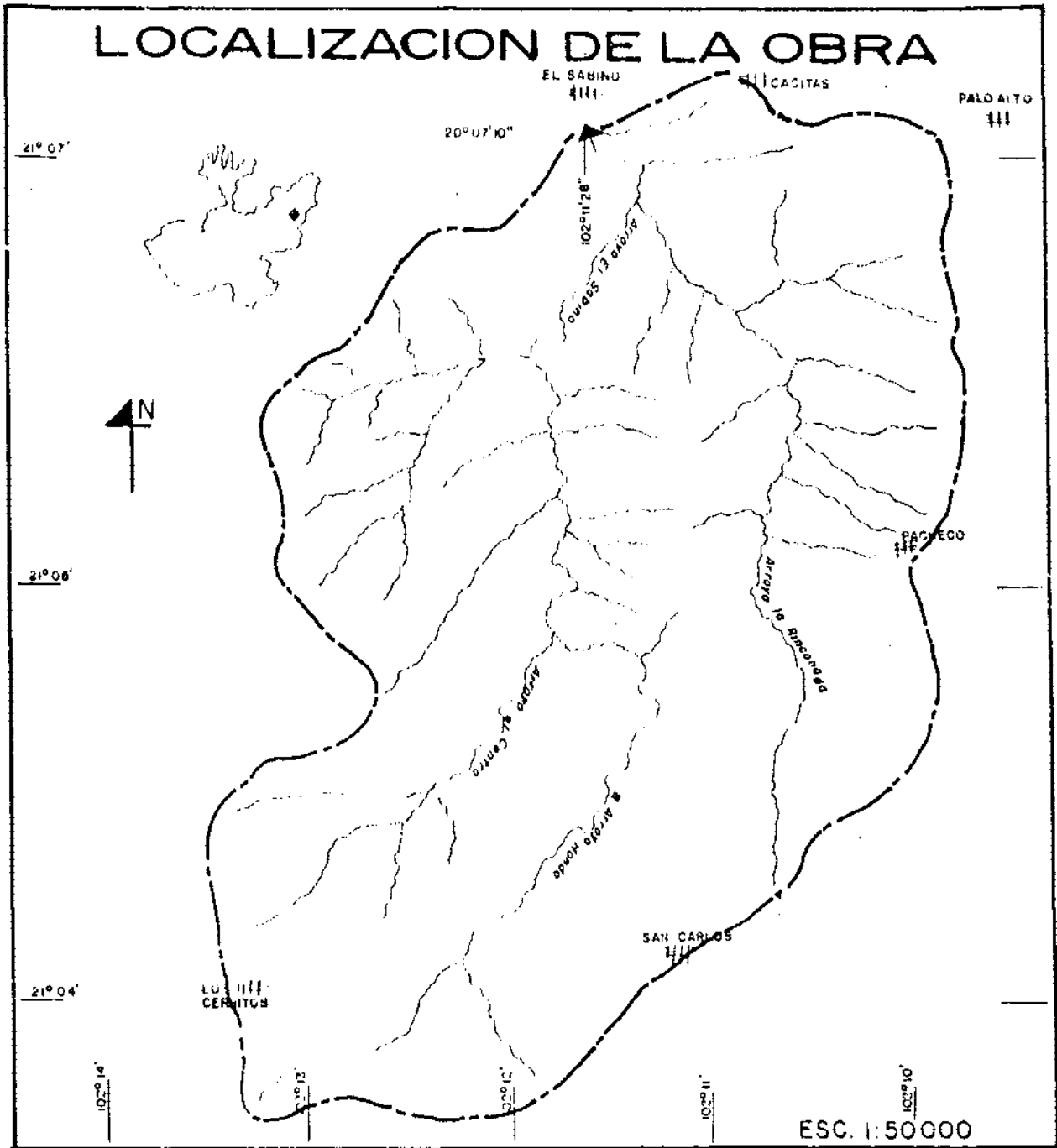


FIGURA I
 BORDO EL SABINO
 PEQUENA PROP. SANTA ROSA, MPIO. SN. JUAN DE LOS LAGOS

los volúmenes de agua necesarios para alcanzar la capacidad del bordo al NAN. Los bancos de material, están dentro del vaso y son suficientes para construir la obra, además de que esto tiene la ventaja de incrementar el volumen de almacenamiento.

En base a la información precedente y tomando la guía para interpretar suelos para represas (cuadro 2.1.1), se concluye que el sitio presenta limitación moderada por rocosidad y permeabilidad, habiendo necesidad de remover algunas rocas para el establecimiento de la trinchera y base del bordo.

CUADRO 2.1.1 GUIA PARA INTERPRETAR SUELOS PARA REPRESAS

CARACTERISTICAS DEL SUELO	LIMITACION			FACTOR LIMITANTE
	LIGERA	MODERADA	SEVERA	
Permeab. (cm/hr) (5.-150 cm)	< 1.5	1.5 - 5.0	>5.0	Filtración.
Prof.lecho roca (cm)	>150	50 - 150	<50	Profundidad a la roca.
Prof.a horizonte endurecido (cm).	>150	50 - 150	<50	Capa dura.
Pendiente (%)	<3	3 - 8	>8	Pendiente
Movimiento en masa	----	-----	ocurre	Movimiento en masa.

Fuente: National Soils Handbook, USDA-SCS, 1983.

2.2. ESTUDIOS GEOLOGICOS.

La construcción de una obra de captación requiere de cierta información geológica. Aun cuando se trate de pequeñas obras; es necesario que esta se construya dentro de la seguridad y en condiciones económicas que permitan asegurar la reditabilidad del proyecto.

Las propiedades que interesan conocer son: la resistencia mecánica y la permeabilidad de las rocas. En presas pequeñas, la resistencia de los materiales no representa mucho problema ya que, las cargas a que están

sometidas son mínimas, no así, la permeabilidad, ya que puede presentar pérdidas por infiltración conforme aumenta la carga en la presa. Por lo que se refiere a la permeabilidad de las rocas, existen terrenos permeables que a veces es incosteable la impermeabilización; otro problema es el no evaluar la permeabilidad, ya que por ser presas pequeñas no es sometida a sondeos de exploración y pruebas de permeabilidad.

2.2.1.- GEOLOGIA DE LA BOQUILLA.

Los estudios geológicos tienen por objeto indicar que tipo de materiales conforman al vaso y cuenca del proyecto y de acuerdo a ellos definir si el sitio es apto. Estos estudios consisten en obtener un perfil geológico; y por medio de un reconocimiento de la geología superficial, se observa en forma especial el grado de fracturamiento que afecta la roca, determinando la anchura y profundidad; se localiza la presencia de cavidades de disolución; se observa la granulometría de los materiales, sobre todo en caso de que afloren conglomerados.

Una vez terminado el reconocimiento geológico se excavan pozos a cielo abierto en el eje probable de la boquilla, espaciados de 40 a 100 mts. entre ellos de acuerdo a la longitud de la cortina y de acuerdo también a las variaciones del terreno; como mínimo se recomienda uno en cada ladera y otro cerca del cauce.

El objeto de los pozos a cielo abierto es conocer la profundidad de la roca sana, conocer la granulometría, etc.. Algunos autores indican que si no existen rocas en la zona, se excave hasta encontrar la capa impermeable. Los pozos generalmente son de 1.50 por lado x 1.50 mts. de profundidad, aunque su profundidad como se menciona también depende en caso de roca, hasta roca sana y en caso de acarreo hasta encontrar suelo firme; pero como máximo a una profundidad igual a la altura probable del bordo o bien a 10 mts. como máximo.

Se observan las paredes del pozo, se miden los espesores de los diferentes materiales, se anotan los contactos entre diferentes rocas y los espesores de roca intemperizada o acarreo que se tendrán que despallar para la construcción del bordo.

Con los datos obtenidos se podrá interpretar el grado de solubilidad, resistencia al agrietamiento, permeabilidad de esos materiales etc. Lo importante es tener suelo firme donde se empotrará la cortina.

2.2.2. GEOLOGIA DEL VASO.

Tomando en cuenta que al crearse un embalse la carga producida por el agua aumenta la posibilidad de que existan filtraciones, para tomar precauciones. El estudio del vaso de almacenamiento comprende la identificación de los tipos de contactos litológicos de las rocas que existan y de acuerdo a estos datos se delimitan: zonas permeables e impermeables, zonas de deslizamientos, valles cubiertos, fallas, domos, manantiales, etc.; en especial se pone atención en rocas solubles como calizas y yesos, a la presencia de manantiales permeables por fracturamiento o granulometrias que indiquen la posibilidad de pérdida de agua, auxiliándose con la vegetación, relieve, suelo etc., si aún después de lo anterior quedara duda se excavarán pozos, y si es necesario, pedir la asesoría de un geólogo.

Respecto a la roca debe destacarse una diferencia significativa entre rocas sedimentarias metamórficas e ígneas, mientras en estas últimas la permeabilidad es baja, en las primeras suele ser elevada debido a la porosidad (tobas y areniscas), conductos de disolución (calizas) o fisuramiento (lutitas). En todas ellas importa investigar el relleno de las grietas o fallas para evaluar la permeabilidad en conjunto.

Actualmente se cuenta con una gran cantidad de información, la que ha sido editada en cartas como las producidas por INEGI, de tal forma que gran parte de los estudios geológicos pueden ser elaborados a partir de esta cartografía, sobre todo en el caso de la geología superficial del vaso y cuenca del proyecto.

En el ejemplo mostrado, se utilizaron cartas de geología, suelos y uso actual de la cuenca, con las cuales se obtuvo la información básica de este proyecto.

2.2.3. PRUEBAS DE PERMEABILIDAD.

Esta prueba se realiza tanto en el vaso como en la boquilla y principalmente en lugares donde se duda de la impermeabilidad del suelo.

Algunos autores indican se realice la prueba en un pozo de 30 cm². de profundidad aproximadamente, llenándolo dos o tres veces hasta saturarlo, después de realizar dicha prueba, se relaciona tiempo con infiltración del líquido; si tarda más de 30 hrs. en absorberse el agua se considera un material sumamente impermeable.

Cabe mencionar que la prueba no necesariamente se debe realizar en el trazo a menos que un cambio en textura, color o algún indicio de cambio de material lo

demuestre; lo anterior en base a la dimensión del bordo y la capacidad de almacenamiento; pues en el caso tratado, la cortina no rebasa los 10 mts. de altura y su volumen no rebasa los 20 mil m³., y además no existe duda en el material, por tal razón no se realizó la prueba en el eje de la boquilla.

En la prueba de permeabilidad se realizó a 20 mts. aguas arriba de la cortina de manera similar a la descrita. Se abrió un pozo de pequeñas dimensiones aproximadamente de 30 cm de diámetro a una profundidad de 60 cm. ,tratando de abarcar suelo y subsuelo; se depositó agua hasta saturar siguiendo la relación tiempo-absorción, volviéndose a llenar hasta el nivel y se midió al los 30 minutos registrándose, nuevamente a 60 y 90 obteniendo un valor de 2.8 cm/hr.

Los rangos establecidos para esta prueba son los siguientes (según el cuadro 2.1.1 anteriormente señalado):

LIMITACION	RANGO
Ligera	< de 1.5 cm./hr.
Moderado	de 1.5 cm. a 5.0 cm./hr.
Severa	>5.0 cm./hr.

Concluyendo que el resultado de la prueba de 2.8 cm./hr. es de regular permeabilidad para el vaso, la cual se va mejorando conforme se acumulen los azolves y sellen los poros existentes, en el caso de la boquilla, la permeabilidad se vera fuertemente disminuida con la compactación del dentellón y la cortina.

2.2.4. ESTUDIO DE BANCO DE PRESTAMO.

Generalmente los bancos se localizan aguas abajo, a una distancia aproximada de tres veces la altura de la cortina; también se pueden localizar aguas arriba respetando la misma distancia como mínimo y asegurándose que exista suficiente material impermeable aun después de la explotación.

La selección de los bancos de préstamo se efectúa con base en la Clasificación de Suelos que consiste básicamente en el análisis granulométrico de campo y en las pruebas rápidas que permitan determinar los suelos que reúnen simultáneamente las características de impermeabilidad y estabilidad.

Una vez seleccionados los materiales se procede a delimitar las superficies que cubren y se excavan pozos a cielo abierto o se hacen sondeos con Palas posteadoras para definir el espesor; se cubica el volumen de cada banco de préstamo tomando en cuenta que la suma de los volúmenes debe ser superior en un 50 % con respecto al volumen de la obra por construir descontando los primeros 20 cm. de profundidad que corresponden al despalle del banco de material.

En campo se requiere clasificar los suelos de los posibles bancos de préstamo. La identificación se efectúa mediante el análisis granulométrico con el uso de mallas para partículas gruesas y pruebas rápidas para partículas finas; de acuerdo a los resultados se clasifica con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Los materiales de los bancos de préstamo para bordos de sección homogénea, deben ser de tal naturaleza que garanticen su estabilidad e impermeabilidad. Los suelos de partículas gruesas por ser friccionantes, contribuyen a la estabilidad pero deben estar mezclados con suelo de partículas finas que contribuyan a la impermeabilidad. Una cantidad tan pequeña como el 12 % de finos en arenas y gravas pueden hacer al suelo virtualmente impermeable, especialmente cuando los granos gruesos están bien graduados (ver tabla 2.2.3, guía para interpretar suelos, IMTA).

Una vez hechos los estudios rápidos de campo y abierto los pozos se extraen las muestras para enviarse al laboratorio de mecánica de suelos. Existen dos tipos de muestras: Alteradas e inalteradas; las alteradas son aquellas que no conservan las características del suelo en su estado natural y pueden ser integrales o parciales. Las integrales corresponde a una muestra compuesta de las capas del perfil, las parciales es una muestra por capa de perfil. En general las muestras alteradas se extraen de los perfiles para que el laboratorio determine las condiciones de compactación y humedad para colocarse en el terraplén; las alteradas parciales son las que mas se utilizan en pequeñas obras, estas se emplean casi exclusivamente para bancos de préstamo. Las inalteradas son las que conservan las características naturales del terreno y se extraen con el fin de obtener en el laboratorio sus propiedades mecánicas en las mismas condiciones que se presentan en su terreno natural; por esta razón deben extraerse y transportarse con cuidado. este tipo se requiere para estudiar y prever el comportamiento de la cimentación y determinar en un momento dado la estabilidad de la obra por construir, se utilizan mas en grandes obras donde se requiere un estudio mas minucioso y preciso.

Cuadro 2.2.3 Guía para interpretar suelos como bancos de material para bordos y diques

CARACTERÍSTICA DEL SUELO	CALIFICACION			FACTOR LIMITANTE
	BUENO	ACEPTABLE	POBRE	
Espesor de la capa (cm)	>150	75-150	<75	Capa delgada
1/ Clasificación unificada	-----	-----	GW, GP, SW, SP, GW-GM, GP-GM, SW-SM, SP-SM, 2/ (SM, GM)	Filtración
1/ Clasificación unificada	-----	3/ GM, 4/ CL	5/ ML, 6/ (SM, SP, CL-ML)	Tubificación
1/ Clasificación unificada	-----	-----	P1, OL, OH	Exceso de humus
1/ Clasificación unificada	-----	-----	MH, 7/ CH	Difícil de compactar
8/ Fracción >7.5cm (% por peso)	<15	15-35	>35	Piedras
Profundidad al nivel freático (cm)				Muy húmedo
Aparente	>120	60-120	<60	
Colgado	>100	30-100	<30	
Encharcamiento	-----	-----	Encharca	Encharcamiento
RAS (0-100 cm) o gran grupo o fase	-----	-----	>12 Matric, halic, fases sódicas	Exceso de sodio
Salinidad (mmhos/cm) (cualquier profundidad)	<8	8-16	>16	Exceso de sales
Contenido de yeso (%)	<5	5-10	>10	Exceso de yeso

1/ De la capa más gruesa entre los 25 y 150 cm.

2/ Se califica al suelo como "aceptable" si >20 % pasa por el tamiz No. 200 y como "bueno" si >30% pasa por este tamiz.

3/ Se califica al suelo como "bueno" si <35 % pasa por el tamiz No.200, <50 % pasa por el No. 40 y <65 % pasa por el No

4/ Se califica al suelo como "bueno" si el índice de plasticidad >15.

5/ Se califica al suelo como "aceptable" si el índice de plasticidad >10.

6/ Se califica al suelo como "aceptable" si <70 % pasa por el tamiz No.40 y <90 % pasa por el No. 10 y como "bueno" si <60 % pasa por el No.40 y <75 % pasa por el No.10.

7/ Se califica al suelo como "aceptable" si el índice de plasticidad <40.

8/ Promedio ponderado hasta los 100 cm.

Fuente: National Soils Handbook, USDA-SCS, 1983.

Lo ideal sería se estudiara el vaso para permeabilidad, el eje de la boquilla con muestra inalterada para estabilidad y cimentación y banco de préstamo para humedad y construcción con muestra alterada, pero debido a la dimensión de la obra, cantidad de material y costo tanto de personal como de laboratorio se prefiere omitir algunos de estos estudios donde no ofrecen riesgo. En el presente trabajo se obtuvieron dos muestras para banco de material, cuyos volúmenes estimados alcanzan un total de 26,240 m³; correspondiendo al Bp1 (márgen derecha), un volumen aproximado de 24,000 m³ y al Bp2 (márgen izquierdo) un volumen aprox. de 2,240 m³. El banco de material de la margen derecha presenta fuerte resistencia al quebramiento en seco, muy dúctil y con reacción negativa al movimiento del agua por lo que contiene arcillas plásticas. El banco de material de la margen izquierda es menos dúctil, con menos resistencia al quebramiento en seco y una reacción ligeramente perceptible al movimiento del agua, por lo que contiene un mayor porcentaje de arena.

De acuerdo a los límites de Atterberg:

Muestra N.1

L.líquido = 49; L. plástico = 37; I. plasticidad = 12;

cont. lineal = 7.7; Clasificación = OL-ML.

Muestra N.2

L.líquido = 33; L.plástico = 26; I.plasticidad = 7;
cont.Lineal = 5.2; Clasificación = OL-ML.

se considera que el Bp1, contiene aproximadamente un 33 % de arcillas mixtas, mientras que el Bp2 contiene aprox. 20 % de éstas, con cantidades considerables de arcillas de relación 2:1

Comparando con la guía para interpretar suelos como banco de material para bordos (cuadro 2.2.3), se determina que el Bp1, presenta una clasificación buena por su espesor (2.00 mts.); por el bajo contenido de piedras (menos 15 %); sin manto freático; no hay problema de encharcamiento; no hay presencia de sales, sodio o yeso. Pobre por el tipo de material (OL-ML) considerandose como excesivo en humus y riesgo de tubificación. Poco compresibles, lo que indica bajo contenido de materia orgánica.

El laboratorio clasificó el material para banco de préstamo del "Sabino" como Op y Lp. Interpretando estos resultados tenemos que el suelo compactado es semipermeable a impermeable, la compatibilidad es media y la adaptabilidad a bordos de sección homogénea es de 6 a 8 , es decir, el material es moderadamente adecuado para la construcción del bordo, la idea se aclara al ver el cuadro

4.8 propiedades de los suelos (Manual para pequeñas Obras Hidráulicas para Riego y Abrevadero, CP,1980). Debe usarse la mezcla de materiales Op y Lp, siendo de máxima importancia el humedecimiento del suelo y el control de la humedad en las diferentes capas, cuyo espesor de tendido debe ser de 20 a 30 cm. de capa suelta; debido a la susceptibilidad al agrietamiento, se recomienda que la humedad de colocación (wc) sea igual a la óptima, humedeciendo el material por aspersion y la energía de compactación deberá ser no menor del 95 % de la prueba proctor standard. Se requiere de rodillo neumático o rodillo pata de cabra, caso contrario, se sugiere la compactación de las capas con el paso del tractor mas pesado disponible (DC-7 o DC-8).

La prueba de compactación indica para la muestra 1, un peso específico de suelo seco compacto de 1,149 kg/m³ con 15.6 % de humedad. Para la muestra 2, es de 1,134 kg/m³ con un 10 % de humedad; valores óptimos que serán confrontados con la compactación del terraplén para verificar el grado de compactación (prueba proctor).

2.2.5. ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS.

Son los que determinan la construcción de la cortina y seleccionan el material adecuado en calidad para abastecer el volumen de terracería; ademas que permiten definir las características mecánicas de los materiales para construcción y cimentación del bordo.

En la Boquilla.- Es útil para determinar la profundidad a que debe proyectarse el desplante del bordo y dentellón, o corazón impermeable; determinandose desde un principio, si estos resultan económicos o si se debe estudiar otra boquilla.

En el Vaso.- Estos estudios de mecánica de suelos tienen el objetivo de determinar si el suelo que lo constituye es suficientemente impermeable, o bien, si existen zonas que requieren tratamiento especial.

El SUCS clasifica a los suelos en :

- Gravas (G).
- Arenas (A).
- Limos (L).
- Arcillas (B).
- Suelos Orgánicos (O).
- Turbas (T).
- Suelos bien graduados (b).
- Suelos mal graduados (m).
- Suelos poco comprensibles (p).
- Suelos comprensibles (c).

SIMBOLO	PERMEABILIDAD DEL SUELO COMPACTADO	RESISTENCIA AL CORTANTE COMPACTADO Y SATURADO	COMPACTABILIDAD COMPACTADO Y SATURADO	TRABAJABILIDAD COMO MATERIAL DE CONSTRUCCION	ADAPTABILIDAD A BORDOS DE SECCION HOMOGENEA
Gb	Permeable	Excelente	Despreciable	Excelente	—
Gm	Muy permeable	Buena	Despreciable	Buena	—
GL	Semipermeable o permeable	Buena	Despreciable	Buena	2
GB	Impermeable	Buena a regular	Muy baja	Buena	1
Ab	Permeable	Excelente	Despreciable	Excelente	—
Am	Permeable	Buena	Muy baja	Regular	—
AL	Semipermeable a impermeable	Buena	Baja	Regular	4
AB	Impermeable	Buena a regular	Baja	Buena	3
Lp	Semipermeable a impermeable	Regular	Media	Regular	6
Bp	Impermeable	Regular	Media	Buena a regular	5
Op	Semipermeable a impermeable	Baja	Media	Regular	8
Lc	Semipermeable a impermeable	Regular a baja	Alta	Mala	9
Bc	Impermeable	Baja	Alta	Mala	7
Oc	Impermeable	Baja	Alta	Mala	10
T	—	—	—	—	—

El Núm. 1 indica el material más opto.

Cuadro 48. Propiedades de los suelos

Las gravas son materiales estables y muy permeables cuando carecen de finos, fáciles de compactar y la humedad las afecta ligeramente.

Las arenas en general tienen las mismas características que las gravas, pero en distinto grado, o sea, son menos estables, menos permeables y mas sensibles a la humedad y a las heladas.

Los limos son inestables en presencia de agua y tienden a ponerse en suspensión cuando se saturan, son medianamente impermeables, difíciles de compactar y altamente sucesibles a hinchamiento por heladas.

Las arcillas prácticamente son impermeables, difícil de compactar cuando están húmedas e imposible drenar por medios ordinarios. Cuando húmedas tienen baja resistencia al esfuerzo cortante, cuando secas la resistencia puede ser considerable. Hay arcillas que sufren expansiones y contracciones con los cambios en contenido de humedad, por lo que estas son desechadas para la construcción de bordos, a menos que se combinen con material grueso para mejorar un poco la condición, tal es el caso de las arcillas compresibles que requieren un esfuerzo muy grande para compactarlas, esto debido ala gran capacidad de intercambio catiónico que impide la total salida del agua de su red cristalina y cuando secas se atraen las partículas fuertemente que disminuye considerablemente su volumen. Un ejemplo claro de estas arcillas son las montmorillonitas.

Los suelos orgánicos y las turbas definitivamente no sirven para la construcción de obras o bordos de tierra debido a que tienen la tendencia a crear vacíos, ni aun combinandolos con otro material.

Las pruebas más comunes que realiza el laboratorio de mecánica de suelos son la clasificación granulométrica, compactación, consistencia, permeabilidad y resistencia al esfuerzo cortante.

El análisis granulométrico determina el tamaño de los granos del suelo y obtiene los porcentajes de los diferentes tamaños mediante el empleo de mallas, por agua o por método de Bouyoucos.

En la prueba de compactación se entiende por todo el proceso de acción dinámica, (como paso de rodillos) que aumenta el peso volumétrico del suelo y su resistencia al esfuerzo cortante y al mismo tiempo disminuye la compresibilidad y la permeabilidad. Para la terracería de los bordos estables e impermeables, es necesario compactar a un máximo grado (dependiendo del material); por ejemplo,

si hablamos de un 100% de compactación no existiría en un suelo porosidad (aunque en la realidad esto nunca ocurre). Para suelos poco compresibles, arenas y gravas con un grado bajo de compactación (mayor de 85 %) se alcanza la estabilidad al compactarse con poco peso, por el contrario para suelos compresibles este grado debe ser alto (95 %) o manejar la alternativa de mezclarlo con material gravoso o arenoso.

Los límites de consistencia de Atterberg se determinan para clasificar a los suelos de grano fino de acuerdo con su plasticidad, y esos suelos según su contenido de humedad pueden presentarse en cuatro estados de consistencia; así un suelo se encuentra en estado sólido cuando está seco, si se le agrega agua pasará gradualmente al estado semisólido, plástico y finalmente líquido. A los límites entre estos estados se llaman límites de consistencia de Atterberg y con ello se calculan los índices como, el índice de plasticidad, de contracción etc;. Una vez con los límites en la carta de plasticidad de CASAGRANDE el laboratorio clasifica al suelo según el SUCS por ejemplo en Bp, Bc, etc.(Fig No 2).

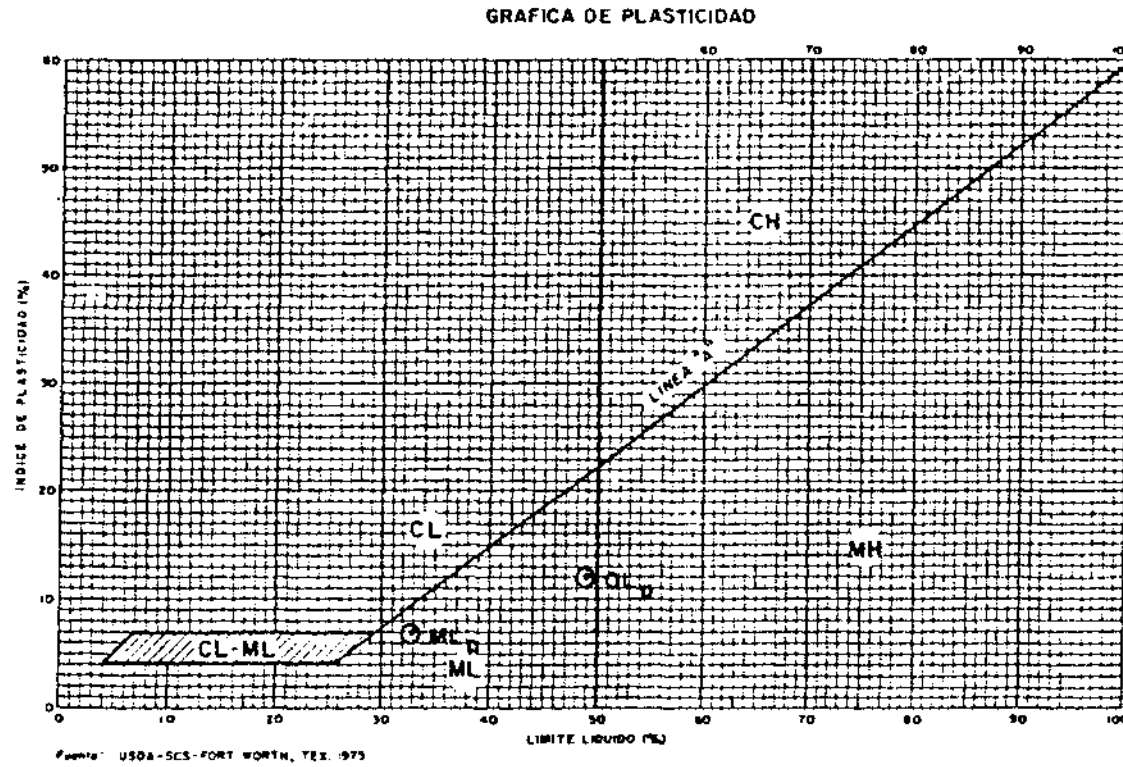
La permeabilidad es una cualidad del suelo que evalúa la facilidad que presenta el mismo al paso del agua cuando está saturado, la expresión de esta cualidad se conoce como el coeficiente "k" y sus unidades son cm./seg..

Pruebas de resistencia al esfuerzo cortante impide que los taludes se deslicen cuando están saturados. Las fuerzas que impiden que un material se deslice son la cohesión y la fricción de los granos del suelo. Las gravas y arenas presentan la cualidad de tener cohesión y fricción elevada aun estando saturado, lo que no ocurre con las arcillas que se vuelven plásticas y deslizantes.

Las pruebas rápidas que se realizan en el trabajo de campo son las que a continuación se describen:

- TEXTURA.- Estas son al tacto para la cuenca y vaso.
- PERMEABILIDAD.- En la boquilla y vaso, prueba que se describió.
- GEOLOGICAS.- Se observa la roca y de ser necesario se excava hasta encontrar roca sana en diferentes puntos de la cuenca.
- MOVILIDAD DEL AGUA.- En esta prueba se hace una masa de suelo (en la palma y golpear) si brilla es reacción positiva conteniendo arenas, de lo contrario es arcilla de alta plasticidad.

Sistema unificado de clasificación de suelos



MUESTRA Nº 01

L. LIQUIDO: 49
 L. PLASTICO: 37
 I. PLASTICO: 13
 CONT.LINEAL: 7.7
 S.U.C.S.: OLo-MLp

MUESTRA Nº 02

L. LIQUIDO: 33
 L. PLASTICO: 26
 I. PLASTICO: 07
 CONT.LINEAL: 5.2
 S.U.C.S.: OLo-MLp

OLp (Op).- Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad. MLp (Op).- Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillas ligeramente plásticas.

FIGURA. 2

-DUCTIBILIDAD.- La misma masa se rodilla, si estos se pueden colgar es material muy dúctil, por lo que contiene arcilla, si no, ésta masa contiene limos.

-RESISTENCIA AL QUEBRAMIENTO EN SECO.- Si seca ofrece resistencia el suelo contiene arcilla.

Es importante el hacer estas pruebas con la mayor precaución posible, pues como se mencionó anteriormente de estas pruebas y reporte de datos en el estudio, dependerá el diseño del bordo.

Dentro de los estudios de campo se encuentra la identificación e interpretación de suelos, aunque esto también se realiza en gabinete con cartas del INEGI. A continuación mostraremos unas tablas donde se resume aptitud a la construcción de bordería; primero se mostraran los términos empleados para señalar los problemas, después las tablas de suelos según la clasificación FAO/UNESCO:

TERMINOS EMPLEADOS PARA MOSTRAR LOS PROBLEMAS EN CONSTRUCCION

SUELOS EXPANSIVOS.- Se les llama así a aquellos cuyo volumen varía de acuerdo a su contenido de humedad.

SUELOS DISPERSIVOS.- Cuando hay flujo de agua en un suelo algunas partículas se ven arrastradas a través de los poros, propiciando la formación de canalículos que dan lugar a fallas por tubificación, principalmente en bordos homogéneos para almacenamiento de agua.

SUELOS COLAPSABLES.- Se denomina así a aquellos suelos que sufren fuertes asentamientos repentinos cuando se saturan total o parcialmente.

SUELOS CORROSIVOS.- Se refiere a la acción de disolver o dañar ciertos materiales estructurales como el acero o concreto sin protección.

METERIA ORGANICA.- Al descomponerse, ocurren reacciones químicas que alteran las características físicas del suelo. Así mismo se generan vacíos o huecos que pueden propiciar la falla. Los suelos que contienen materia orgánica, aunque sea en pequeñas cantidades son mas compresibles y menos estables que los que no la contienen.

GRANULARES O SUELTOS.- Por lo general son suelos muy permeables y que presentan un soporte deficiente a las construcciones levantadas sobre ellos.

CUADROS DE SUELOS

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
A	Ortico	Hte. A materia org.	Bueno	Despalme
C				
R	Férrico	Hte. A materia org.	Bueno	Despalme
I				
S-	Humico	Hte. A materia org.	Moderado	Despalme y compactado
O		y colapsable.		
L	Plintico	Hte. A materia org.	Bueno	Despalme
(A)	Gleyco	Hte. A materia org.	Bueno	Despalme

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
A	Ocrico	Hte. A materia org.	Moderado	Compactado
N		htes. B y C colps.		
D	Molico	Hte. A materia org.	Moderado	Compactado
O		htes. A y B colaps.		
S	Humico	Hte. A materia org.	Moderado	Compactado
O		htes. A, B y C colap.		
L	Vitrico	Hte. A materia org.	Moderado	Compactado
(T)		htes. A, B y C colap.		

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
A	Ferralico	Mat. granulares	Malo	Membrana imper.
R		suelos		
E	Luvico	Mat. granulares	Malo	Membrana imper.
N		suelos		
O	Cambico	Mat. granulares	Malo	Membrana imper.
S		suelos		
O	Albico	Mat. granulado	Malo	Membrana imper.
L		suelto		
(Q)				

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
C A M B I S O L (B)	Gelico	Nieves perpetuas	Malo	
	Gleyico	Hte. A mat. orga. dispersivo,orros. hte. B y C exp.,disp. y corrosivo.	Malo	
	Vertico	Hte. A mat. org. corosivo, hte.B exp., disp, y corros., hte. C disp. y corrs.	Malo	
	Calcico	Hte. A mat. org. htes. B y C corrs.	Malo	
	Humico	Hte. A mat. org. y colapsible	Moderado	Despalme y compactado
	Ferralico	Hte. A mat. org.	Bueno	Despalme
	Cromico	Hte. A mat. org.	Bueno	Despalme
	Districo	Hte. A mat. org.	Bueno	Despalme
	Eutrico	Hte. A mat. org., corrosivo, htes.B y A corros. y dispersivo	Malo	

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
C A S T A Ñ O Z E M (K)	Haplico	Htes. B y C pueden comportarse como disp. y/o corros.	Moderado	Compacta.
	Calcico	Htes. B y C corrs.	Moderado	Compacta.
	Luvico	Htes B y C pueden comportarse como disp. y/o corros.	Moderado	Compacta.

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
C H E R N O Z E M (C)	Haplico	Hte. A mat. org. B y C corrs.y disp.	Malos	
	Calcico	Hte. A mat. org. B y C corros.	Malos	
	Luvico	Hte A mat. org. B y C corrs.y disp.	Malos	

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
F	Gleyico	Hte. A mat org.	Malos	
E		B y C corrs.y disp.		
O	Luvico	Hte. A mat.org.	Malos	
Z		B y C corrs.y disp.		
E	Calcarico	Hte A mat. org.	Malos	
M		B y C corrosivos		
(H)	Haplico	Hte. A mat. org.	Malos	
		B y C corrs. y disp.		

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
F	Plintico	Hte. A mat. org.	Buenos	Despalme
E				
R	Humico	Hte. A mat. org.	Bueno	Despalme
R				
A	Acrico	Hte. A mat. org.	Bueno	Despalma
L				
S	Rodico	Hte. A mat. org.	Bueno	Despalme
O				
L	Xantico	Hte. A mat. org.	Bueno	Despalme
(F)				
	Ortico	Hte. A mat. org.	Bueno	Despalme

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
F	Tionico	Hte. A mat org.	Moderado	Despalme
L		y corrs. Hte. C		
U		corrosivo		
V	Gleyico	Hte. A mat. org.	Moderado	Despalme
I		htes. A y C disp.		y compac.
S		y corrosivos		
O	Calcarico	Hte. A mat. org.	Malos	
L		hte C colap., disp.,		
(J)		corrs.y g.sueltos		
	Districo	Htes A y B granos	Malos	corazón
		sueltos y colap.		imper.
	Eutrico	Hte. A coalp. y	Malos	
		g. sueltos, C colap.		
		corrs., disp.y suelt.		

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
G L E Y S O L (G)	Plintico	Hte. A organico exp., disp. y corrs.	Moderado	Despalme y compac.
	Vertico	Hte. A erg. exp. B y C exp., disp. y corrosivo	Malos	alta compac.
	Molico	Hte. A organico, B y C disp. y corrs.	Moderado	Despalme y compac.
	Humico	Hte. A mat. org.	Bueno	Despalme
	Calcarico	Hte. A mat. org. B y C corrosivos	Moderado	Despalme
	Districo			
	Eutrico	Htes. B y C disp. y corrosivos	Moderado	Compactado

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
H I S T O S O L (C)	Districo	Hte. A altamente organico	Malos	
	Eutrico	Hte. A altamente erg., C disp, exp. y corrosivo	Moderado	Despalme y alta compac.

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
L I T O S O L (I)	No tiene	Pedregosidad	Malos	Solo para cubierta de taludes y corona

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
L U V I S O L (L)	Plintico	Hte. A mat. Org.	Bueno	Despalme
	Gleyico	Hte. A mat. org.	Bueno	Despalme y compactado
	Vertico	Hte. A mat. orga. B y C corrosivos	Moderado	Despalme y alta compac.
	Calcico	Hte. A mat. org. B y C corrosivos	Moderado	Despalme
	Albico	Hte A mat. org. E colap. y g.sueltos	Moderado	Deapalme y compactado
	Ferrico	Hte. A mat. org.	Bueno	Despalme
	Cromico	Hte. A mat. org.	Bueno	Despalme
	Ortico	Hte. A mat. org.	Bueno	Despalme

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
N I T O S O L (N)	Humico	Hte. A mat. org.	Bueno	Despalme
	Districo	Hte. A mat. org.	Bueno	Despalme
	Eutrico	Hte. A mat. org.	Bueno	Despalme

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
P L A N O S O L (W)	Sodico	Hte. A mat. org.,E colap.,B exp.,disp y corrs.,C corrs.y disp.	Moderado	Despalme y compac.
	Molico	Hte. A mat. org.,E colap.,B y C corrs.y	Moderado	Despalme y compac.
	Humico	Hte. A mat. org.,E colapsable	Moderado	Despalme y compac.
	Districo	Hte. A mat. org.,E colapsable	Moderado	Despalme y compac.
	Eutrico	Hte. A mat. org.,E colap.,B y C corrs.	Moderado	Despalme y compac.

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
P O D Z O L (P)	Placico	Hte. A mat. org.,E colap.,hte.B mat. organica	Malo	
	Gleyico	Hte.A mat. org.,E Colap.,hte.B mat. organica	Malo	
	Humico	Hte. A mat. org.,E colap.,hte.B mat. organica	Malo	
	Ortico	Hte. A mat. org.,E colapsable	Moderado	Despalme y compac.

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
P O D Z O L U V I S O L (D)	Gleyico	Hte. A rico mat. org.,E colapsable	Moderado	Despalme y compac.
	Districo	Hte. A rico mat. org.,E colapsable	Moderado	Despalme y compac.
	Eutrico	Hte. A rico mat. org.,E colapsable	Moderado	Despalme y compac.

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
R A N K E R (V)	No tiene	Hte. A por mat. organica.	Bueno	Despalme

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
R	Gelico	Hte. C granulares	Malos	
E		suelos		
G	Calcarico	Htes. A y C colap.	Malos	Corazon
O		gran. sueltos		imper.
S	Districo	Htes. A y C gran.	Malos	Corazon
O		suelos		imper.
L	Eutrico	Htes. A y C colaps.	Malos	Corazon
(R)		gran.suelos y corrs.		imper.

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
R				
E				
N				
D				
Z	No tiene	Hte A materia	Buenos	Despalme
I		organica		
N				
A				
(E)				

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
S	Gleyico	Hte. A mat. org.	Moderado	Despalme
O		disp. y corrs.,B		y compac.
L		y C corrs. y disp.		
O	Takirico	Hte. A y B exps.,	Moderado	Alta
N		disps. y corrs. C		compac.
C		disp. y corrs.		
H	Molico	Hte. A mat org.	Moderado	Despalme
A		B y C disp.y corrs.		y compac.
K	Ortico	Hte. A mat. org.	Moderado	Despalme
(Z)		B y C disp. y corrs.		y compac.

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
S O L O N E T Z (S)	Gleyico	Hte. A org., disp. y corrs., E colap., disp. y corrs., B y C exp., disp. y corrs.	Moderado	Despalme y alta compac.
	Albico	Hte. A org., disp. y corrs., E colap., disp. y corrs., B y C Exp. disp. y corrs.	Moderado	Despalme y alta compac.
	Molico	Hte. A org., disp. y corrs., B y C exp., disp. y corrosivo	Moderado	Despalme y alta compac.
	Ocrico	Hte. A disp. y corrs. B y C exp., disp. y corr.	Moderado	Alta compac.

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
V E R T I S O L (V)	Pelico	Htes. A y C exp., disp. y corrosivos	Malos	Alta compac.
	Cromico	Htes. A y C exp., disp. y corrosivos	Malos	Alta compac.

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
X E R O S O L (X)	Luvico	Htes. A, B y C corrosivos	Bueno	Compactado
	Gypsico	Htes. A, B y C corrosivos	Moderado	Compactado
	Calcico	Htes. A, B y C colap. y corrs.	Moderado	Compactado
	Haplico	Htes. A y C colap. y corrs., B colap., disp. y corrosivo	Moderado	Compactado

UNID.	SUBUNID.	PROBLEMA	APTITUD	RECOMENDA.
Y	Takirico	Htes. A,B y C	Moderados	Compactado
E		disp. y corrs.		
R	Luvico	Htes. A,B y C	Moderados	Compactado
M		corrosivos		
O	Gypsico	Htes. A,B y C	Moderados	Compactado
S		corrosivos		
O	Calcico	Htes. A,B y C	Moderados	Compactado
L		colap. y corrs.		
(Y)	Haplico	Hte. A colap.y corrs.,B y C colap., disp.y corrosivos	Moderados	compactado

2.3. ESTUDIO TOPOGRAFICO.

Estos estudios incluyen tanto la fase de campo como la de gabinete; por lo que a continuación se describen cada una de las etapas del levantamiento, siguiendo un orden secuencial campo - gabinete.

2.3.1. DELIMITACION DE LA CUENCA.

Este estudio se realiza para determinar la superficie de la misma y forma de concentración de las aguas, con el fin de utilizar esta información en el estudio hidrológico del proyecto.

El levantamiento comúnmente es de gran visión, recorriendo lo que es el parteaguas y dejando señales que servirán de referencia para que en el mapa topográfico (INEGI) se localice la superficie así como la forma de la cuenca.

Generalmente todos los autores de la literatura revisada concuerdan en la utilización de cartas topográficas del INEGI, mapas de la Defensa Nacional, fotografías aéreas ; aunque existen levantamientos topográficos en campo para delimitar la cuenca y a la vez arearla en planos donde se vacía la información. Esos levantamientos son: intersección con tránsito, método por estaciones alternas y el de lecturas angulares. Estos no son considerados en este trabajo por el elevado costo y además porque son empleados en obras de gran tamaño y precisión.

Señalamos que comúnmente es de tipo general porque la obra no requiere de mucha precisión respecto a la cuenca, pues el volumen almacenado no excede los 50 000 metros cúbicos para abreviar ganado; en caso contrario si se utilizara con fines de riego y consumo humano además del de abreviar necesitaría de un levantamiento mas preciso.

En el presente trabajo se utilizó la carta topográfica del INEGI, donde siguiendo el escurrimiento, cerros y lomas dominantes se trazo el parteaguas tomando como referencia el cauce del arroyo principal. Posteriormente se determino su área, la cual fue de 41.575 km², así mismo su pendiente utilizando la siguiente fórmula:

$$S = \frac{L}{H} \times 100$$

Donde:

- S.- Pendiente en %.
- L.- Longitud del punto mas lejano del sitio de la cortina en mts.
- H.- Altura o diferencia de curvas entre los dos puntos señalados en mts.

Resultando = 2.58 %

Complementando la información se anota la forma de la cuenca, su orientación geográfica y la pendiente. Por ejemplo en el estudio la cuenca es de forma irregular y alargada, orientada norte-sur, con pendiente del 2.58 %. En la fig. N° 1 se muestra el mapa donde se trazo el parteaguas de la cuenca.

2.3.2.- LEVANTAMIENTO DEL VASO DE ALMACENAMIENTO Y EJE DE LA BOQUILLA.

El levantamiento se efectúa con la finalidad de configurar el vaso de almacenamiento y la boquilla con lo que se determina la capacidad y el área inundada a diferentes alturas de la cortina.

El levantamiento del vaso se hace simultáneamente con el de la boquilla. En forma preliminar se localiza el vertedor y la obra de toma, proponiendo el área de embalse, con lo que se tiene una idea clara de la superficie a levantar.

Existen dos métodos topográficos que mas se utilizan en el levantamiento:

Poligonal cerrada.- Este método consiste en seguir aproximadamente la cota del nivel de embalse probable hasta cerrar la poligonal en el lugar de origen.

Conservación de azimutes y estadia. Este es el que se empleo en el presente trabajo. Después de un recorrido ocular se localiza el lugar de la boquilla donde la topografía del sitio se adecúa a este fin, y donde pasa el arroyo principal o permita la media luna; se instala el tránsito en el margen derecho o izquierdo para una mayor cobertura en el cual se le asigna el cadenamiento 0+000 y una cota arbitraria de 100 mts.; posteriormente se toman lecturas a cada 10 o 20 mts. y a menos distancia cuando la pendiente del terreno o inflexiones (si las hubiese) lo requieren. Después de haber levantado la boquilla se localizan puntos de control en lugares estratégicos que reflejan la topografía dominante, tomando lecturas y de ser necesario estaciones obligadas a lo largo y ancho del vaso.

Poligonal cerrada de tres lados.- Esta es una variante en los levantamientos de vasos de almacenamiento, donde uno de los tres lados coincide aproximadamente con el eje de la boquilla y uno de los vértices queda dentro del vaso aguas arriba del sitio probable del bordo.

Todo lo anterior es realizado por un topógrafo y uno o dos estadaleros, dos macheteros, dos cadeneros, etc. Esta gente reporta una tabla de cotas y coordenadas, las cuales ellos u otras personas que auxilian el proyecto, vacían en un plano para configurar el vaso y curvas de nivel.

Donde:

- Azimut.- Orienta magnéticamente el punto visado.
- Angulo vertical.- Proporciona la altura del punto observado.
- Hilo medio y superior.- Dan la distancia por estadia.
- Coordenadas "X","Y".- Son las distancias para para pasar al plano los puntos.
- Observaciones.- Son anotaciones especiales como potreros, centros de arroyo, etc.

- Cotas.- Son las elevaciones de cada punto.
- Distancias.- Es la distancia con respecto a la estación.

2.3.3- CONFIGURACION DEL VASO Y EJE DE LA BOQUILLA.

La razón fundamental es dibujar la topografía del terreno natural para que sirva de base a cálculos de áreas, capacidades y terracerías.

En el levantamiento del vaso en campo son arrojados datos de cotas y coordenadas como se mostro anteriormente, tales son vaciados generalmente en papel milimétrico para su exacta localización. Las dimensiones aproximadas del papel son 50 cm², y a una escala de 1:500. Debe aclararse que estas dimensiones y escala no es regla general, lo que se busca es tener una visión de buen tamaño para facilitar el trabajo, otras escalas frecuentes son: 1:1000 y 1:2000.

Se considera necesario anotar las formulas de donde se obtuvieron las cotas y coordenadas con el objeto de verificar algunos puntos confusos para quien se encuentre configurando el vaso (lo ideal es que el topógrafo realice la configuración):

$$\text{Cota} = \text{Sen} (\text{Ang. Vertical} \times 2) \text{ entre } 2 \times \text{Dist. sin corregir} + \text{Cota inicial.}$$

A la cota resultante se le suma o resta la diferencia de la altura del aparato, cuando:

Altura del aparato > Hilo medio, la diferencia se suma.

Altura del aparato < Hilo medio, la diferencia se resta.

Posteriormente se debe ajustar la distancia para trabajar las coordenadas con la siguiente formula:

Dis.ajustada= (Cos.Ang.ver.)² (Dist. no
ajustada).

Para coordenadas:

Coord."x"= (Sen Az.) (Dis. o Cade. ajus.) + Coor. de
origen.

Coord."y"= (Cos Az.) (Dis. o Cade. ajus.) + Coor. de
origen.

Cuando cambia de estación en caso de puntos visados o puntos de inflexión en la cortina, la suma de la cota o coordenadas iniciales son la ultima anterior o la nueva estación.

Con respecto a la configuración de curvas, esta es mediante la interpolación de puntos, debiendo de tener cuidado de tomar puntos lo mas cerca posible; si hay arroyo a partir de él se configuran el conjunto de curvas. Cuando el escurrimiento es en una pendiente de ladera (no arroyos), lo recomendable es ir de lo más bajo buscando la pendiente regular de las curvas; esto es, generalmente las curvas son paralelas y los cambios son graduales a excepción que la topografía sea muy fuerte como ocurre en terrenos encañonados o lomas aisladas al igual que socavones o cárcavas.

Existen cuatro métodos para interpolar:

1.- Método visual.- Consiste en localizar en el dibujo los puntos de cotas cerrada exclusivamente con la vista; es un método muy rápido pero requiere de personas con mucha experiencia.

2.- Método de proporción geográfica.- Este es mediante una regla milimétrica a la que se le dan valores en mts., de 0, 10, 20, 30, 40, 50, etc; esta se sobrepone y visualmente se mide la cota buscada.

3.- Método de proporción milimétrica.- Se basa en el método anterior, solo que se realiza con tiras de papel milimétrico.

4.- Proporción aritmética. Este es el mas utilizado y preciso pero el mas tardado si se carece de calculadora. Un ejemplo para entender esta proporción es la siguiente:

Cota	Cota
96.06	97.39
I-----I	
8.4 cm. Distancia	

97.39	Desnivel	Dist.	
>	1.33-----	8.4	a)
96.06			

Cota propuesta.			
97.00			
>	0.94 diferencia desn.		b)
96.06			
Cota menor.			

Distancia de cota buscada ? c) ¿

a).- Primero se obtiene la diferencia o desnivel entre los dos puntos, el cual tiene una distancia determinada.

b).- Después se saca el desnivel de la cota cerrada con la cota menor.

c).- Finalmente con la proporción o regla de tres se obtiene la distancia a la cual se encuentra la cota cerrada (97.00).

Desnivel conocido	Dis. conocida
1.33-----	8.4 cm.
0.94-----	c)
Desnivel buscado	Distancia buscada

La cota 97.000 se encuentra a una distancia c) de 5.93 cm. de la cota 96.06

Si se obtiene de esta manera la interpolación no debe olvidarse que se mide de menor a mayor siempre.

2.3.4. SECCIONES TRANSVERSALES.

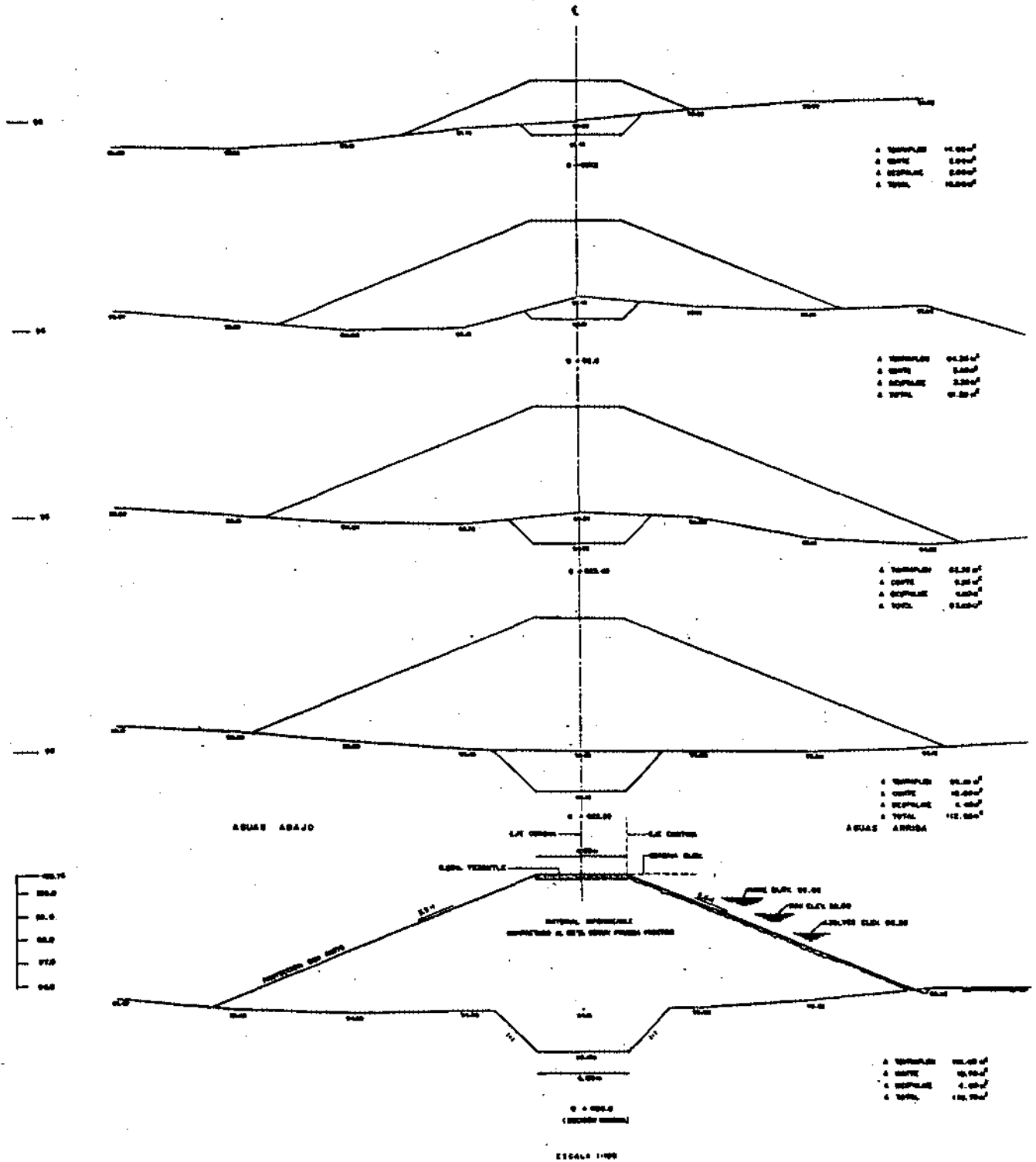
Son secciones de cada cadenamamiento que reflejan el terreno natural aguas arriba y aguas abajo, del trazo del eje de la boquilla.

En campo se levantan con nivel montado o de mano en ambos lados de los cadenamamientos a cada 5, 10, 15, 20, o mas mts.; en gabinete se interpolan si es necesario secciones faltantes para prolongar la cortina.

Las secciones para el presente estudio fueron las siguientes:

AGUAS ABAJO				CADENAMIENTO	AGUAS ARRIBA			
(mts).				(centro linea)	(mts).			
20	15	10	5		5	10	15	20
				0+007.5				
98.00	97.00	98.15	98.75	99.00	99.80	99.90	99.95	99.85
				0+020				
96.90	96.80	96.05	96.16	97.40	97.06	96.85	97.00	95.86
				0+023.40				
96.80	96.16	95.90	96.75	96.25	96.00	95.10	94.86	96.00
				0+025.50				
96.16	95.90	95.50	95.10	95.03	95.00	95.00	96.16	96.50
				0+030				
95.40	95.00	94.80	94.90	94.91	95.06	95.36	95.75	96.00
				0+037.10				
95.86	95.85	95.85	95.80	95.59	95.90	96.00	96.30	96.70
				0+040				
96.10	95.90	95.80	95.90	96.27	96.05	96.16	96.65	96.80
				0+060				
100.0	99.06	98.56	98.05	97.72	97.76	97.70	97.70	97.80
				0+077				
102.6	102.1	101.8	101.05	100.75	89.80	99.00	98.85	98.75

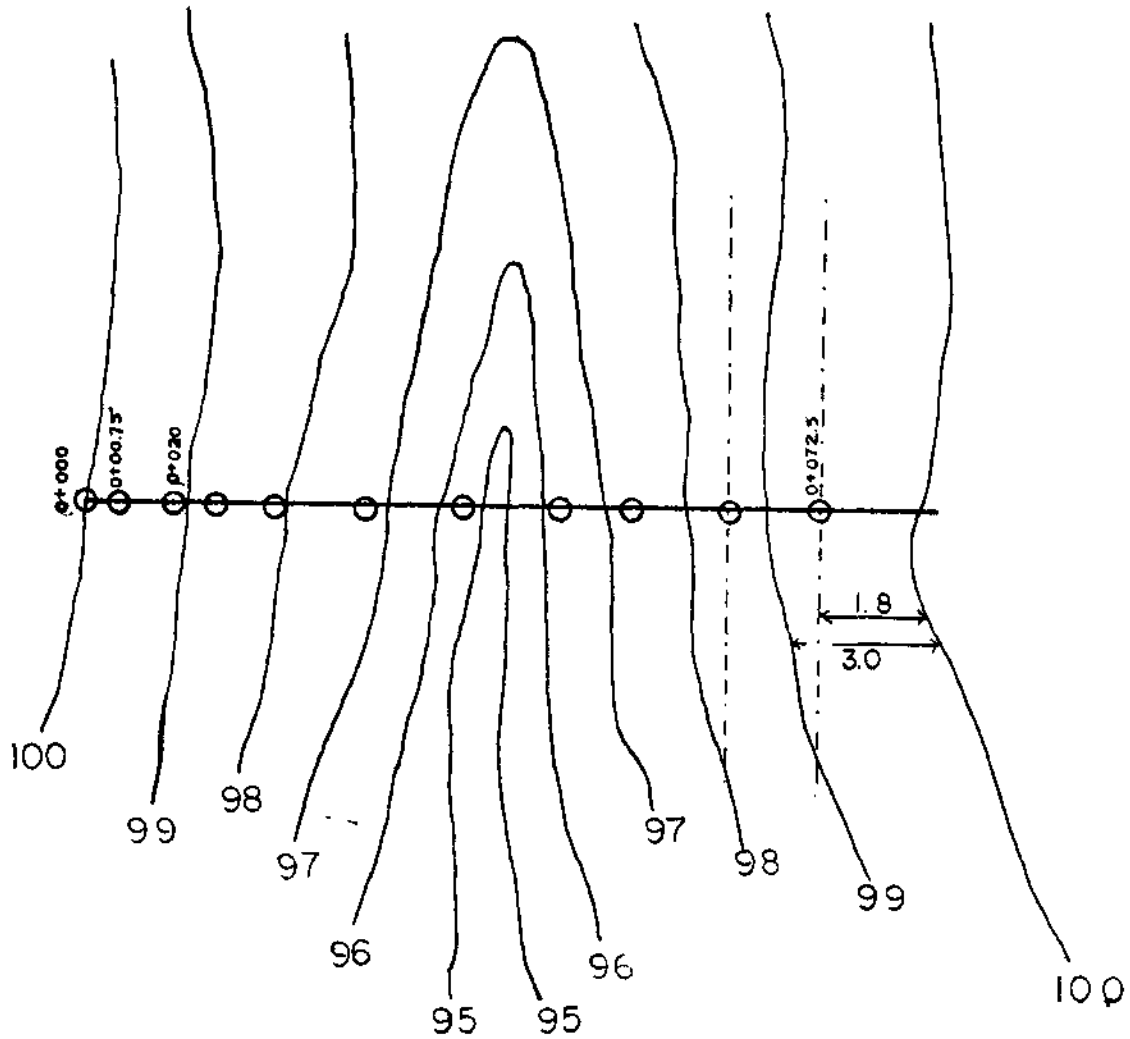
Estas se llevan a papel milimétrico escala 1|100, Se debe dejar espacio suficiente para dibujar sobre ellas el terraplén y dentellón, generalmente la separación entre secciones es de 15 cm. , para cortinas menores de 10 mts. de altura; ejemplo:



SECCIONES GABINETE.

Las secciones obtenidas en gabinete es de una forma gráfica como se describe, por ejemplo|

a).- El cadenamiento 72.50 es el que se prolonga en gabinete a 5, 10, 15 y 20 mts. a ambos lados del eje de la cortina y de forma perpendicular a dicho eje, para el ejemplo buscaremos la cota a 10 mts. de distancia aguas abajo.



b).- Después de trazar la sección, perpendicular al eje de la cortina y seleccionado el punto a buscar la cota, se mide la distancia de curva a curva (99.0 y 100.0) pasando por el punto (3 cm.).

c).- De igual forma se mide la distancia de cualquier curva (100.0) al punto buscado (1.8 cm.).

d).- Se realiza una proporción aritmética en la cual obtendremos el desnivel del punto buscado con relación a la curva 100.0, teniendo el desnivel entre curvas medidas y su distancia.

curva 100			
	> 1 mt. desni. conoc.	3 cm. dist. conoc.	
curva 99.0	x desni. busc.	1.8 cm. dis. conoc.	

Desnivel x = 0.60, entonces:

e).- Finalmente se le suma o resta la cota de la curva que se midió, si fuera el punto medido de la 99.0 el desnivel obtenido se sumaría, como fue de la 100.0 se le resta. Por lo tanto a 10 mts. de distancia del centro de línea encontramos que la cota del terreno debe ser:

$$100 - 0.60 = 99.40$$

2.3.5. AREAS Y CAPACIDADES.

Con la configuración del vaso se procede a determinar las áreas inundadas y las capacidades de almacenamiento a cada metro o 0.5 mts., según se haya efectuado la interpolación, o se requiere de un volumen mínimo determinado.

Primeramente se obtiene el área de cada curva hasta alcanzar el área total que abarca el vaso a partir de la boquilla. Existen varios métodos para este fin, pero los mas usuales son el planímetro y por balanza analítica.

Con el planímetro se toman de tres a cuatro lecturas, todas en un mismo sentido de tal manera que dichas lecturas disminuyan o aumenten; esto teniendo cuidado de que los brazos no se encuentren ni muy cerrados ni muy abiertos, y siempre procurando se realicen círculos. Las lecturas son semejantes a un Vernier de tránsito topográfico. Después de las lecturas se procede de la siguiente manera para obtener el área de una curva: A la primera lectura se le resta la siguiente y así

sucesivamente hasta terminar, se obtiene la media aritmética, la cual se multiplica por el factor de escala que da el área parcial; por ejemplo:

Curva 101.00

		Diferencias.
1a lectura	10.237	
		> 2.487
2a lectura	7.750	
		> 2.484
3a lectura	5.226	
		> 2.453
4a lectura	2.773	
		<hr/>
		$\bar{x} = 2.474$

La media es 2.474 que multiplicado por el factor 2500 (para una escala de 1:500) da como resultado una área de 6185 metros cuadrados. Este factor se obtiene de la tabla de conversión que trae el instructivo del planímetro o realizando un razonamiento con la escala en decímetros cuadrados que es la unidad de lectura del planímetro, por ejemplo: a la escala de trabajo 1:500.

1 cm. papel equivale 5 mts.; 10 cm. tendrán 50 mts., por lo tanto un dm² tiene 10 x 10 cm. o 50 x 50 mts. por lo que el factor de dicho decímetro es de 2500 que sera el factor de conversión.

El método de balanza analítica consiste en fotocopiar el plano al cual se le cortan cuatro decímetros cuadrados, los cuales se pesan para obtener una media, y con un razonamiento similar al de planímetro para el factor se obtiene el área al pesar cada curva, en otras palabras, se corta cada una de las curvas y se pesan, ese peso con una proporción aritmética o regla de tres obtenemos el área de cada parte.

En el presente trabajo el área del "sabino" se realizo con el método del planímetro, obteniendo los siguientes resultados y con ello elaborando el cuadro de áreas y capacidades:

COTA	AREA m2	A1+A2 m2	D/2	VOL.PARC.m3	VOL.ACUMUL.m3
94	0	0	0.5	0	0
95	58.11	58.11	0.5	29.05	29.05
96	1160.44	1218.55	0.5	609.275	638.33
97	4331.25	5491.69	0.5	2745.845	3384.18
98	12273.75	16605.00	0.5	8302.500	11686.68
99	24952.50	37226.25	0.5	18613.125	30299.81
100	30544.41	55496.91	0.5	27748.455	58048.51

Este cuadro se integra de la siguiente manera.

1.- Elevación o cota.- Se anota las elevaciones de las curvas de nivel desde el fondo del cauce en la boquilla, hasta la curva de cota máxima, e inclusive la primera fuera de la cortina.

2.- Area de embalse.- Son las áreas de las curvas que se cierran con el eje de la boquilla; como se menciona, la primera fuera se anota con área cero.

3.- Suma de áreas parciales (A1+A2).- Se suma las áreas de cada curva con la que le sigue; debe ser de forma vertical con resultado horizontal.

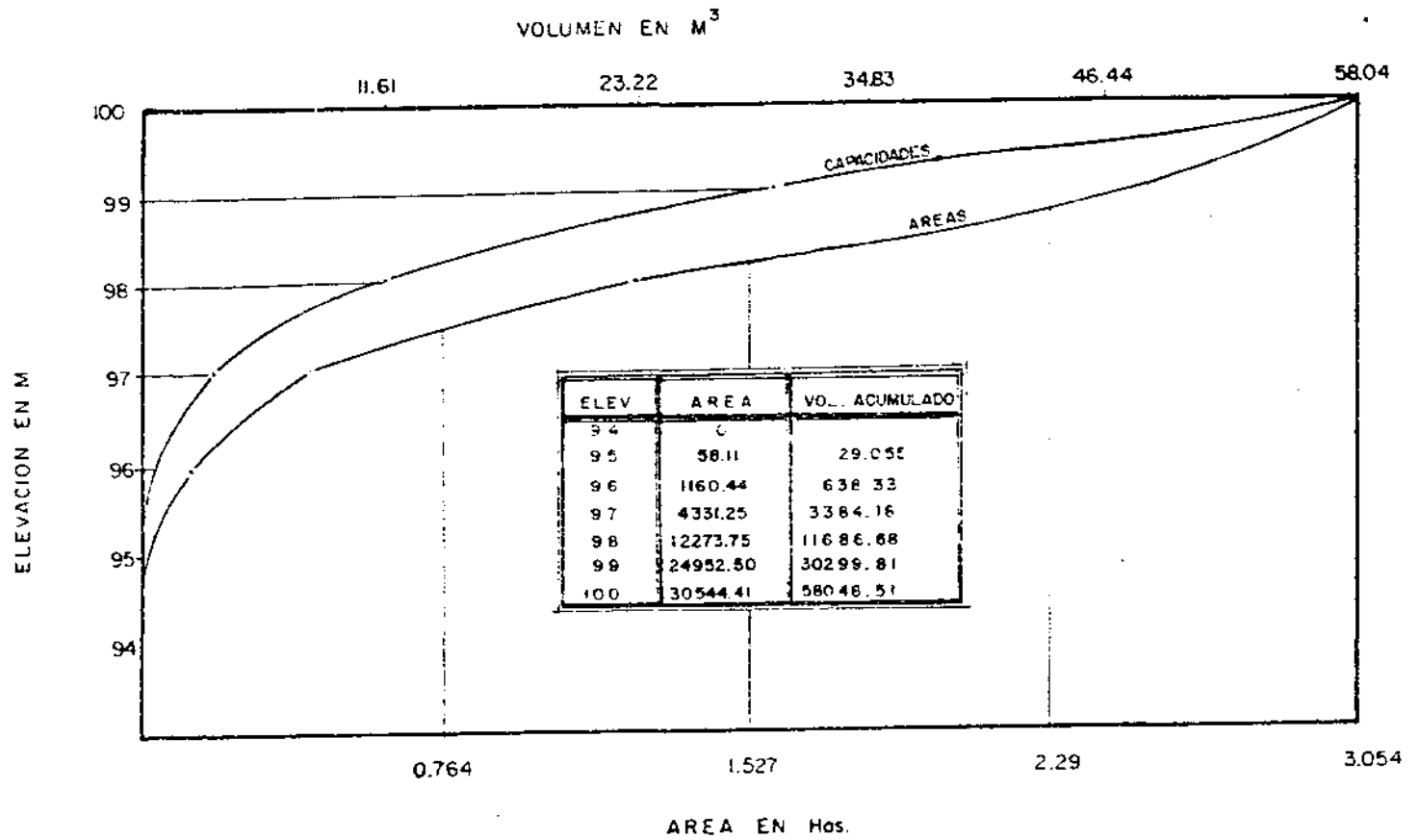
4.- Semidistancia o distancia entre dos puntos.- Se refiere a la distancia entre curvas, por ejemplo, si la distancia es de 1mt. la semiequidistancia sera de 0.5 mts., si esa fuera de 0.5 m. su mitad sera 0.25. Su operación es horizontal.

5.- Capacidad o volumen parcial.- Es la multiplicación de la suma de áreas parciales por su semidistancia.

6.- Capacidad o volumen acumulado.- Se obtiene de la suma del volumen parcial siguiente mas el volumen acumulado anterior; en otras palabras una suma oblicua hacia arriba con resultado vertical. Véase la tabla de áreas, capacidades para aclarar su forma de cálculo.

La gráfica de areas-capacidades se origina a partir de los datos de su tabla, la finalidad de esta es obtener graficamente determinada área de inundación a una cota establecida o la inversa, a determinado volumen de inundación que área esta ocupada a esa cota. Las unidades son en miles de metros cúbicos para capacidad, hectáreas para áreas y metros para cotas. Los datos requeridos son las áreas y volúmenes acumulados. Esto es, a cada elevación o cota se va marcando su volumen y área, para después unir todos los puntos; el ejemplo se ilustra a continuación:

AREAS Y CAPACIDADES



Gráfica de areas-capacidades

Construcción de la gráfica de elevaciones Areas-Capacidades:

a).- Como anteriormente se mencionó se necesitan la columna de áreas y la columna de volúmenes acumulados. Se dimensiona el tamaño deseado de la gráfica, su margen izquierdo corresponde a las cotas o elevaciones en mts., la superior a volúmenes o capacidades en miles de metros cúbicos y la parte inferior a áreas en hectáreas.

b).- Si el tamaño fue por ejemplo 13 cm de longitud, a cada cota con volúmenes o área se realiza una proporción aritmética en la cual se obtiene la distancia a la cual se encuentra el valor buscado de la tabla, por ejemplo para áreas:

$$\begin{array}{r}
 \text{Distan. de la gráfica} \\
 \text{si 13 cm.} \\
 \\
 \times \text{ Dis. buscada} \\
 \hline
 \text{x = 0.02302 cm. Dist. encontrada.}
 \end{array}
 \qquad
 \begin{array}{r}
 \text{Superficie total} \\
 3.054441 \text{ ha.} \\
 \\
 0.005411 \text{ ha. 1er} \\
 \text{valor}
 \end{array}$$

c).- Finalmente se van uniendo los puntos para obtener las curvas. Algunas de las distancias que se obtuvieron para cada valor son los siguientes:

COTA	AREA m2	DISTANCIA cm.	VOLUMEN m3	DISTANCIA cm.
94	0	0	0	0
95	54.11	0.02302	29.05	0.0065
96	1160.44	0.4938	638.33	0.1429
97	4331.25	1.8434	3384.18	0.7578
98	12273.75	5.2238	11686.68	2.6172
99	24952.50	10.6200	30299.81	6.7856
100	30544.41	13.0000	58048.51	13.0000

2.4. ESTUDIO HIDROLOGICO.

El presente capítulo tiene como objetivo presentar y explicar mediante la realización del bordo para abrevadero "El Sabino", los métodos de cálculo hidrológicos simples que se consideran adecuados para el proyecto de pequeñas obras y que conoce cual es la capacidad que se debe dar a un almacenamiento y cual es la magnitud de la avenida

máxima para la que se debe adoptar dicha obra dentro de ciertos límites de seguridad si se conoce el régimen pluviométrico, características topográficas, vegetación, suelo de la cuenca y un determinado escurrimiento.

Dentro de los procedimientos que se siguen para la elaboración de los estudios hidrológicos de las presas de almacenamiento, se pueden mencionar el Método Directo y el Indirecto.

EL METODO DIRECTO implica un conocimiento preciso de los datos de escurrimiento del río reportados por estaciones de aforo, con períodos de observación amplios que permita predecir en una forma aproximada el comportamiento de la corriente. Este método es el que arroja indiscutiblemente los datos mas cercanos a la realidad, pero en la mayoría de los casos no se cuenta con datos ni estaciones de aforo.

EL METODO INDIRECTO es el que se utiliza cuando se carece de datos de aforo, y consiste en deducir el régimen de la corriente en función de la precipitación, del área de la cuenca y el coeficiente de escurrimiento. Este método, aunque menos preciso, puede arrojar resultados aceptables si los factores en juego son tomados con suficiente precisión y buen juicio.

Para el estudio hidrológico, se emplearon datos de la estación meteorológica de San Julián, Jal.; que es la más cercana y representativa del área de proyecto; cuenta con más de 20 años de observaciones continuas.

La temperatura media anual es de 16.24°C, siendo el mes más cálido, Mayo, con 19.4°C y el mes más frío, Enero con 12.5°C. La precipitación media anual es de 714 mm, siendo el período lluvioso en verano-otoño, con 646 mm en promedio. La evapotranspiración potencial anual es de 762 mm; siendo de 361.3 mm durante la época de lluvia, por lo que se establece un período húmedo (Jun-Oct) y un período seco (Nov-May).

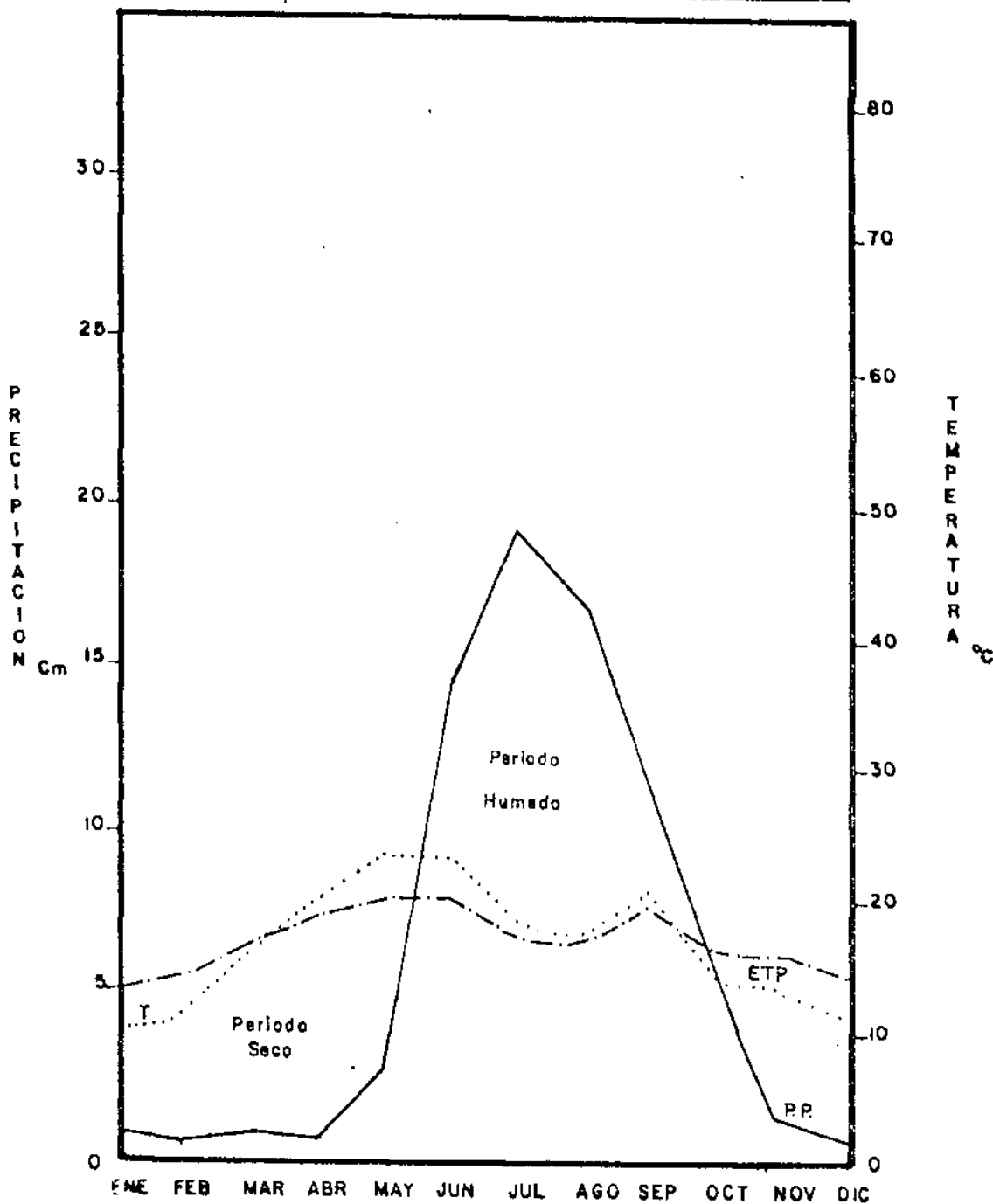
La localización geográfica de la estación meteorológica, así como el cálculo del clima y balance hídrico en base al 2° Sistema de Clasificación del Clima de C.W. Thornthwaite y su climograma respectivo, se muestran en los cuadros N° 2 y 3.

Para los diferentes cálculos que requiere el estudio hidrológico, nos hemos basado, en métodos de aplicación universal, como es el Método del Coeficiente de Escurrimiento Calculado, desarrollado en Design of Small Dams, USDA. 1974; Las Envolventes Regionales de Creager; y El Manual para Proyectos de Pequeñas Obras Hidráulicas para Riego y Abrevadero, C.P. 1980; entre otros.

CUADRO. 3

ESTACION.	SAN JULIAN
LATITUD.	
LONGITUD.	
ALTITUD.	

CLIMOGRAMA



2.4.1. VOLUMEN MEDIO ANUAL DE ESCURRIMIENTO.

El volumen medio anual de escurrimiento es la suma de los escurrimientos medios que se consideran alimentan la cuenca y el vaso. Este volumen depende de varios factores en juego como son la precipitación, cubierta vegetal, suelo, etc.; la formula empleada es la siguiente:

$$V_m = C_e \cdot A \cdot P_m$$

Donde:

V_m .-Volumen medio anual de escurrimiento en m³.
 C_e .-Coeficiente de escurrimiento, adimensional.
 A .-Area de la cuenca en km².
 P_m .-Precipitación media anual en mm.

El coeficiente de escurrimiento como se mencionó se obtiene tomando en consideración pendiente del terreno, cubierta vegetal, permeabilidad del suelo y precipitación. Los métodos empleados generalmente son los siguiente: por determinación directa, por comparación o determinación práctica.

Por determinación directa consiste en obtener los datos de los registros de aforo de las estaciones hidrométricas existentes en los ríos de la República Mexicana, cuyos porcentajes con relación a los volúmenes llovidos dan el coeficiente de escurrimiento. En los puntos distantes a la cuenca se hace una correlación en base a superficie y características o factores

Método de comparación se realiza cuando no se dispone de estaciones de aforo o información, se compara esta cuenca con otra de similares características en cuanto a superficie, vegetación, suelo ,etc.; tomando esos coeficientes de escurrimiento.

Determinación práctica.- Este método toma como base la vegetación en tablas de coeficientes; superficie obtenida de cartas o fotografías, etc.; y precipitación de registros de estaciones meteorológicas.

El área de la cuenca se obtuvo de la carta topográfica del INEGI planimetreandola.

La precipitación media anual, para este factor se recaba información en las estaciones pluviométricas cercanas a la cuenca (no < de 20 años) a fin de emplear el método de Thiessen que consiste en obtener las medias anuales de la estación mas cercana, o el de Isoyietas que se refiere a la utilización de varias estaciones en el

perímetro de la cuenca para al final obtener el centro de gravedad de la cuenca y con ello determinar su precipitación.

Generalmente todos los autores de la literatura revisada concuerdan en la utilización de el método hidrológico indirecto, aunque cada uno de ellos lo ejecuta con diferente forma según su experiencia; En el presente trabajo también utilizaremos el método indirecto por carecer de estaciones hidrométricas de aforo.

2.4.2. COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL.

Es el escurrimiento que ocurre en la cuenca puesto que se toman en cuenta las perdidas por cobertura vegetal, evaporación y permeabilidad del suelo. Tomaremos para este punto el método práctico por rápido y económico. Las formulas empleadas son las siguientes:

$$C_e = K \left(\frac{P_m - 250}{2000} \right) + \frac{K - 0.15}{1.5} \text{ cuando } K > 0.15$$

$$C_e = K \left(\frac{P_m - 250}{2000} \right) \text{ cuando } K \leq 0.15$$

Donde:

- C_e .-Coeficiente de escurrimiento, adimensional.
- k .-Factor de cobertura vegetal, adimensional.
- P_m .-Precipitación media anual en mm.

Estas formulas son aplicables siempre y cuando la precipitación media anual se encuentre entre 300 mm. a 2250 mm.

Se debe calcular el C_e para cada cobertura vegetal y para cada año de un periodo de 20 años de precipitación media anual. Después de obtener los coeficientes de cobertura se obtiene un coeficiente de escurrimiento ponderado (C_{ep}) que es un promedio de todas las cobertura existentes en la cuenca para cada año.

El propósito de tener un coeficiente para cada año en los veinte que se revisan, es ver el volumen escurrido y así predecir si se llenara o no el vaso de almacenamiento en el transcurso de su vida útil.

Para la aplicación de las formulas antes mencionadas existen dos variables que se obtienen de tablas; Pm esta dada por los registros de las estaciones y K de la siguiente tabla:

USO O CUBIERTA VEGETAL	k. TEXTURA DEL SUELO		
	A (GRUESA)	B (MEDIA)	C (FINA)
Barbecho, áreas incultas y desnudas	0.26	0.28	0.30
Cultivos en hileras	0.24	0.27	0.30
Legumbres o rotación de pradera	0.24	0.27	0.30
Granos pequeños	0.24	0.27	0.30
Pastizal en % cubierto y pastoreo			
> 75 % poco pastoreo	0.14	0.20	0.28
50 % - 75 % regular pastoreo	0.20	0.24	0.30
< 50 % excesivo pastoreo	0.24	0.28	0.30
Bosque.			
cubierto > 75 %	0.07	0.16	0.24
cubierto 50 % a 75 %	0.12	0.22	0.28
cubierto 25 % a 50 %	0.17	0.26	0.28
cubierto < 25 %	0.22	0.28	0.30
Cascos y zonas con edificaciones	0.26	0.29	0.32
Caminos, incluye derecho de vía	0.27	0.30	0.33
Pradera permanente	0.18	0.24	0.30

Quando se realizaron los estudios preliminares y en estos se acepto la realización del bordo, se recabo información sobre las condiciones fisiográficas y socioeconomicas, donde se observa la cantidad de ganado que se desea abrevar, pero ademas se reporta el % de uso del suelo en la cuenca, unidad de suelo y coeficiente de agostadero. En el presente bordo se reporto un coeficiente de agostadero de 6.79 ha./ U.A; lo que nos dice que se necesitan 6.79 hectáreas para alimentar a una res de

aproximadamente 400 kg. por lo anterior se deduce un pastoreo regular a excesivo, esto se debe a la cantidad reducida de forraje palatable para el ganado según fuente COTECOCA. También se reporta un suelo Planosol éutrico 35%, Faeozem háplico 50%, Litosol 10% y Vertisol pelico 5% (carta del INEGI, sistema de clasificación de suelos FAO/UNESCO) que indica una textura media 90%, (condición B); el uso actual del suelo con pasto nativo 25%, matorral espinoso 45% y agricultura de temporal permanente en un 25% y erosión hídrica en cárcavas 5%. Con estos datos y resumiendo obtenemos el factor K :

Cobertura	condición	área parcial km2.	valor K	área %
A Temp.	Tipo C	10.394	0.30	25
P nativo.	Tipo C	10.394	0.28	25
M. espin.	Tipo B	18.708	0.24	45
Suelo desn.	Tipo B	2.079	0.28	5

Una vez obtenido el factor K se procede a aplicar las formulas para cada año y su coeficiente de escurrimiento ponderado, observando que el valor K es mayor que 0.15. La estación pluviométrica elegido es la estación de San Julián Jalisco:

$$Ce = K \left(\frac{Pm - 250}{2000} \right) + \frac{K - 0.15}{1.5}$$

Año Pm
1967 1257.20 mm.

$$Ce1 = (0.30) \frac{1257.2 - 250}{2000} + \frac{0.30 - 0.15}{1.5} = 0.281514$$

$$Ce2 = (0.28) \frac{1257.2 - 250}{2000} + \frac{0.28 - 0.15}{1.5} = 0.25405$$

$$Ce3 = (0.24) \frac{1257.2 - 250}{2000} + \frac{0.24 - 0.15}{1.15} = 0.19912$$

$$C_{e4} = (0.28) \frac{1257.2 - 250}{2000} + \frac{0.28 - 0.15}{1.15} = 0.25405$$

La formula para el coeficiente de escurrimiento ponderado es la siguiente:

$$C_{ep} = \frac{(C_{e1})(A_1) + (C_{e2})(A_2) + (C_{e3})(A_3) \dots + (C_{en})(A_n)}{\text{Area total}}$$

$$C_{ep} = \frac{(0.2815)(10.394) + (0.2540)(10.394) + (0.1991)(18.708)}{41.575}$$

$$\frac{+ (0.2540)(2.079)}{41.575} = 0.23617$$

Finalmente se aplica la formula de volumen medio anual de escurrimiento:

$$V_m = C_{ep} \cdot A \cdot P_m$$

Donde:

V_m .-Volumen medio anual de escurrimiento en Mm^3 .

C_{ep} .-Coeficiente de escurrimiento ponderado, adimensional.

A .-Area de la cuenca en km^2 .

P_m .-Precipitación en mm .

$$V_m = (0.23617)(41.575)(1257.20) = 1,2344.212 \text{ Mm}^3.$$

De esta manera se realiza para cada año de los 20 registrados, elaborandose una tabla para resumir operaciones, quedando de la siguiente manera:

AÑO	Pm mm.	Cep	AREA km2	Vm Mm3
1967	1257.20	0.236	41.575	12,344.212
1968	666.45	0.134	41.575	3,701.654
1969	403.20	0.098	41.575	1,650.368
1970	771.30	0.148	41.575	4,732.877
1971	688.50	0.136	41.575	3,908.388
1972	655.25	0.132	41.575	3,598.714
1973	756.10	0.146	41.575	4,575.819
1974	729.00	0.142	41.575	4,302.162
1975	643.55	0.131	41.575	3,492.665
1976	900.00	0.165	41.575	6,165.499
1977	675.90	0.135	41.575	3,789.593
1978	644.00	0.131	41.575	3,496.716
1979	460.80	0.106	41.575	2,033.415
1980	727.50	0.142	41.575	4,287.253
1981	517.70	0.114	41.575	2,488.039
1982	549.70	0.118	41.575	2,696.988
1983	704.10	0.139	41.575	4,057.908
1984	589.20	0.123	41.575	3,019.961
1985	1074.00	0.188	41.575	8,394.710
1986	1050.10	0.185	41.575	8,068.603
promedio	723.18	0.141	41.575	4,244.455

Observando el volumen que calculamos en la tabla de áreas capacidades de 58.048 Mm³ en la cota 100.00, nos damos cuenta que en todos los años revisados nos garantiza que siempre se llenará el vaso de almacenamiento, ya que en los últimos 20 años, el volumen menor de escorrentía fue 1,650.367 miles de metros cúbicos. Respecto al promedio, este nos sera de utilidad para cálculos posteriores.

2.4.3. VOLUMEN APROVECHABLE MEDIO ANUAL.

Una vez calculado el volumen medio anual de escurrimiento se considera que entre el 50 y 70 % es el volumen anual aprovechable; es decir, es el volumen neto ya que a las perdidas por cobertura vegetal y suelo se le acumulan también por evaporación, y evapotranspiración. A este volumen se formula una constante "a" que representa el 70% del volumen medio anual para zonas húmedas o

semihúmedas y del 50 % para zonas áridas o desérticas, obteniendo la siguiente fórmula:

$$VA = (Vm) \cdot a.$$

Donde:

VA .-Volumen aprovechable medio anual en Mm³.

Vm .-Volumen medio anual de escurrimiento en Mm³.

a .-70 %, porcentaje de aprovechamiento.

$$VA .-(4,244.45)(0.7) = 2,971.1185 \text{ Mm}^3.$$

2.4.4. VOLUMEN DE AZOLVES.

Es el volumen muerto que se debe considerar en un almacenamiento debido al azolve progresivo en el vaso. Algunos autores afirman que es el 15 % del Vm dando 15 años de vida útil de la obra; sin embargo nosotros consideramos 5 años de vida útil y el uno al millar por año del volumen aprovechable, quedando la siguiente fórmula:

$$Cz = (0.001) (n) (VA)$$

Donde:

Cz .-Capacidad de azolves en Mm³.

n .- 5 años de vida útil.

VA .-Volumen aprovechable Mm³.

0.001 .-Factor de azolve anual en Mm³.

$$Cz = (0.001) (5) (2,971.118) = 14.85555 \text{ Mm}^3.$$

2.4.5. CAPACIDAD TOTAL DE ALMACENAMIENTO.

Es la capacidad que tiene el vaso de almacenar cierto volumen, y esta se obtiene del cuadro de areas-capacidades. En el ejemplo se observa que a la cota máxima que es 100.00 tenemos un volumen de 58.048 Mm3, considerando el libre bordo establecemos que es conveniente tomar la cota 99.00 que tiene un volumen de 30.29981 Mm3.. También a esta cota se establece el nivel de aguas normales o NAN y la cresta del vertedor llamada como capacidad de diseño de la obra.

2.4.6.- CAPACIDAD UTIL.

Es el agua que en realidad se va a almacenar o a aprovechar y consiste en restar los azolves a la capacidad total:

$$CU = Ct - Cz$$

Donde:

CU .-Capacidad útil en Mm3.
Ct .-Capacidad total de almacenamiento en Mm3.
Cz .-Capacidad de azolves en Mm3.

$$CU = 30.29981 - 14.8555 = 15.4442 \text{ Mm3.}$$

También es llamado como los volúmenes necesarios para dar agua a ganado mayor y menor, uso domestico y riego.

2.4.7.- USO CONSUNTIVO PECUARIO.

El diseño del bordo es con fines de abrevadero, por lo que se considera un uso pecuario con ganado mayor (bovino y equino), cuyo consumo se estima en 50 lts./dia/ animal; en el caso de ganado menor (caprino y ovino) se estima un consumo de 20 lts./dia/ animal. En base a lo anterior y a regiones climáticas, se estima que para zonas húmedas, semihúmedas y semiáridas el consumo anual por cabeza de ganado mayor, aproximadamente es de 18.25 m3., para zonas áridas y deserticas el consumo se estima en 60 lts./dia/ animal y 22 m3. anuales.

En el estudio socioeconomico se reporto el numero de cabezas de ganado que la comunidad decaea abrevar; con la

siguiente ecuación podremos saber si se cubre tal cantidad,.

$$NCG = \frac{CU}{F}$$

Donde:

NCG .-Numero de cabezas de ganado mayor.
CU .-Capacidad útil en m3.
F .-Factor de consumo pecuario, anual/
c.ganado.

$$NCG = \frac{15444.218}{18.25} = 846 \text{ cabezas de ganado anuales.}$$

2.4.8.- METODO DE ESTIMACION DE AVENIDA MAXIMA.

La avenida máxima es el incremento mas o menos rápido del caudal de una corriente, ocasionada por una tormenta o sucesión de tormentas en la cuenca de captación.

La determinación de la avenida máxima es necesaria para el diseño de la obra de excedencias de una obra hidráulica de almacenamiento, derivación o regulación y se expresa por su duración:

- Avenida máxima instantánea.- Es el gasto máximo que ocurre en una avenida.
- Avenida anual instantánea.- Al estudiarse estas durante un año, a la máxima ocurrida es la que se le denomina.
- avenida máxima instantánea media anual.- Es cuando se toma un lapso de varios años y se obtiene el promedio a las anuales instantaneas.

-Avenida máxima diaria y máxima de 24 hrs.- La diaria es la máx. de un día cualquiera, la máxima de 24 hrs. es la seleccionada para completar 24 hrs

-Avenida máxima anual diaria y de 24 hrs.- Es la máxima diaria y 24 hrs. durante un año.

Los métodos mas utilizados son las siguientes:

- 1.- Sección y pendiente.
- 2 - Envolverte de Lowry.
- 3.- Método racional Americano.
- 4.- Método racional modificado
- 5.- Envolverte de Creager ó Envolverte de los gastos máximos en la República Mexicana.

1.- SECCION Y PENDIENTE.-Se basa en la determinación de las características hidráulicas del cauce de una corriente para la obtención del gasto. El trabajo se divide en campo y gabinete; en campo consiste en hacer un levantamiento topográfico de secciones transversales en las huellas del río , para después arearlas en gabinete y determinar área y volumen para la obtención de la avenida.

2.-ENVOLVENTE DE LOWRY.- El método es similar al de Creager y también se basa en las envolventes de la República Mexicana, la diferencia es que Lowry utiliza diferente la curva, lo que generalmente sobrestima las avenidas mas que los otros métodos; la ecuación es la siguiente:

$$C = q(A + 259)0.8$$

Donde:

- C.- Constante, adimencional.
- q.- Gasto de la avenida maxima probable en m3.
- A.- Area de la cuenca en k2.
- 259 y 0.8.- Constantes numericas.

3.- METODO RACIONAL AMERICANO.- Este método consiste en la aplicación de una ecuación en la que interviene la intensidad de la lluvia, área de la cuenca, un coeficiente y una constante:

$$Q = (0.028).C.i.A$$

Donde:

- Q .-Gasto máximo instantáneo en m³/seg.
- 0.028.-Constante numérica resultado de las unidades en que se expresan las demás variables.
- C .-Coeficiente de acuerdo a condiciones de permeabilidad de la cuenca.
- i .-Intensidad de la lluvia para un periodo de retorno en cm./hr.
- A .-Area de la cuenca en hectáreas.

Este método arroja resultados buenos, siempre y cuando se tengan con precisión los parámetros como la intensidad de la lluvia, el coeficiente, etc.; el problema consiste en la información de la intensidad de la lluvia por falta de suficientes pluviógrafos en el país.

4.- METODO RACIONAL MODIFICADO. Es semejante al Americano, solo que en vez de utilizar la intensidad de la lluvia, se emplea la lluvia máxima en 24 hrs.; generalmente estos dos métodos proporcionan gastos muy pequeños con respecto a Creager y Lowry.

Por estas razones se decidió utilizar el método de Creager ya que proporciona gastos de avenidas en un rango adecuado, por otra parte, es el método mas usado en la República Mexicana proporcionando experiencias en su uso.

5.- ENVOLVENTE DE CREAGER.-Estudio gran cantidad de avenidas en muchas corrientes de E:U:, localizando estos valores en papel logarítmico; teniendo como ordenadas los valores de los gastos por unidad de superficie de la cuenca y por abscisa las áreas de las cuencas, observando que podría trazarse una envolvente en dichos puntos y llegando a la conclusión de que la ecuación general es de tipo:

$$Q = C An$$

Empíricamente la dedujo en el sistema métrico decimal:

$$Q = C \left(\frac{A^{0.936.A - 0.48}}{2.59} \right)$$

Donde:

- Q .-Gasto en m3/seg.
- A .-Area en km2.
- C .-Constante 70 (envolvente de la República Mexicana) 100 (envolvente mundial)

ENVOLVENTE DE LOS GASTOS MAXIMOS DE LA REPUBLICA MEXICANA.- Dada la importancia de obras, no basta el coeficiente dado por Creager, por lo que basandose en las principales condiciones hidrológicas de las cuencas y en vista de contar ya con datos de los ríos que cruzan el país, la Dirección de Hidrología de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH), ha dividido la República Mexicana en 25 regiones hidrológicas; determinandose para cada una su curva envolvente. Las formulas son:

$$Q = q.A$$

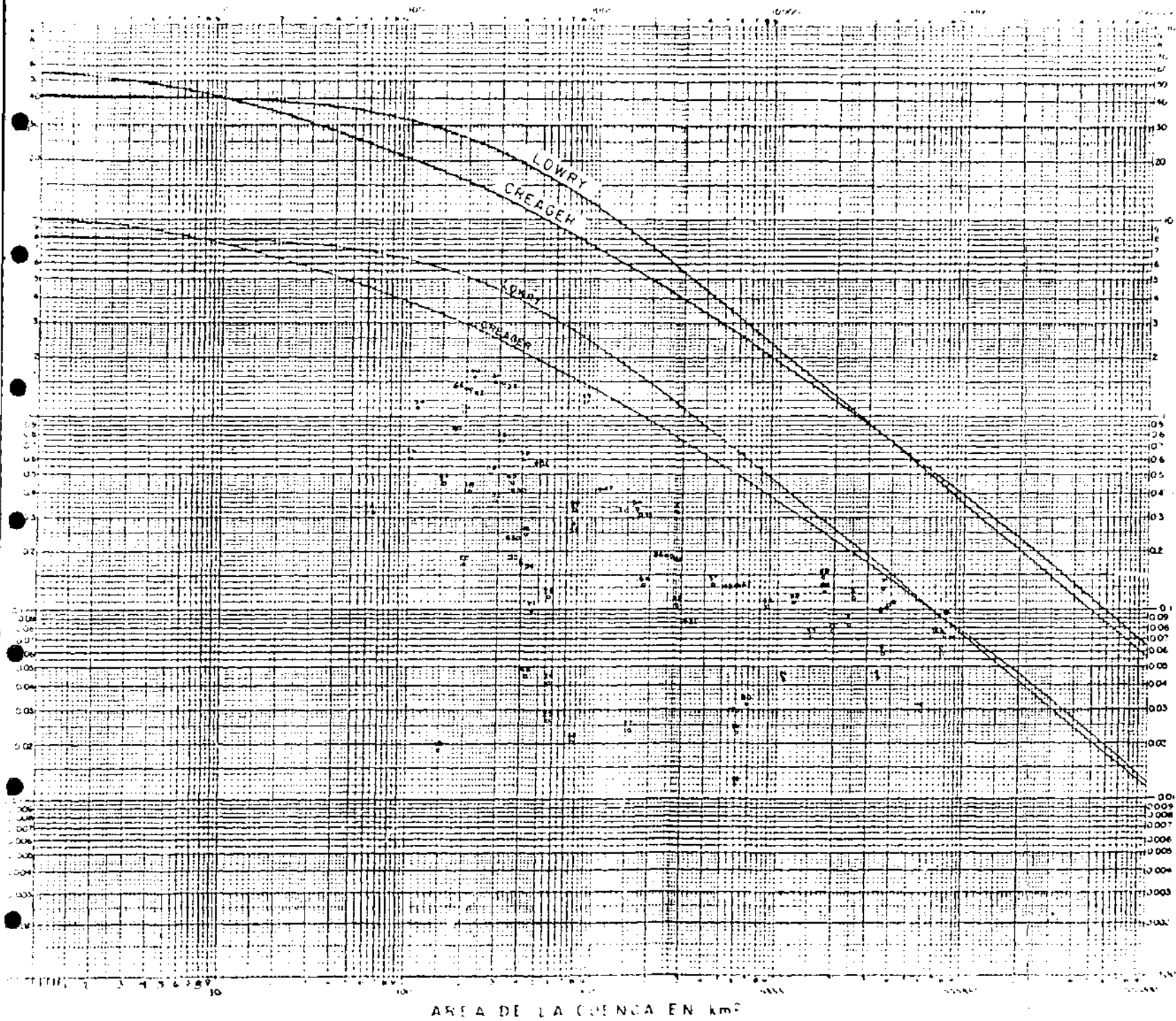
Donde:

- Q .-Gasto avenida máxima m3/seg.
- q .-Gasto máximo instantáneo m3/seg./km2.
- A .-Area en km2.

La forma de obtener Q es como se describe a continuación:

a).- Localización de la región hidrológica fig. N° 5. En un plano de las regiones hidrológicas en que esta dividido el país, se ubica la obra en el proyecto de acuerdo con sus coordenadas geográficas:

Longitud W= 102° 11' 32''.
Latitud N= 22° 07' 17''.
Altitud = 1835 m.s.n.m.



AREA DE LA CUENCA EN km²



FORMULAS PARA EL CALCULO DEL COEFICIENTE "C"

CREAGER	LOWRY
$C = \frac{c}{0.503 [0.386A]^{(0.894 / (10.386A^{1.0048}) - 1)}}$	$C = q(1 + 259)^{0.8A}$

VALORES DEL COEFICIENTE "C"

ZONA	CORRIENTE	ESTACION	No. CREAGER	LOWRY
MUNDIAL			100	—
TEXAS, E. U. A.				51.1
SANTIAGO	RIO SANTIAGO	YAGO	13	716
SANTIAGO	RIO SANTIAGO	PASO DE ANALCO	8	457
SANTIAGO	RIO VERDE	LA CURA	6	200
SANTIAGO	RIO JUCHIPILA	LA BOQUILLA	44	147
SANTIAGO	RIO BOLANOS	EL CAIMAN	33	154
SANTIAGO	RIO HUAYNAMOTA	HUAYNAMOTA E	69	33.

○ DATOS DE ESTACIONES OPERADAS POR LA S. R. N.
● DATOS DE ESTACIONES OPERADAS POR LA C. F. E.

NOTA: Los areas de cuenca de las estaciones que se encuentran sobre el caudal principal se consideran a partir de la cota de manchar.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
SUBSECRETARIA DE PLANEACION-DIRECCION GENERAL DE E. S. T.
DIRECCION DE PLANEACION
ENVOLVENTES DE GASTO: MARRAS INSTANTANEA
EN LA REGION HIDROLOGICA NO. 1. MEXICO
MEXICO, D. F. 1960

CUADRO. 4

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 SUBSECRETARIA DE PLANEACION-DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS
 DIRECCION DE HIDROLOGIA

REGION HIDROLOGICA No 12 PARCIAL
 CUENCA DEL RIO SANTIAGO DESDE LA CORTINA DE LA PRESA PONCITLAN HASTA SU DESEMBOCADURA EN EL OCEANO PACIFICO
 DATOS GENERALES RELATIVOS AL GASTO MAXIMO DE CADA ESTACION

IDENTIF. No	ESTACION	CORRIENTE	CUENCA GENERAL	COORDENADAS		AREA DE CUENCA Km ²	GASTO MAXIMO INSTANTANEO			PERIODO	DEPEN- DENCIA	N O T A S
				Lat. Norte	Long W.G		m ³ /s	m ³ /s/Km ²	Fecha			
37	SAN GASPAR	RIO DE LAGOS	RIO VERDE	21°17' 05"	102°29' 50"	4 390	583	0.133	10 Sep. 1967	J41-D-71	S.R.H.	
38	VALLE DE GUADALUPE	RIO DEL VALLE	RIO VERDE	20°58' 50"	102°36' 35"	394	235	0.596	23 Jun. 1941	J41-D-71	S.R.H.	
39	LAGUNILLAS	RIO TEPATITLAN	RIO VERDE	20°47' 10"	102°49' 10"	265	133	0.502	11 Ago. 1963	J'62-M'72	S.R.H.	Suspendida en 1972
40	LA EXPERIENCIA	RIO SAN JUAN DE DIOS	RIO SANTIAGO	20°43' 45"	103°19' 45"	217	347	1.60	17 Sep. 1964	J'63-D-71	S.R.H.	
41	COQUID	RIO GIGANTES	RIO SANTIAGO	20°58' 25"	103°02' 00"	64	20.9	0.327	10 Ago. 1963	062-D-65	S.R.H.	Suspendida en 1965
42	AGUA BLANCA	SALIDAS PRESA EL CHIQUE	RIO JUCHIPILA	21°59' 30"	102°54' 00"	2 754	288	0.105	16 Ago. 1971	A'61-D-71	S.R.H.	
43	TECOMATE	RIO JUCHIPILA	RIO SANTIAGO	21°32' 35"	103°03' 00"	5 775	767	0.133	16 Ago. 1971	A'48-D-71	S.R.H.	
44	LA BOQUILLA	RIO JUCHIPILA	RIO SANTIAGO	21°03' 30"	103°23' 50"	8 534	880	0.103	24 Sep. 1967	J'48-D-71	S.R.H.	
45	PALOMAS	RIO PALOMAS	RIO JUCHIPILA	22°20' 42"	102°48' 25"	348	159	0.457	14 Ago. 1971	A'66-D-71	S.R.H.	
46	LA CODORNIZ	RIO LA LABOR	RIO CALVILLO	21°59' 20"	102°41' 00"	173	143	0.827	16 Ago. 1971	J'63-D-71	S.R.H.	
47	MEDIA LUNA	RIO CALVILLO	RIO JUCHIPILA	21°47' 35"	102°48' 25"	1 029	435	0.423	16 Ago. 1971	A'70-D-71	S.R.H.	
48	ACHOQUEN	SALIDAS PRESA	ARROYO SAN NICOLAS	21°31' 17"	103°04' 35"	142	2.76	0.019	26 Feb. 1969	A-50-D-71	S.R.H.	
49	CUIXTLA	RIO CUIXTLA	RIO SANTIAGO	21°03' 05"	103°26' 30"	854	1000	1.18	23 Sep. 1967	J51-D-71	S.R.H.	
50	BOCA DEL TESORERO	RIO JEREZ	RIO COLOTLAN	22°49' 31"	102°57' 28"	467	266	0.570	8 Sep. 1967	S65-D-71	S.R.H.	
51	LA GLORIA	RIO COLOTLAN	RIO BOLAÑOS	22°04' 05"	103°23' 47"	3 105	266	0.086	7 Ago. 1955	M'54-D-71	S.R.H.	
52	BOLAÑOS	RIO BOLAÑOS	RIO SANTIAGO	21°49' 30"	103°47' 00"	11 900	1302	0.109	29 Ago. 1967	F47-D-71	S.R.H.	
53	EL CAIMAN	RIO BOLAÑOS	RIO SANTIAGO	21°12' 05"	104°04' 50"	14 755	1046	0.071	13 Ago. 1963	S48-D-71	S.R.H.	
54	ROSALES	ARROYO ROSALES	RIO JEREZ	22°45' 28"	102°54' 13"	109	121	1.11	21 Ago. 1965	A'65-D-69	S.R.H.	Suspendida en 1969
55	ACHIMEC I	RIO TEPETONGO	RIO JEREZ	22°19' 27"	103°13' 24"	390	71.6	0.184	30 Jul. 1968	J'66-M-59	S.R.H.	Suspendida en 1969
56	ACHIMEC II	RIO TEPETONGO	RIO JEREZ	22°19' 23"	103°13' 24"	391	66.7	0.171	12 Ago. 1971	A69-D-71	S.R.H.	
57	BOQUILLA TENASCO	RIO CHICO	RIO COLOTLAN	22°10' 20"	103°13' 45"	151	68.8	0.456	21 Jul. 1958	J57-D-61	S.R.H.	
58	CONTROL	EXT. PRESA ALEMAN	RIO TLALTENANGO	21°39' 00"	103°21' 52"	742	15.9	0.021	29 Jul. 1963	F-58-J'67	S.R.H.	Suspendida en 1967
59	EXCAME I	RIO TLALTENANGO	RIO BOLAÑOS	21°39' 40"	103°20' 55"	743	209	0.281	13 Jul. 1934	J-30-D49	S.R.H.	Suspendida en 1949
60	EXCAME II Y III	SOBRANTES PR. ALEMAN	RIO BOLAÑOS	21°39' 40"	103°20' 55"	753	247	0.328	23 Sep. 1967	E50-D-71	S.R.H.	
61	EL ZAPOTE	RIO TLALTENANGO	RIO BOLAÑOS	22°03' 56"	103°23' 55"	2 553	480	0.188	24 Sep. 1967	A54-D-71	S.R.H.	
62	LA VILLITA	ARROYO LA VILLITA	RIO TLALTENANGO	21°36' 07"	103°20' 25"	208	284	1.37	23 Sep. 1967	J60-D-71	S.R.H.	
63	SANTA TERESA	ARROYO SANTA TERESA	RIO COLOTLAN	22°19' 22"	103°28' 36"	379	89.8	0.237	12 Oct. 1971	D-69-D-71	S.R.H.	
64	LA FLORIDA	RIO VALPARAISO	RIO BOLAÑOS	22°41' 11"	103°36' 13"	1 793	243	0.136	8 Ago. 1960	M'54-D-71	S.R.H.	
65	SAN ISIDRO	ARROYO LOBATOS	RIO VALPARAISO	22°50' 17"	103°22' 49"	414	19.2	0.046	11 Oct. 1971	A'69-D-71	S.R.H.	
66	CERRO BLANCO	RIO MOJARRAS	RIO SANTIAGO	21°24' 00"	104°35' 30"	196	272	1.39	14 Ago. 1966	M62-D-71	S.R.H.	
67	EL PLATANITO	RIO SAN JUAN	RIO HUAYNAMOTA	22°34' 05"	104°03' 47"	5 796	768	0.131	4 Jul. 1967	J'54-D-71	S.R.H.	
68	HUAYNAMOTA	RIO HUAYNAMOTA	RIO SANTIAGO	21°50' 35"	104°42' 40"	17 528	2140	0.122	22 Oct. 1957	J51-F-54	S.R.H.	
69	HUAYNAMOTA II	RIO HUAYNAMOTA	RIO SANTIAGO	21°51' 15"	104°42' 55"	17 125	2464	0.144	12 Oct. 1971	M58-D-71	S.R.H.	
70	EL PINITO	RIO HUAYNAMOTA	RIO SAN JUAN CHAPALAGANA	22°16' 12"	103°56' 31"	190	201	1.07	21 Jul. 1964	J64-D-71	S.R.H.	
71	MOLULUM	RIO TEPIC	RIO SANTIAGO	21°10' 10"	104°52' 45"	401	44.2	0.110	1 Sep. 1971	M50-D-71	S.R.H.	

Se localizo el ejemplo en la región hidrológica No 12 parcial.

b).- Localización de la envolvente de gastos máximos.- En el boletín hidrológico de la Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos, correspondiente a la región hidrológica determinada, se localiza la siguiente información:

- Plano de la región hidrológica.
- Numero y localización geográfica de la estación hidrométrica de la región.
- Carta de curvas envolvente de gastos máximos instantáneos.

c).- Selección de la estación hidrométrica.- En el plano de la región correspondiente, se sigue la corriente en que se localiza el estudio. Como fue la estación Valle de Guadalupe.

En el cuadro de gastos máximos instantáneos con el nombre de la estación, se entra en el cuadro de gastos máximos instantáneos de la región en el que se obtiene el numero, localización geográfica y características. En el trabajo se tiene el número 38 y el colector general es el Río Valle, corriente Río Sabino, cuadro N° 4.

d).- Trazo de la envolvente de gastos máximos instantáneos.- En la carta de envolvente de gastos máximos instantáneos para la región hidrológica correspondiente, identificada por su numero y por dicha estación se traza una curva paralela a la de Creager.

e).- Determinación del gasto.- Con el área de la cuenca (41.575 km²), se traza una línea vertical hasta que corte a la envolvente, en el punto de corte se vuelve a trazar una línea horizontal que determina el eje de las ordenadas, obteniendo el gasto unitario cuadro N° 5:

$$q = 1.65 \text{ m}^3/\text{seg.}/\text{km}^2.$$

f).- Obtención de la avenida de diseño.- Para esto se multiplica el gasto unitario por el área de la cuenca con la ecuación antes mencionada:

$$Q = q.A$$

$$Q = (1.65)(41.575) = 68.598 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

III.- DISEÑO DE LA OBRA DE RETENCION.

La estructura principal de un almacenamiento pequeño es la cortina que tiene por objeto cerrar un valle natural, generalmente se construye de tierra y se le denomina bordo.

El diseño de un bordo o cortina de tierra para almacenamiento plantea satisfacer dos requisitos principales que son: ser estable estructuralmente y ser lo suficientemente impermeable.

3.1. TIPOS.*

De acuerdo a la SARH los tipos de cortinas para almacenamiento son rígidas, flexibles, mixtas y compuestas.

Rígidas, dentro de estas existen:

- a).- Gravedad con eje recto o curvo.
- b).- Arco, arco simple, gravedad y bóveda.
- c).- Diques huecos, arcos múltiples, ambusen y machones de cabeza.

Flexibles, se reconocen:

- a).- Enrocamiento con corazón o membrana impermeable.
- b).- Materiales graduados.
- c).- Tierra de sección homogénea.

Mixtas:

- a).- Madera y enrocamiento.
- b).- Madera y concreto.
- c).- Concreto y fierro.

Compuestas, son las construidas de diversos materiales en diferentes secciones.

* Coria, A. (SRH).snt

3.2.- SELECCION DEL TIPO DE CORTINA.

Los factores que determinan el tipo de cortina son la geología, topografía, el sitio para la obra de excedencias, características sísmicas y volúmenes a almacenar entre otros.

Generalmente para presas pequeñas son del tipo flexibles de sección homogénea de tierra compactada, por adaptarse a la topografía de pequeños almacenamientos, económicas, son de fácil acarreo de materiales, maquinaria sencilla, poco personal para la elaboración y fácil conservación.

El problema referente a bordos de tierra se encuentra en cierta cantidad de filtraciones permisibles y a la cantidad de bancos de préstamo requerida para su construcción pues en ocasiones se transportan de distancias alejadas del bordo.

Algunas consideraciones que se deben tomar en cuenta para la construcción de presas pequeñas son:

a).- Que el volumen de filtración no afecte sensiblemente el volumen de la presa.

b).- Que no genere tubificación en la cortina o base de cimentación.

c).- Que la supresión de filtraciones no afecte la estabilidad de los taludes.

Arteaga (1975) menciona que en base a la experiencia del investigador Dr. James L. Sherarel sobre 60 presas de tierra, indica que no es conveniente hacer un bordo, cuando sea muy costoso el cambiar el contenido de agua natural del suelo al deseado; si los precios de compactación e inspección se sobre eleven; cuando la terracería sea muy larga y el tiempo de construcción y humedecimiento se alarguen.

También menciona que las fallas más comunes de las presas son debidas a los agrietamientos por bajo contenido de humedad durante la construcción, utilización de material poco plástico, laderas demasiado escarpadas o cambios de talud, tubificaciones por infiltraciones que arrastran material, mala compactación, galerías por animales y plantas, deslizamientos de taludes que depende por mal diseño en la altura de la cortina, terraplén y presión del agua.

Topete, A. (1992) Señala que más de un 20 % de las obras de bordería que se diseñan, presentan errores técnicos que deméritan la eficiencia de la obra, sin embargo, el punto más crítico ocurre en la construcción de

las obras diseñadas ya que hasta un 50 % de las obras construidas, presentan filtraciones en las cortinas o bien son arrastradas por corrientes máximas extraordinarias, lo anterior se debe a que generalmente el constructor no se apega a las especificaciones del diseñador, en cuanto al grado de compactación del terraplén y el no emplear agua para el humedecimiento y compactación de los mismos. Otros problemas de importancia de señalar son la falta de enrocamiento de los taludes, no proteger la corona del bordo y no usar mampostería en el vertedor de excedencias. Todo lo anterior motiva que la obra construida tenga un alto grado de inseguridad e inestabilidad.

3.3.- DETERMINACION DE LA ALTURA MAXIMA DE DISEÑO.

La altura máxima del bordo se obtiene con la formula siguiente:

$$H = H' + H_d + H_o + H_L$$

Donde:

H .-Altura máxima de diseño en mts.

H'.-Distancia vertical entre la elevación de sección de control del vertedor y el fondo del cauce del arroyo; también es la cota del NAN en mts.

H_d =Carga sobre el vertedor en mts.

H_o =Altura máxima de las olas en mts.

H_L =Altura libre en mts.

El NAN o H' se obtiene de la capacidad total de la presa en el cuadro de áreas-capacidades. En el ejemplo del bordo las curvas cerraron a la cota 100.00 pero considerando el libre bordo se optó por dejarlo a la curva 99.00 con un volumen de 30.2998 Mm³.

La carga sobre el vertedor o H_d esta en función del gasto de avenida máxima; que en nuestro caso fue de 0.68 mts., este resultado se verá mas ampliamente en el capítulo de diseño de obra de excedencias.

La altura libre H_L, se consideró que de acuerdo a la experiencia de muchos diseñadores , este comprende la altura de las olas, aunque se calcula, aparte, se le incluye denominandole al conjunto libre bordo.

La altura de las olas H_o , es la altura máxima de las olas que se forman en el vaso por el efecto del viento; las condiciones mas desfavorables ocurren cuando sobre la obra de excedencias estén pasando el gasto máximo de la avenida y al mismo tiempo la altura máxima de las olas.

La altura máxima de las olas esta en función de la velocidad del viento y del Fetch, que es la distancia máxima en línea recta que existe entre la cortina y el punto más alejado del vaso de la misma. La fórmula para calcular la altura máxima de las olas es la de Wolf y Henny:

$$H_o = (0.005 V - 0.068) \sqrt{F}$$

Donde:

H_o .- Altura sobre las olas en mts.
 0.005 .-Constante, adimensional.
 0.068 .-Constante, adimensional.
 V .- Velocidad del viento en km/hr.
 F .- Fetch en km.

Para proyectos se recomienda usar una velocidad del viento de 100 km/hr, así mismo, la altura máxima de las olas, se puede obtener del cuadro N. 6.13 (Manual de Pequeñas Obras de Almacenamiento) en función del Fetch. De acuerdo a la escala de Beaufort una velocidad de 100 km/hr corresponde a un huracán cuyo poder devastador alcanza a destruir algunas edificaciones de poca estructura como casas de adobe y teja.

El principal problema en pequeños almacenamientos es la falta de estaciones meteorológicas que registren la velocidad de viento, por tanto se encuentra restringido la aplicación de la fórmula por lo que se puede recurrir a la siguiente tabla:

Cuadro N. 6.13 Valores de altura de las olas en función del Fetch (Manual para Proyectos de Pequeñas Obras hidráulicas para Riego y Abrevadero, Colegio de Postgraduados 1980):

F	H_o
km.	mts.
menores 0.05	0.30
0.05 - 1.0	0.40
1.0 - 1.5	0.50
1.5 - 2.0	0.60
2.0 - 2.5	0.65
2.5 - 3.0	0.75

Algunos autores recomiendan tener una altura mínima de 0.75 mts. para evitar riesgos. En lo que a nosotros respecta recomendamos observar los vientos y longitud de la obra para determinar la altura de la ola.

En el ejemplo se considero un libre bordo, incluyendo olas de 1.00 mts., se basó en que la obra no es muy grande, no hay mucha velocidad en los vientos existentes y la baja carga del vertedor.

Aplicando la formula inicial tenemos que:

$$H = H' + H_d + (H_o + H_L) = H' + H_d + H_L$$

$$H = 99.0 + 0.68 + 1.00 = 100.68 \text{ mts.}$$

$$\text{Elevación de la corona} = 100.68 \text{ metros.}$$

Ancho de la corona.- Posteriormente después de la altura de la cortina por razones de construcción y la necesidad de tener un acceso a la presa, es recomendable que la corona tenga por lo menos un ancho de 4 mts.; además debe recubrirse con material semejante al de un camino para evitar el secado del núcleo arcilloso y redondeamiento de la superficie con un espesor de 0.20 o más metros.

3.4. SOLUCION Y ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

El diseño del terraplén que constituye el bordo, consiste en proponer o determinar los taludes que son necesarios para lograr su estabilidad en las condiciones de trabajo mas desfavorables, evitando el volteamiento y/o deslizamiento de la obra.

Generalmente el criterio es basándose en la altura de la cortina, propiedades mecánicas de los suelos, condiciones de cimentación y experiencias derivadas de obras ya construidas. Para bordos cuya altura sea menor de 5.50 mts. basta con una tabla donde se proponen taludes asegurando la estabilidad; por el contrario cuando la altura es mayor se debe hacer un análisis de estabilidad.

Los métodos mas empleados son: El método Sueco que consiste en suponer que la falla se realiza en una superficie cilíndrica deslizante, donde se busca la línea de flujo de agua por tanteos; y el método del Abaco de Taylor. Este ultimo permite fácil y rápidamente estimar el factor de seguridad contra el deslizamiento de taludes, y

es útil en proyectos en los que no se justifica un análisis de estabilidad detallado. El método proporciona exclusivamente un factor de seguridad contra deslizamientos de taludes, sin considerar la corona. Generalmente se aplica en bordos que no se vacien año con año, que sea de sección homogénea y la cohesión de las partículas en la cimentación sea igual o superior a la que tendrá el bordo al construirse.

Los datos de diseño y laboratorio para la aplicación del Abaco de Taylor son:

En diseño:

a).- Altura máxima de diseño (H) en mts., obtenida de restar la altura de la cortina menos la cota menor de la boquilla, $100.68 - 94.84 = 5.84$. Con esta altura se entra al siguiente cuadro N.6 de secciones homogéneas tipo donde se tienen taludes probables para someterlos al análisis de estabilidad.

Cuadro N. 6 de secciones homogéneas (Manual para Proyectos de Pequeñas obras Hidráulicas para Riego y Abrevadero. C.P.1980)

SECCION	ALTURA MAXIMA (m)	ANCHO CORONA (m)	TALUD AGUAS ARRIBA	TALUD AGUAS ABAJO
1	6.00 - 7.50	4.00	2.5:1	2.0:1
2	7.50 - 9.00	4.50	2.5:1	2.5:1
3	9.00 - 10.50	4.50	3.0:1	2.5:1
4	10.50 - 12.00	5.00	3.0:1	3.0:1
5	12.00 - 13.50	5.00	3.5:1	3.0:1
6	13.50 - 15.00	5.50	3.5:1	3.5:1

b).- Profundidad del corte (nd) en mts., que resulta de la profundidad del dentellón. En el presente caso se optó por dar el 30% de la altura del bordo, señalando que dicho dentellón debe tener en sus taludes 45° ó una relación 1:1. La forma como se obtuvo es por una proporción:

$$\begin{array}{r}
 \text{si } 5.84 \text{ mts.} \qquad \qquad 100\% \\
 \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \times \qquad \qquad \qquad 30\% \\
 \hline
 \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \times = 1.752 \text{ mts.}
 \end{array}$$

c).- Profundidad de la base firme (ndH), con la altura de diseño 'H' y la profundidad de corte 'nd' ($5.84 + 1.752 = 7.592$) se obtiene ndH; a partir de aquí se calcula el factor de profundidad:

$$\text{Factor de profundidad} = nd = \frac{ndH}{H} = \frac{7.592}{5.84} = 1.3$$

Donde:

ndH .-Profundidad de la base firme en mts.

nd .-Factor de profundidad, adimensional.

Este factor de profundidad se grafica en la fig.N° 3.

De laboratorio:

a).- Cohesión del material del bordo C) en Ton./m2
(cuadro N 7.)

b).- Peso volumétrico húmedo (&h) en Ton./m3. = 1.32

PROCEDIMIENTO DEL METODO DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

a).- A falta de cohesión del material y considerando el angulo de fricción interna igual a cero, se sugiere usar la tabla N. 7 donde se proponen cohesiones proporcionales a la altura y taludes.

Tabla N.7 de taludes propuestos en función de altura y cohesión mínima (Manual para Proyectos de Pequeñas Obras Hidráulicas para Riego y Abrevadero, C.P 1980).

ALTURA MAXIMA	COHESION MINIMA	TALUD
mts.	Ton./m3.	mts.
10.00	3.03	3.0 :1
10.00	3.37	2.5 :1
10.00	3.80	2.0 :1
10.00	4.20	1.5 :1
8.00	2.42	3.0 :1
8.00	2.70	2.5 :1
8.00	3.04	2.0 :1
8.00	3.43	1.5 :1
6.00	1.82	3.0 :1
-----6.00-----	-----2.02-----	-----2.5 :1
6.00	2.28	2.0 :1
6.00	2.57	1.5 :1
4.00	1.21	3.0 :1
-----4.00-----	-----1.35-----	-----2.5 :1
4.00	1.52	2.0 :1
4.00	1.71	1.5 :1
2.00	0.61	3.0 :1
2.00	0.67	2.5 :1
2.00	0.76	2.0 :1
2.00	0.86	1.5 :1

En valores intermedios de la tabla, se busca el valor de cohesión ubicando la altura de diseño entre las dos alturas mínima y máxima de la tabla, manteniendo siempre el talud tipo propuesto de la anterior tabla, después en forma de una proporción aritmética se determina la cohesión mínima correspondiente a altura buscada como se realizara a continuación: la altura de diseño $H = 5.84$ mts., así que nuestro valor de cohesión se encuentra entre 4.00 y 6.00.

H máx.	talud	Cohes.tabla
6.00	2.5:1	2.02
Difer. 2 mts.		Difer. 0.67
H min.		
4.00	2.5:1	1.35

$5.84 - 4.00 = 1.84$ por tanto:

$$\begin{array}{r}
 \text{si } 2 \text{ mts} \text{-----} 0.67 \text{ Cohesión} \\
 1.84 \text{ mts} \text{----} \text{-----} x \\
 \hline
 \text{-----} \\
 x \approx 0.6164
 \end{array}$$

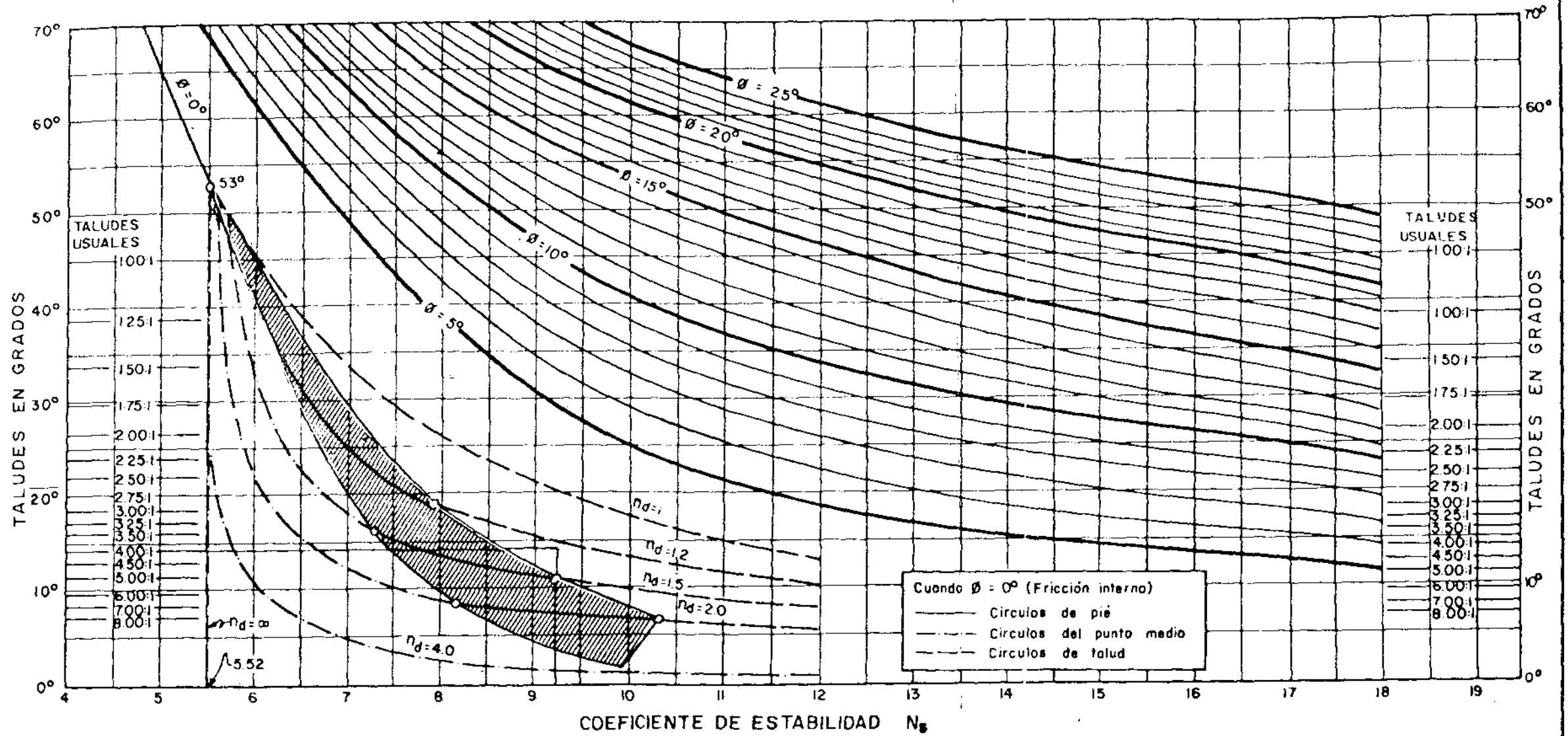
4.00 tiene una cohesión de $1.35 + 0.6164$, se tiene una Cohesión final de 1.9664. y un talud de 2.5 :1, la proporción calculada siempre se suma a la cohesión de la altura menor.

b).- Uso del abaco de Taylor: Se tiene el valor de "H" = 5.84, "T1 y T2" = 2.5:1 propuestos, se obtuvo la cohesión mínima = 1.9664 y "nd" = 1.3; ahora se determina el Coeficiente de Estabilidad "Ns" usando la figura N° 3, donde se intercepta la curva de "nd" = 1.3 con el talud propuesto 2.5:1 y se obtiene en la base de la intersección el valor de "Ns", si "nd" mantiene siempre la misma proporción, entonces "Ns" sería la misma para los taludes propuestos, por ejemplo:

Si "nd" = 1.3 entonces:	Talud	"Ns"
	3.0:1	7.42
	2.5:1	7.20
	2.0:1	6.60
	1.5:1	6.25

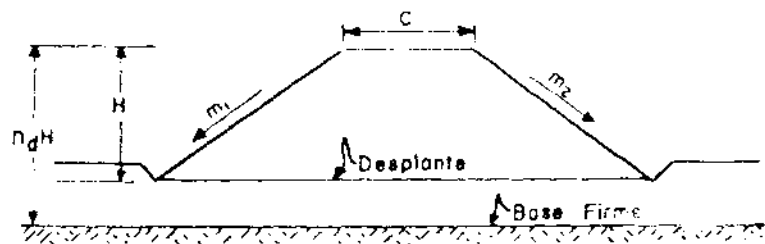
1.1	significa que el dentellón tiene un	10 % de H.
1.5	" " " " " "	50 % de H.
1.3	" " " " " "	30 % " "

FIGURA. 3



Cuando $\theta = 0^\circ$ (Fricción interna)

- Circulos de pie
- - - Circulos del punto medio
- · - · - Circulos de talud



SECCION MAXIMA

DATOS DE CAMPO

Altura máxima de diseño = H = m
 Profundidad de la base firme = $n_d H$ = m

DATOS DE LABORATORIO

Cohesión húmeda C_h = ton/m²
 Peso vol. húmedo γ_s = ton/m³
 Fricción interna θ = grados

c) El siguiente calculo es la altura crítica mediante:

$$H_c = \frac{(N_s) (C)}{\gamma h} = \frac{(7.20) (1.9664)}{1.32} = 10.725818$$

Donde:

Hc.- Altura crítica, en metros.
Ns.- Coeficiente de estabilidad, adimensional.
C.- Cohesión.
&h.- Peso volumétrico en Ton/m3.

d).- Finalmente se calcula el factor de seguridad, en el que debe ser mayor o igual a 1.5 para que se considere estable el talud propuesto; el factor de seguridad se calcula de la forma siguiente:

$$F_s = \frac{H_c}{H} = \frac{10.725818}{5.84} = 1.8366126$$

Donde:

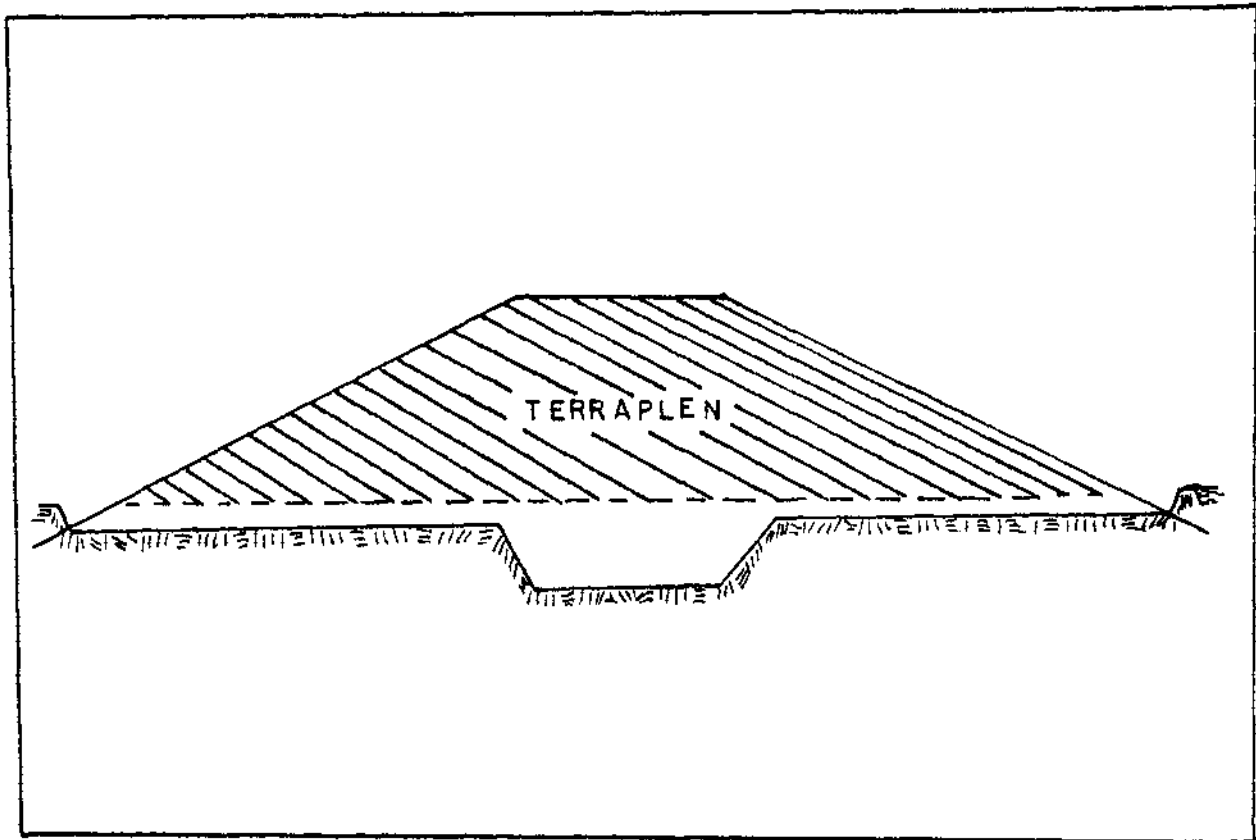
Fs.- Factor de seguridad, adimensional.
Hc.- Altura crítica en mts.
H.- Atura de diseño en mts.

Concluyendo que se podría proponer un talud menor puesto que el "Fs" es amplio, pero considerando que tenemos poca longitud del bordo (77.00 mts.) no se elevaran mucho las terracerías y se garantizara con un gran margen de seguridad la obra ; en caso contrario si se tiene como condición limitante el volumen de terracerías, tendríamos que proponer otro talud que fuera mas bajo y estable a ambos lados del bordo o a uno solo, según sea la necesidad. Por tanto los taludes finales propuestos son ;

2.5 : 1 aguas arriba
2.5 : 1 aguas abajo.

III.5.- ESTIMACION DE AREAS Y VOLUMENES PARA TERRAPLEN, CORTE Y DESPALME.

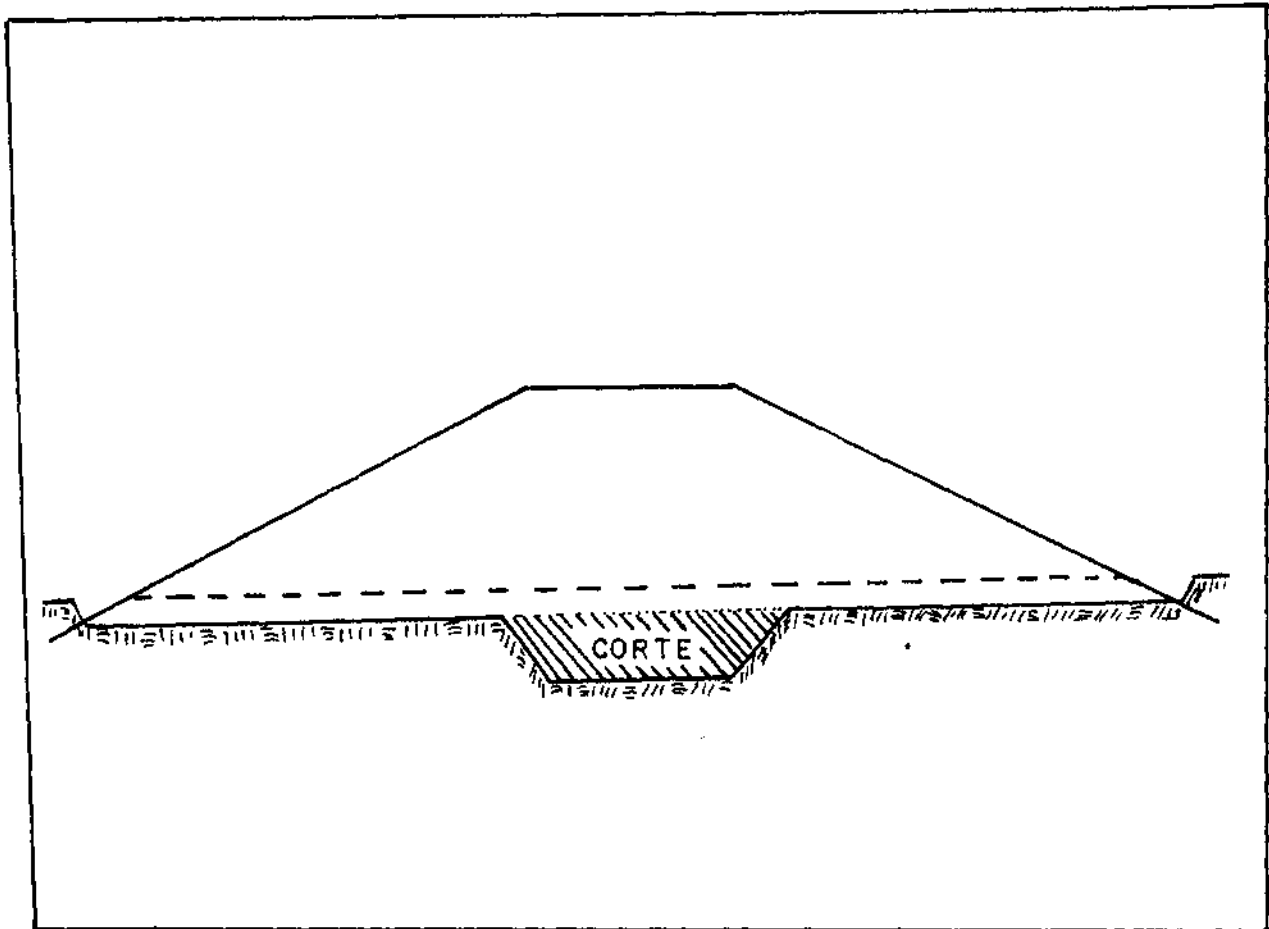
a.1.- TERRAPLEN.- Es el relleno para la formación de la cortina y esta conformado por la "H" de diseño, los taludes propuestos y el ancho de la corona, obteniéndose una figura trapezoidal para cada cadenamamiento de las secciones transversales del terreno obtenidas en campo. Se área cada sección con planímetro llevando los resultados a un cuadro similar al de areas-capacidades, hasta obtener el volumen total acumulado.



Terraplén.

CADENA.	AREA m2.	A1+A2 m2	D/2	V.PARC. m3	V.ACUM.m3
0+007.5	14.05	0	0	0	0
0+020	54.35	68.40	6.25	427.50	427.50
0+023.4	82.70	137.05	1.70	232.985	660.485
0+025.5	98.15	180.85	1.05	189.8925	850.377
0+030	101.40	199.55	2.25	448.9875	1299.365
0+037.1	77.20	178.60	3.55	634.0600	1933.395
0+040	72.10	149.30	1.45	216.4850	2149.880
0+060	31.25	103.35	10.00	1033.5000	3183.380
0+077	2.35	33.60	8.50	285.6000	3468.980

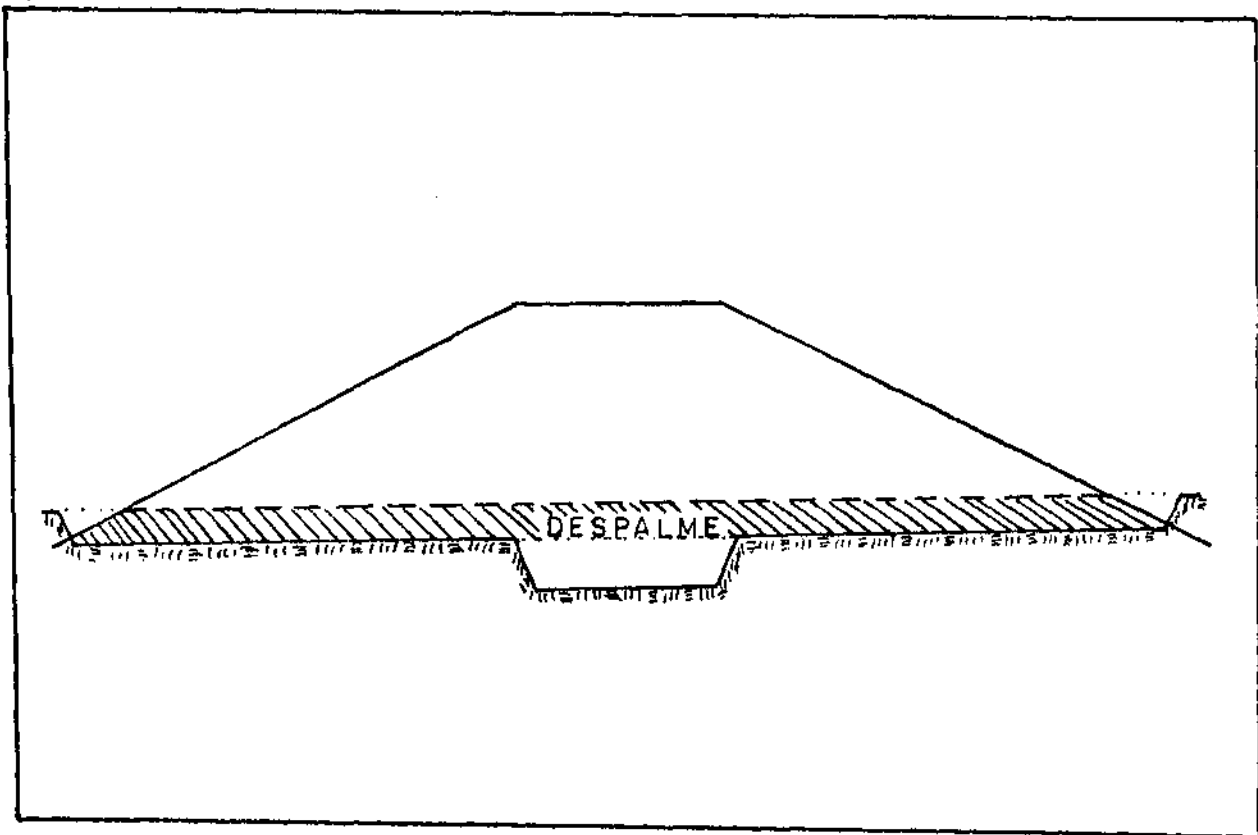
a.2.- CORTE.- Es el corte realizado para la formación del dentellón o trinchera, cuyos taludes forman un ángulo de 45° y tiene una profundidad del 30 % de la altura total de la cortina. El procedimiento es similar al calculo del terraplén.



Corte.

CADENA.	AREA m2.	A1+A2 m2.	D/2	V.PARC. m3	V.ACUM.m3
0+007.5	2.95	0	0	0	0
0+020	3.65	6.60	6.25	41.25	41.25
0+023.4	6.55	10.20	1.70	17.34	58.59
0+025.5	10.00	16.55	1.05	17.377	75.967
0+030	10.70	20.70	2.25	45.575	122.542
0+037.1	9.50	20.20	3.55	71.710	194.252
0+040	6.35	15.85	1.45	22.982	217.235
0+060	5.15	11.50	10.00	115.000	332.235
0+077	0000	5.15	8.50	43.775	376.010

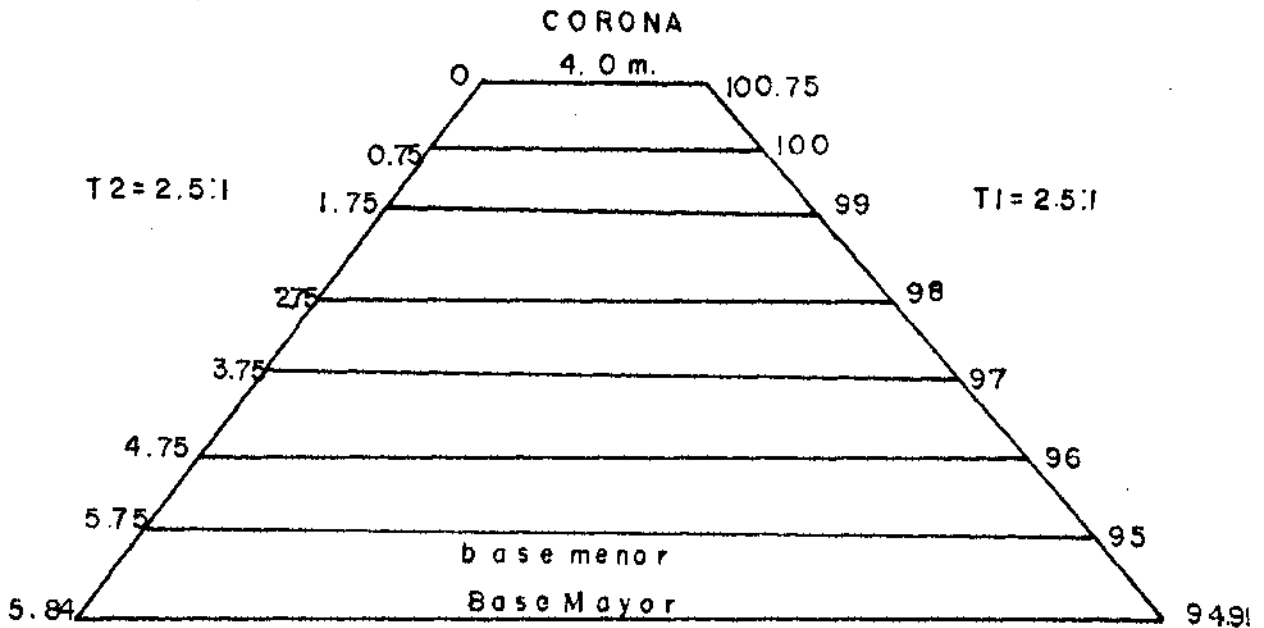
a.3- DESPALME.- Es la cantidad de suelo a remover para quitar roca intemperizada, la capa arable, materia orgánica, etc.; en otras palabras, todo lo que signifique inestabilidad para el buen empotramiento de la cortina . Generalmente son 20 cm. de despalme puesto que a esa profundidad se ha calculado es la longitud vertical de la mayoría de pastos y herbáceas, siendo también la capa de mayor intemperización.



Despalme.

CADENA.	AREA m2	A1+A2 m2	D/2	V.PARC.m3	V.ACUL.m3
0+007.5	2.00	0	0	0	0
0+020	3.30	5.30	6.25	33.125	33.125
0+023.4	4.60	7.90	1.70	13.430	46.555
0+025.5	4.40	9.00	1.05	9.450	56.005
0+030	4.60	9.00	2.25	20.250	76.255
0+037.1	3.90	8.50	3.55	30.175	106.430
0+040	4.00	7.90	1.45	11.455	117.885
0+060	2.20	6.20	10.00	62.000	179.885
0+077	1.52	3.72	8.50	31.620	211.505

b).- CURVA MASA.- Son áreas y volúmenes parciales, lo que es llamado comúnmente "rebanada de pastel" y lleva el propósito de dar una idea al constructor de el volumen alcanzado a una cota determinada al ir construyendo la cortina, ya que la estimación de terracerías se hace por cadenamiento y la construcción por capas. Se gráfica de la siguiente manera:



La fórmula para cada capa parcial es la derivada de la fórmula del trapecio, y es la siguiente:

$$A = \frac{(B T2) + (b T1) + C}{2} \cdot H$$

Donde:

- A .-Area en m2.
- B .-Base mayor en mts.
- b .-Base menor en mts.
- t2 .-Talud dos.
- T1 .-Talud uno.
- H .-Altura en mts.
- C .-corona en mts.

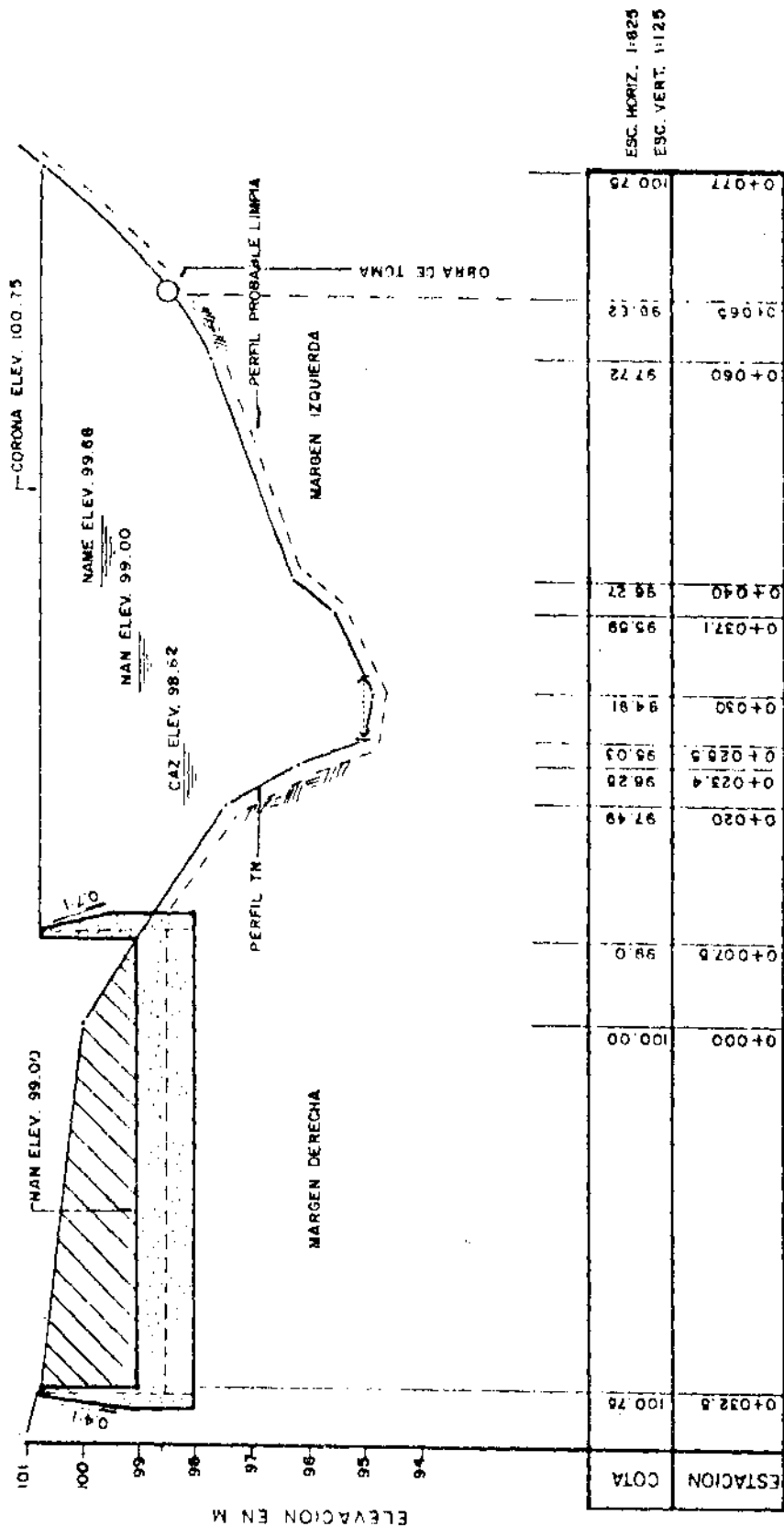
Se construye otro cuadro para los cálculos de volumen:

COTA	AREA	D/2	V.PAR.	V.ACUM.	F.AJUSTE	V.PAR.	V.ACUM.
94.91	0	0	0	0	0	0	0
95	2.96	3.75	11.12	11.12	1.0172064	11.32	11.32
96	30.25	12.50	378.12	389.25		384.63	395.95
97	25.25	19.50	492.37	881.63		500.84	896.79
98	20.25	37.00	749.25	1630.88		762.14	1658.94
99	15.25	54.50	831.12	2462.00		845.43	2504.36
100	10.25	63.50	650.87	3112.88		662.07	3166.43
100.75	4.41	67.50	297.42	3410.30		302.54	3468.98

b.1- Para el área se obtuvo con la fórmula antes mencionada.

b.2- Distancia entre dos (D/2), se obtiene con la sección de boquilla, y es la distancia horizontal.

NIVELACION DE LA BOQUILLA



ESTACION	COTA
0+032.8	100.75
0+000	100.00
0+027.8	98.0
0+020	97.48
0+023.4	98.28
0+025.5	98.03
0+030	94.81
0+037.1	95.09
0+040	98.27
0+060	97.72
0+063	98.42
0+077	100.75

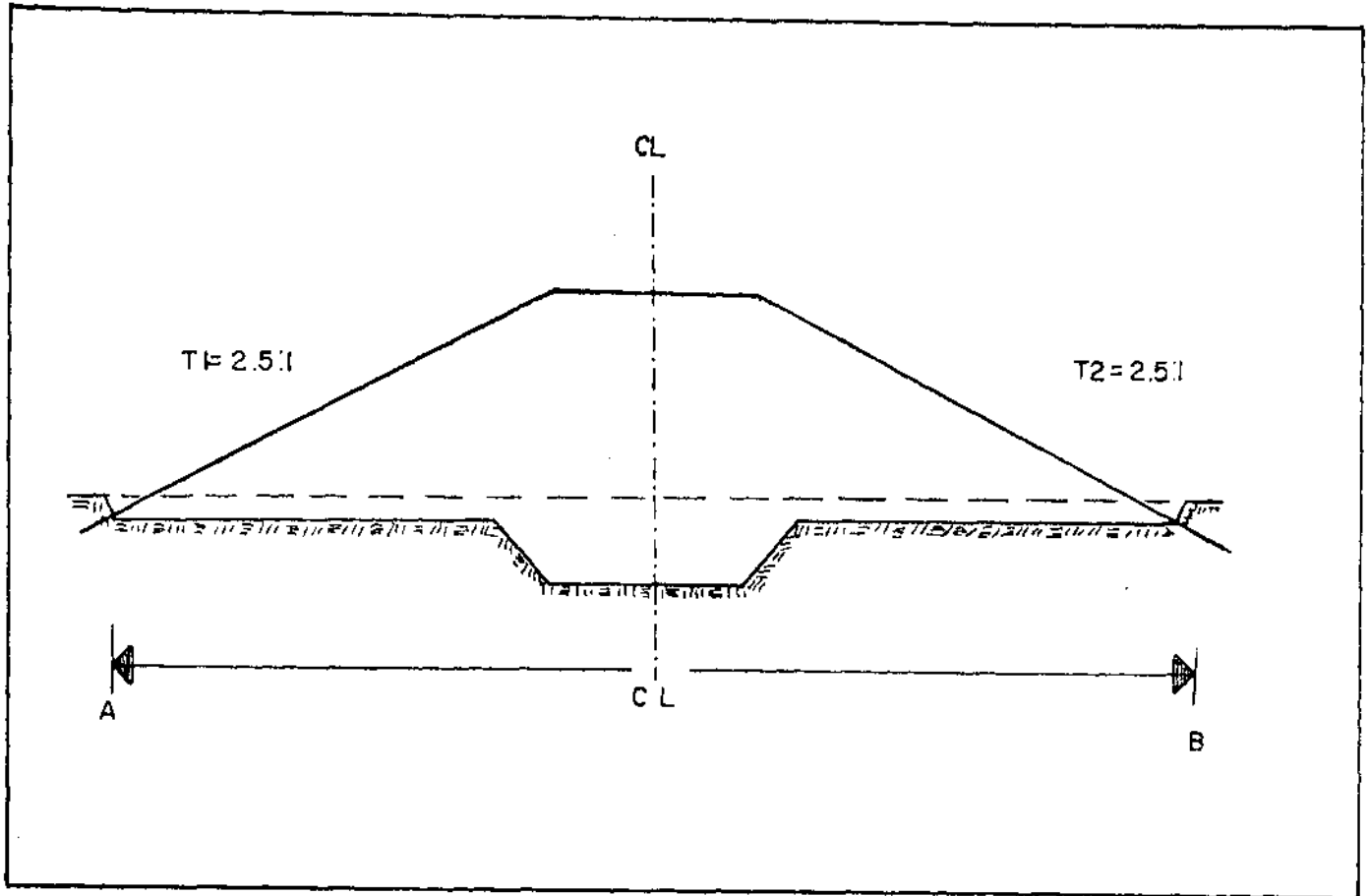
ESC. HORIZ. 1:825
ESC. VERT. 1:125

b.3- El volumen parcial y acumulado se realiza normalmente como los cuadros anteriores.

Al final el volumen acumulado deberá coincidir con la misma cantidad o volumen total del terraplén calculado por cadenamientos, si no es así; se tendrá que ajustar de la manera siguiente: se divide el total del terraplén por cadenamientos (3468.98 m³) entre el obtenido por cotas (3410.30 m³), resultando el factor de ajuste (1.0172064) que multiplicando a cada uno de los volúmenes parciales da un nuevo volumen parcial ajustado, al final queda un volumen acumulado igual al de terracerías.

El ajuste se realiza debido a que la figura geométrica de la curva masa es aproximada, por lo que los volúmenes pueden ser mayores o menores a los obtenidos por cadenamientos.

c).- LONGITUD DE LAS TRAZAS O SECCIONES.- La longitud de las trazas aguas arriba y abajo se obtienen del plano de secciones transversales donde se hace la longitud de la traza y se utilizan para que en planta se dibujen los taludes.

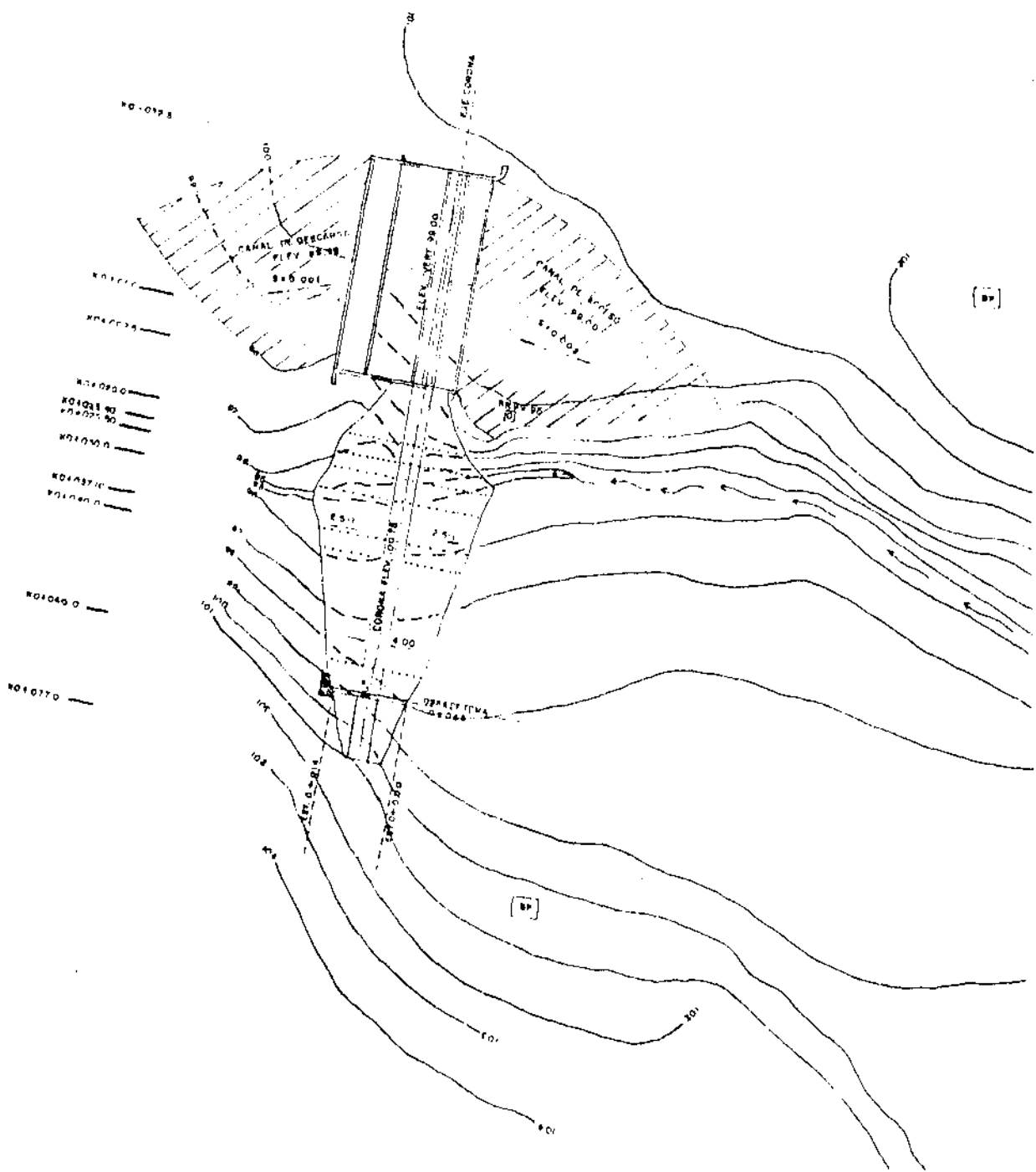


En el presente trabajo las trazas se obtuvieron desde el centro de línea hacia A y hacia B, por cada cadenamamiento.:

AGUAS ABAJO mts.	CADENAMIENTO	AGUAS ARRIBA mts.
5.6	0+007.5	5.0
13.2	0+020	11.5
13.6	0+023.4	16.5
14.2	0+025.5	15.8
16.0	0+030	14.5
14.0	0+037.1	13.2
13.8	0+040	12.7
7.8	0+060	9.4
2.5	0+077	5.0

En la siguiente gráfica se observa la longitud y como se va formando los taludes del bordo.

PLANTA GENERAL



IV. DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.

La obra de excedencias es una estructura que tiene por objeto proteger al sistema de almacenamiento permitiendo el paso encauzado de los volúmenes de agua sobrantes a la capacidad normal del vaso y su descarga en el arroyo aguas abajo del bordo.

4.1. CLASIFICACION DE LOS VERTEDORES.

Generalmente los vertedores se clasifican por su rasgo más prominente como puede ser la forma de la cresta, como desfogon la corriente o alguna otra característica por lo que es difícil dar una clasificación universal.

Los vertedores más usuales en bordos de almacenamiento, considerando únicamente la cresta; son dos tipos:

- a).- Vertedores de cresta recta:
 - a.1.- económicos o lavadero.
 - a.2.- Descarga directa.
 - a.3.- Canal lateral.

- b).- Vertedores de cresta curva;
 - b.1.- De abanico.
 - b.2.- de canal lateral

Como puede observarse el vertedor de canal lateral puede ser recta o curva, siempre y cuando se aplique la teoría del Ing. Castilla, mencionada por Arteaga, 1975 para este tipo de obras.

Por lo general, por economía en los bordos de almacenamiento se construyen tres tipos de vertedores: lavadero, descarga directa o cimacio de Creager y canal lateral.

El lavadero es el más económico y el de mayor uso en bordos de almacenamiento reducido (como es nuestro ejemplo) o para abrevadero, por su fácil construcción.

El de descarga directa, tanto de cimacio o cimacio tipo Creager, vienen siendo lo mismo, ya que no varía mucho en su función y economía. Estos tipos de vertedores se utilizan en obras de mayor importancia ya que desde el

punto de vista hidráulico deben funcionar con mayor eficiencia.

El de canal lateral se utiliza en casos muy especiales como cuando la topografía es demasiada accidentada donde en muchas ocasiones, es difícil la construcción de un tipo económico o bien de cresta recta. En 1961 El ing. Castilla Perez. (Tesis profesional, Arteaga 1970), logra un método que reúne característica de facilidad, eficiencia y economía. Castilla hace intervenir las fuerzas estáticas externas como principio para apegarse a condiciones difíciles y mas reales del problema.

4.2. SELECCION DEL VERTEDOR.

La selección como se menciona depende en la obra por construir así como principalmente la topografía del lugar, el gasto por desfogar, su costo y las condiciones de cimentación. Para pequeñas obras se utilizan las estructuras del tipo lavaderos y otras conocidas como vertedores, estos últimos son en general de planta recta y perfil tipo Creager o trapecial y normalmente se alojan en uno de los extremos del bordo cimentandolos en terreno firme, con objeto de evitar una estructura de costo elevado.

En el presente trabajo se decidió aplicar el vertedor tipo lavadero por su aplicación sencilla respecto a la topografía. Estos vertedores son estructuras que constan de un canal de acceso, una sección de control o cresta vertedora y un canal de descarga. Su característica principal es que la cresta tiene la misma elevación que la cota de arranque de la rasante de la plantilla del canal de descarga. Las condiciones ideales para su selección son en laderas que tienen una pendiente suave en el sitio donde van a quedar alojados los canales de acceso y descarga.

4.3. DISEÑO HIDRAULICO DEL VERTEDOR.

El diseño hidráulico consiste en determinar la longitud de la sección de control y la carga sobre la misma y en especificar los requisitos de los canales de acceso y descarga.

a).- LONGITUD DE LA CRESTA O SECCION DE CONTROL (L).- La longitud varia en función de las condiciones topográficas y geológicas del lugar y del gasto de la

avenida de diseño. Generalmente esta longitud esta dada como mínimo a 5 mts. de acuerdo a experiencias y valores realizados por Creager. En tabla 6A del Manual de Pequeñas Obras Para Riego y 1980 la fórmula para la carga del vertedor esta resuelta.

Donde:

Q.- Varia de 5 a 200 m³/seg. con intervalos de 5 m³/seg.

L.- Varia de 5 a 200 metros con intervalos a cada 5 mts.

Hd.-Varia de 0.5 a 200 metros.

El cuadro permite hacer combinaciones de los elementos y de ésta manera se esta en condiciones de seleccionar cual es la longitud y carga razonables en función de las características topográficas, geológicas y del gasto de la avenida máxima. En la tabla los valores son a partir de 5; por tanto, cuando tenemos un gasto menor de ese valor también se utilizará el mínimo para la longitud del vertedor. Cuando los valores de "Hd" en la tabla sean ceros, indica que la combinación longitud gasto no es practica, o sea, que "Hd" es menor de 0.50 metros o "Hd" es mayor que 200 mts.

La avenida máxima se selecciona a partir del Estudio Hidrológico y del Método de Envolventes Regionales de Gasto Máximos de Creager; considerando que el volumen aprovechable es menor de 50 000 m³ y no existe riesgo para viviendas y construcciones (Manual de Pequeñas Obras Hidráulicas Para Riego Y Abrevadero, CP.1980). El gasto unitario de la cuenca se obtuvo a partir de la figura N. 6 (Capitulo Hidrológico); siendo su valor de:

$$Q = (A)(q) = 68.598 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Valor que es sustituido en el desarrollo de la ecuación para obtener la carga de diseño propuesta.

b).-CARGA DE DISEÑO (Hd).- También llamada carga sobre el vertedor, que para los gastos de avenida máxima se determina con la fórmula:

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

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 COLEGIO DE POSTGRADUADOS
 RAMA DE RIEGO Y DRENAJE
 CHAPINGO MEXICO

MANUAL PARA PROYECTOS DE PEQUEÑAS OBRAS HIDRAULICAS PARA RIEGO Y ABREVEDERO

FORMULA RESUELTA $H_d = 1.45 \sqrt[3]{Q/L}$ C = 1.45

LONGITUD DE LA SECCION DE CONTROL

GASTO	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
5	0.78	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	1.24	0.78	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15	1.62	1.02	0.78	0.64	0.56	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	1.57	1.24	0.95	0.78	0.67	0.61	0.54	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	0.0	1.44	1.10	0.91	0.78	0.69	0.62	0.57	0.52	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	0.0	1.60	1.24	1.02	0.81	0.78	0.70	0.64	0.60	0.55	0.52	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
35	0.0	1.80	1.37	1.11	0.98	0.87	0.76	0.71	0.66	0.62	0.58	0.54	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
40	0.0	1.97	1.50	1.24	1.07	0.95	0.85	0.78	0.72	0.67	0.63	0.60	0.56	0.54	0.51	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
45	0.0	0.0	1.62	1.34	1.14	1.02	0.92	0.84	0.78	0.73	0.68	0.64	0.61	0.58	0.56	0.53	0.51	0.0	0.0	0.0
50	0.0	0.0	1.74	1.44	1.24	1.10	0.99	0.91	0.84	0.76	0.73	0.69	0.66	0.62	0.60	0.57	0.55	0.53	0.51	0.0
55	0.0	0.0	1.86	1.53	1.32	1.17	1.06	0.97	0.89	0.80	0.78	0.74	0.70	0.66	0.63	0.61	0.58	0.56	0.54	0.52
60	0.0	0.0	1.97	1.62	1.40	1.24	1.12	1.02	0.95	0.89	0.83	0.78	0.74	0.71	0.67	0.64	0.62	0.60	0.57	0.56
65	0.0	0.0	0.0	1.71	1.48	1.21	1.16	1.08	1.00	0.93	0.87	0.82	0.78	0.74	0.71	0.68	0.65	0.63	0.61	0.59
70	0.0	0.0	0.0	1.80	1.55	1.37	1.24	1.13	1.05	0.98	0.92	0.87	0.82	0.78	0.75	0.71	0.69	0.66	0.64	0.62
75	0.0	0.0	0.0	1.88	1.62	1.44	1.30	1.19	1.10	1.02	0.96	0.91	0.86	0.82	0.78	0.75	0.72	0.69	0.67	0.64
80	0.0	0.0	0.0	1.97	1.70	1.50	1.35	1.24	1.15	1.07	1.00	0.95	0.90	0.85	0.81	0.78	0.75	0.72	0.70	0.67
85	0.0	0.0	0.0	0.0	1.77	1.56	1.41	1.29	1.19	1.11	1.04	0.98	0.93	0.89	0.85	0.81	0.78	0.75	0.72	0.70
90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.83	1.62	1.47	1.34	1.24	1.16	1.08	1.02	0.97	0.92	0.88	0.84	0.81	0.78	0.75	0.73
95	0.0	0.0	0.0	0.0	1.90	1.68	1.52	1.39	1.28	1.20	1.12	1.06	1.01	0.96	0.91	0.88	0.84	0.81	0.78	0.75
100	0.0	0.0	0.0	0.0	1.97	1.74	1.57	1.44	1.33	1.24	1.16	1.10	1.04	0.99	0.95	0.91	0.87	0.84	0.81	0.78

H_d = CARGA DE DISEÑO EN METROS
 Q = GASTO DE LA AVENIDA DE DISEÑO EN METROS CUBICOS/SEGUNDO
 C = COEFICIENTE DE DESCARGA
 L = LONGITUD DE LA SECCION DE CONTROL EN METROS

NOTA. LOS VALORES DE H_d = 0.00 INDICAN QUE LA COMBINACION LONGITUD-GASTO NO ES PRACTICA O SEA QUE H_d ES MENOR QUE 0.50M O H_d ES MAYOR QUE 2.00M

Cuadro 6.1.A. Cargas de diseño en vertedores tipo lavadero

Donde:

- Hd .-Carga de diseño sobre la sección de control en mts.
- Q .-Gasto de la avenida de diseño en m/seg.
- C .-Coeficiente de carga experimental. Este es generalmente de 1.45 - 2.00, sin embargo puede ser menor hasta 1.35 de acuerdo a la pendiente del canal de descarga.
- L .-Longitud de la sección de control experimentada de 5 hasta 200 mts.

Sustituyendo tenemos :

$$Hd = \left(\frac{68.598}{1.45 \times 40} \right)^{2/3} = 0.78$$

Observando que la carga sobre el vertedor es ligeramente alta se baja con fines de manejo de la obra a 0.68 mts. La cota en que queda determinada la carga de diseño (Hd), es la correspondiente al nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME).

c).- REQUISITOS DE LOS CANALES.- Los requisitos se muestran en las figuras N° 4 y 5 puesto que es un vertedor con características ya determinadas por experiencia de Creager y otros, por lo tanto tan solo se mencionan algunas características generales , así como la descripción de los canales.

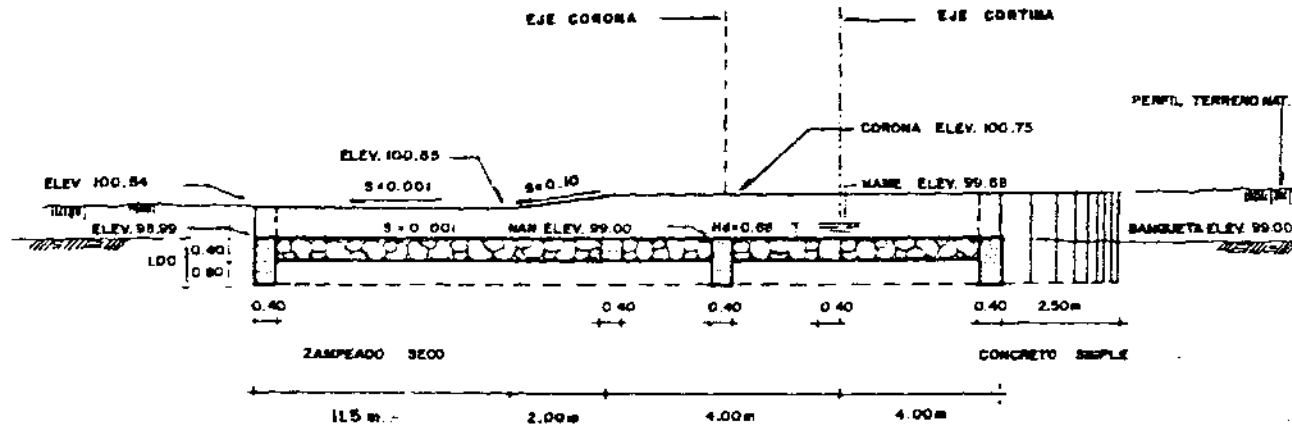
c).1.- Canal de acceso.- Es aquel que se encuentra aguas arriba y su diseño hidráulico consiste en un canal que permita que la corriente llegue en forma perpendicular a la sección de control y libre en toda su longitud para evitar la formación de turbulencias y zonas sin flujo uniforme.

c).1.1.- La pendiente de la plantilla debe ser $S = 0.02$ como mínimo, en contrapendiente con el flujo y a partir de la sección de control.

c).1.2.- La plantilla en el inicio debe ser 1.5 veces la longitud de la sección de control.

c).1.3.- La línea de inicio en la ladera debe ser una curva para encauzar los filetes líquidos y evitar turbulencias.

SECCION LONGITUDINAL



SECCION TRANSVERSAL

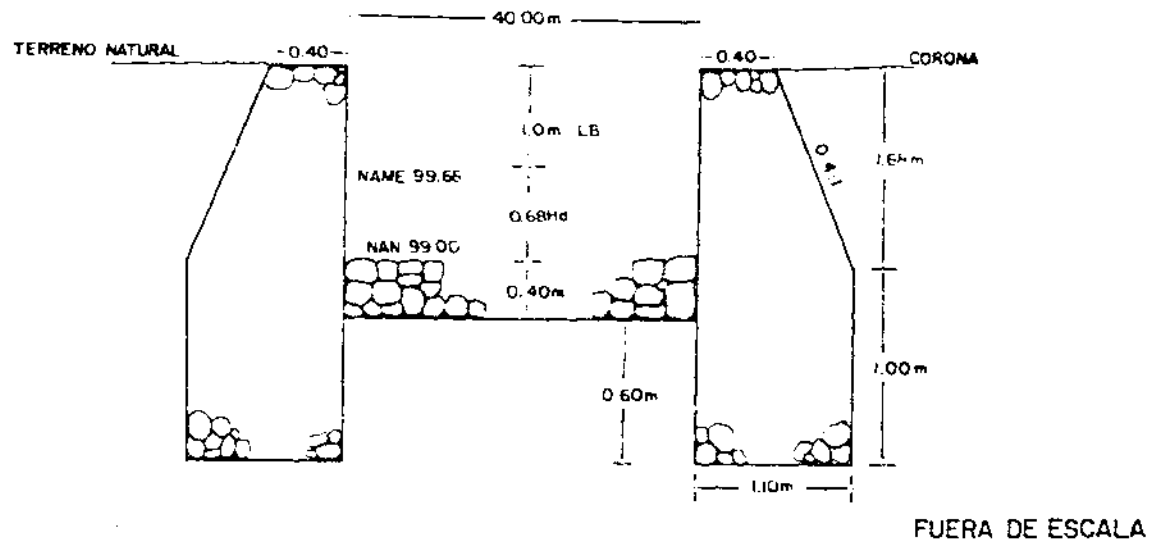


FIGURA 4

c).1.4.- Los taludes se fijan de acuerdo al material del sitio; en el cuadro N 8 , se presenta el material de los taludes y la necesidad de revestimiento del canal principal de conducción o de los canales de acceso y descarga de la obra de excedencias.

Cuadro N. 8, relación entre litología de las rocas, taludes y necesidad de revestimiento (Manual de Pequeñas Obras Hidráulicas Para Riego y Abrevadero, CP 1980):

LITOLOGIA	TALUDES PARA CANALES		NECESIDAD DE REVESTIMIENTO
	PROFUNDOS	P.PROFUNDOS	
Roca sana	0.25:1	Vertical	Sin revestir
Roca fracturada o con cavidades de disolución	1:1	0.5:1	Revestido
Grava y arena compactas	1.5:1	1:1	Revestido
Arena y grava sueltas	3:1	2:1	Revestido
Arcillas*	1.5:1	1:1	Sin revestir
*En las arcillas se tiene que realizar análisis de laboratorio			

c).1.5.- El trazo del canal se diseña con una curva espiral, de acuerdo con la longitud de la sección de control, se determina hidráulica y estructuralmente los demás elementos de la obra de excedencia; entre los que se encuentran los canales de acceso y descarga. Existen diversas curvas para delimitar las excavaciones, recomendándose la curva espiral, cuyo trazo queda definido por cuerdas y deflexiones. Con el objeto de no tener que calcular una espiral para cada longitud de sección de control de las obras de excedencia se diseñaron dos espirales base a partir de longitudes de 10 y 100 metros; una vez determinados a partir de ellos se calculan las espirales correspondientes a cualquier canal de acceso, ya que las deflexiones de las cuerdas son constantes y todos sus elementos son múltiplos de las correspondientes a las espirales base. Como resultado del diseño de las espirales base surge un cuadro que proporciona las deflexiones y longitudes de los elementos de cualquier espiral, para longitudes de sección de control de 5.00 a 200 metros, con intervalos a cada 5.00 metros. Estos cuadros permiten el trazo de la espiral en campo sin tener que efectuar ningún

calculo, aunque en casos de abrevadero y bordos pequeños de poco volumen a desfogar no es necesario realizar los cálculos para espiral, basta con utilizar los cuadros de espiral base o utilizando una plantilla para ello. En el presente trabajo se utilizarón los cuadros N. 9 Y 10:

CUADRO N. 9 DE DATOS PARA ESPIRALES DE L= 5.00 A 100.00 mts. (TRAZO CON N= 10 CUERDAS) (Manual de Pequeñas Obras Hidráulicas Para Riego y Abrevadero, CP,1980):

DEFLEXIONES			E	L	E	M	E	N	T	O	S
D	constante	P.V °	L	R	M	C	B'	L	I		
10	36° 30'		100	10.00	135.00	168.00	150.00	200	20		
			95	9.50	128.25	159.60	142.50	190	19		
9	29 34		90	9.00	121.50	151.20	135.00	180	18		
			85	8.50	114.75	142.80	127.50	170	17		
8	23 22		80	8.00	108.00	134.40	120.00	160	16		
			75	7.50	101.25	126.00	112.50	150	15		
7	17 53		70	7.00	94.50	117.60	105.00	140	14		
			65	6.50	87.75	109.20	97.50	130	13		
6	13 08		60	6.00	81.00	100.80	90.00	120	12		
			55	5.50	74.25	92.40	82.50	110	11		
5	9 08		50	5.00	67.50	84.00	75.00	100	10		
			45	4.50	60.75	75.60	67.50	90	9		
4	5 50		40	4.00	54.00	67.20	60.00	80	8		
			35	3.50	47.25	58.80	52.50	70	7		
3	3 17		30	3.00	40.50	50.40	45.00	60	6		
			25	2.50	33.75	42.00	37.50	50	5		
2	1 28		20	2.00	27.00	33.60	30.00	40	4		
			15	1.50	20.25	25.20	22.50	30	3		
1	0 22		10	1.00	13.50	16.80	15.00	20	2		
			5	0.50	6.75	8.40	7.50	10	1		
			10	1.00	13.50	16.80	15.00	20	2		
Espiral base											

CUADRO N. 10 DATOS PARA ESPIRALES DE L= 100.00 A 200.00 mts.(TRAZO CON N=20 CUERDAS)(Manual de Pequeñas Obras Hidráulicas Para Riego y Abrevadero,CP,1980)

DEFLEXIONES D constante P.V	° '	E		L		E		M		E		N		T		O		S	
		L	R	M	C	B'	L'	I											
20	36° 30'	200	2.00	270.00	336.00	300.00	400	20.00											
19	32 56	195	1.95	263.25	327.60	292.50	390	19.50											
18	29 34	190	1.90	256.50	319.20	285.00	330	19.00											
17	26 22	185	1.85	249.75	310.80	277.50	370	18.50											
16	23 22	180	1.80	243.00	302.40	270.00	360	18.00											
15	20 32	175	1.75	236.25	294.00	262.50	350	17.50											
14	17 53	170	1.70	229.50	285.60	255.00	340	17.00											
13	15 25	165	4.65	222.75	277.20	247.50	330	16.50											
12	13 08	160	1.60	216.00	268.80	240.00	320	16.00											
11	11 02	155	1.55	209.25	260.40	232.50	310	15.50											
10	9 08	150	1.50	202.50	252.00	225.00	300	15.00											
9	7 23	145	1.45	195.75	243.60	217.50	290	14.50											
8	5 50	140	1.40	189.00	235.20	210.00	280	14.00											
7	4 28	135	1.35	182.25	226.80	202.50	270	13.50											
6	3 17	130	1.30	175.50	218.40	195.00	260	13.00											
5	2 17	125	1.25	168.75	210.00	187.50	250	12.50											
4	1 28	120	1.20	162.00	201.60	180.00	240	12.00											
3	0 49	115	1.15	155.25	193.20	172.50	230	11.50											
2	0 22	110	1.10	148.50	184.80	165.00	220	11.00											
1	0 05	105	1.05	141.75	176.40	157.50	210	10.50											
		100	1.00	135.00	168.00	150.00	200	10.00											
Espiral base																			

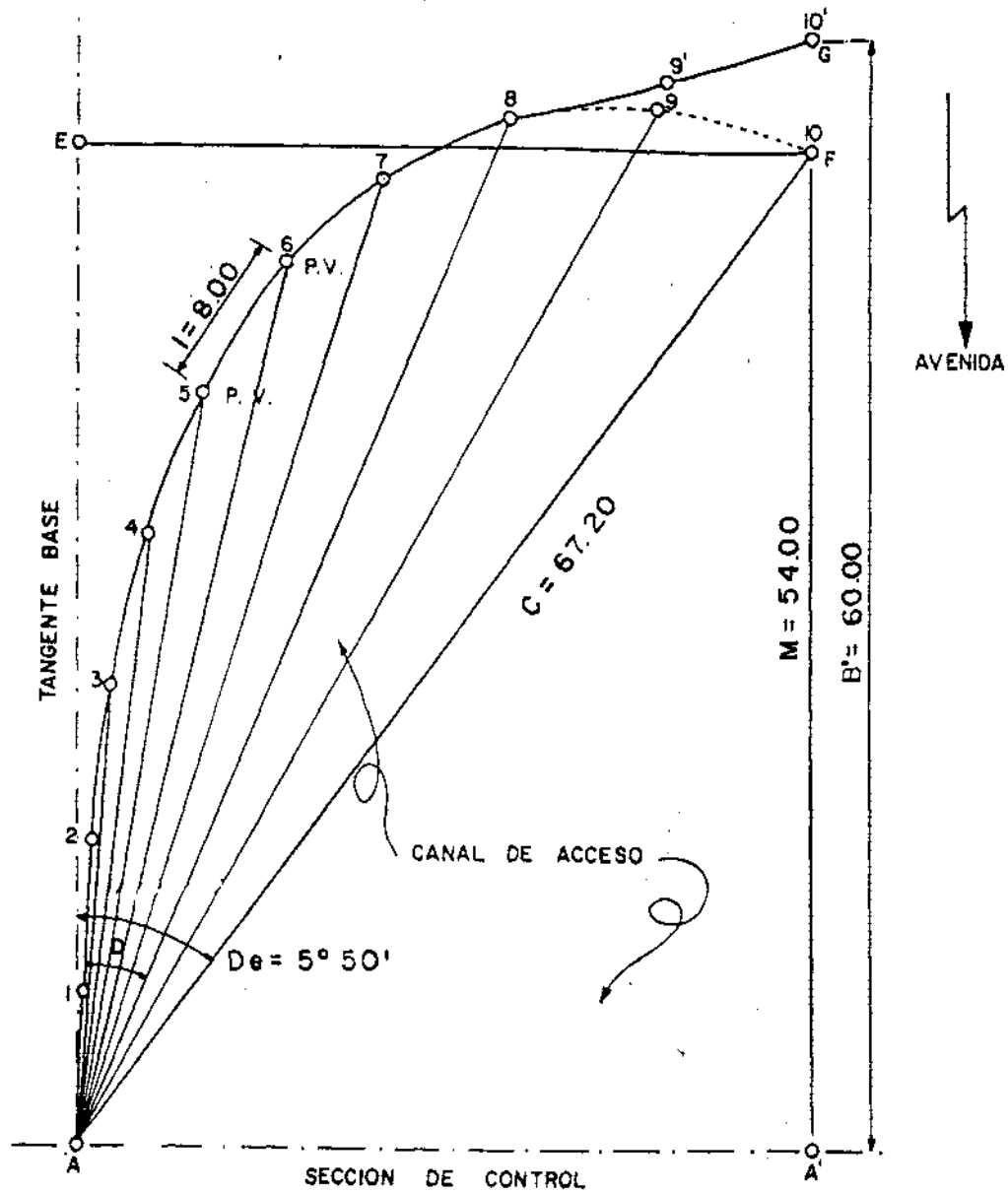
Al cuadro se entra con el valor de la longitud "L" de la sección de control de la obra en proyecto, con la que se determina si se emplea el cuadro N 9 o el N.10, según que "L" sea menor o mayor de 100 mts., respectivamente. Las deflexiones de las cuerdas unitarias son constantes para cualquier espiral, la que se traza con 10 o 20 cuerdas de acuerdo a la longitud de la sección de control; los elementos: M,C,B',L' y I se obtienen horizontalmente a partir del dato "L". Los valores R no se emplean en el trazo y solo sirven para calcular los elementos anteriores

Para realizarlo en gabinete :

- 1.- Se traza el triángulo base A,A1 y F.
- 2.- Se marcan los valores de los elementos
- 3.- Se les va dando los grados y minutos a las cuerdas.
- 4.- Se les da a las cuerdas las distancias "I" y se unen.

Se debe marcar que cada curda tiene su angulo y tan solo se les da las distancias marcadas. La penúltima cuerda (9 o 19) quedara entre el 8 y 10 o 18 y 20. Para una mejor comprensión véase la siguiente figura:

ESPIRAL EN CANAL DE ACCESO:



$L = 40.00$

Escala 1:100

ACOTACIONES EN METROS

c).2.- Canal de salida.- Este se localiza aguas abajo y generalmente la variante es la longitud la cual se determina en la planta general librando el talud para evitar la erosión y destrucción de este. Al igual que el de acceso la salida se debe ubicar en una curva para desfogar.

c).2.1 Diseño Hidráulico.- Consiste en determinar el tirante de escurrimiento, la sección transversal y la velocidad; para definir de acuerdo al material en que se va a localizar se recurre al cuadro N. 8 de materiales para taludes para ver si es necesario protegerlo contra la erosión producida por el escurrimiento.

PROCEDIMIENTO

1.- El ancho de la plantilla se hace igual que la sección de control (40 mts.).

2.- El tirante es el mismo que la carga del vertedor (Hd), = 0.68 mts.

3.- El talud (m) se fija de acuerdo al material existente en el desplante. En el canal de descarga cuando no sea necesario el revestimiento, se recomienda un talud de paredes mínimo de 1:1 para garantizar su estabilidad y para facilitar los cálculos hidrológicos con el empleo de cuadros auxiliares (Manual de Pequeñas Obras Hidráulicas Para Riego y Abrevadero, CP, 1980).

4.- Se calcula el valor del coeficiente de gasto: se requiere que el gasto fluya con régimen uniforme de manera que no provoque erosión ni se propicie ahogamiento en la sección de control, por lo que se usa la siguiente ecuación:

$$K_o = \frac{(B Y_o + m Y_o^2)^{5/3}}{n (B + 2 Y_o^2)^{2/3}}$$

Donde:

K_o.- Coeficiente de gasto. m³/seg.

B.- Plantilla del canal = L = 40 mts. (longitud de la sección de control).

Y_o.- Tirante normal del canal = Hd = 0.68 mts. (carga de diseño del vertedor).

m.- Talud del canal, adimensional.

n.- Coeficiente de rugosidad de Manning. Se pueden tomar para proyectos 0.025 en canales de tierra, alineados y uniformes en condiciones malas.

BIBLIOTECA FACULTAD DE AGRONOMIA

El coeficiente de rugosidad depende de las condiciones del material de la plantilla y los taludes. En la cuadro N. 11 se presentan valores del coeficiente de rugosidad para canales y zanjas en distintas superficies y condiciones de las paredes, marcandose con asteriscos los valores mas usados para diseño.

CUADRO N.11 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (Manual para Pequeñas Obras Hidráulicas de riego y Abrevadero, CP,1980):

Superficies	Condiciones de las paredes			
	Perfectas	Buenas	Regulares	Malas
En tierra, alineados y uniformes.	0.17	0.20	0.0225	0.025*
En roca, lisos y uniformes	0.25*	0.30	0.033*	0.035
En roca, con salientes y sinuosos	0.35	0.040	0.045	-----
Sinuoso y escurrimiento lento	0.0225	0.025*	0.0275	0.030
Dragados en tierra	0.025	0.0275*	0.030	0.033
Con lecho pedregoso y bordos de tierra enhierbados	0.025	0.030	0.035*	0.040
Plantilla de tierra, taludes ásperos	0.028	0.030*	0.033*	0.035

5.- Se calcula el valor de la pendiente normal:

$$S_o = \left(\frac{Q}{K_o} \right)^2$$

Donde:

S_o.- Pendiente normal, %.

Q.- Gasto en m³/seg.

K_o.- Coeficiente de gasto, en m³/seg.

6.- Se determina el área hidráulica con la siguiente ecuación:

$$A = B Y_o + m Y_o^2$$

Donde:

- A.- Area hidráulica en m².
- B.- Plantilla del canal en mts.
- Y_o.-Tirante normal del canal en mts.
- m.- Talud del canal, adimensional.

7.- Se calcula la velocidad a partir del área y el gasto de la avenida de diseño con la ecuación:

$$V = \frac{Q}{A}$$

Donde:

- V.- Velocidad del flujo en m/seg.
- Q.- Gasto en m³/seg.
- A.- Area hidráulica en m².

Esta velocidad se compara con los datos de velocidades permisibles que se indican en el cuadro N.12; para definir si es necesario protegerlos contra erosión, de acuerdo con el material en que se aloja el canal.

CUADRO N. 12 DE VELOCIDAD PERMISIBLE EN CANALES (Manual para Pequeñas Obras Hidráulicas para Riego y Abrevadero, CP, 1980).

Material	Velocidad permisible m/seg.
Arcilla arenosa no coloidal	0.76
Arena fina coloidal	0.76
Limo arcilloso no coloidal	0.92
Limos aluviales no coloidales	1.07
Arcilla firme ordinaria	1.07
Ceniza volcánica	1.07
Arcilla aluvial coloidal	1.52
Grava fina	1.52
Material graduado de arcilla a guijarro no coloi.	1.52
Material graduado de limos a guijarros coloidales.	1.68
Grava gruesa no coloidal	1.68
Guijarro y cascajos	1.68
Pizarras y conglomerados	1.83

8.- Solución simplificada: El procedimiento descrito para obtener la carga de diseño y las características del canal de descarga, se resuelven en los cuadros N. 6.4.A al 6.4.H del Manual para Pequeñas Obras Hidráulicas para Riego y Abrevadero; en los que se considera $m = 1:1$ y $n = 0.025$. En dichos cuadros se entra con los valores del gasto de avenida de diseño "Q" y la longitud de la sección de control "L" que es igual a la plantilla "B", obteniendo los valores de:

Hd.- Carga de diseño.
Yo.- Tirante normal del canal.
So.- Pendiente del canal.

c).2.2.- Diseño Estructural.- En la obra de excedencias tipo lavadero, el diseño estructural consiste en diseñar las dimensiones de muros y revestimientos de la sección de control y plantilla del canal de descarga y acceso.

1.- Canal de acceso.- Las plantilla no requiere revestimiento, sin embargo es recomendable protegerlo con pasto.

2.- Sección de control.- En la sección de control se distinguen tres elementos estructurales principales:

a).- Revestimiento de la plantilla.- En la plantilla se debe construir un revestimiento, que puede ser de mampostería o zampeado en seco entre dentellones de mampostería. La longitud del revestimiento en la sección de control "Lr" se determina con la relación:

$$Lr = 10 Hd$$

Donde:

Lr.- Long. de revestimiento en la secc. de control, mts.

Hd.- Carga de diseño, mts.

Esta longitud debe ser como mínimo de 6 mts.; esta especificación es también de tipo hidráulico, ya que debe cumplir para que el lavadero se considere de cresta ancha, pues de otra forma funcionaria como canal corto.

b).- Muros del terraplén.- La unión entre la sección de control con el terraplén se logra mediante un muro de mampostería. La planta del muro es normal al bordo en toda su longitud, debiendo prolongarse en caso necesario aguas abajo para encauzar la descarga hasta que no provoque

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 COLEGIO DE POSTGRADUADOS
 RAMA DE RIEGO Y DRENAJE
 CHAPINGO MEXICO

MANUAL PARA PROYECTOS DE PEQUEÑAS OBRAS HIDRAULICAS PARA RIEGO Y ABREVADERO

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD = 0.025 TALUD = 1.0 A 1

Q	L=B= 5		L=B= 10		L=B= 15		L=B= 20		L=B= 25		L=B= 30		L=B= 35		L=B= 40		L=B= 45		L=B= 50	
	YD	SD	YD	SD	YD	SD	YC	SC	YD	SD	YD	SD	YD	SD	YD	SD	YD	SD	YD	SD
5	0.78	0.0014	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	1.24	0.0012	0.78	0.0014	0.60	0.0016	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15	1.62	0.0010	1.02	0.0013	0.78	0.0014	0.64	0.0015	0.56	0.0016	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	1.97	0.0009	1.24	0.0012	0.95	0.0014	0.78	0.0014	0.67	0.0015	0.60	0.0016	0.54	0.0016	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	0.0	0.0	1.44	0.0012	1.10	0.0013	0.91	0.0014	0.78	0.0014	0.69	0.0015	0.62	0.0015	0.57	0.0016	0.53	0.0016	0.0	0.0
30	0.0	0.0	1.62	0.0011	1.24	0.0012	1.02	0.0013	0.88	0.0014	0.78	0.0014	0.70	0.0015	0.64	0.0015	0.60	0.0016	0.56	0.0016
35	0.0	0.0	1.80	0.0011	1.37	0.0012	1.13	0.0013	0.98	0.0013	0.87	0.0014	0.78	0.0014	0.71	0.0015	0.66	0.0015	0.62	0.0016
40	0.0	0.0	1.97	0.0010	1.50	0.0012	1.24	0.0012	1.07	0.0013	0.95	0.0014	0.85	0.0014	0.78	0.0014	0.72	0.0015	0.67	0.0015
45	0.0	0.0	0.0	0.0	1.62	0.0011	1.34	0.0012	1.16	0.0013	1.02	0.0013	0.92	0.0014	0.84	0.0014	0.78	0.0014	0.73	0.0015
50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.74	0.0011	1.44	0.0012	1.24	0.0012	1.10	0.0013	0.99	0.0013	0.91	0.0014	0.84	0.0014	0.78	0.0014
55	0.0	0.0	0.0	0.0	1.86	0.0011	1.53	0.0012	1.32	0.0012	1.17	0.0013	1.06	0.0013	0.97	0.0013	0.89	0.0014	0.83	0.0014
60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.97	0.0011	1.62	0.0011	1.40	0.0012	1.24	0.0012	1.12	0.0013	1.02	0.0013	0.95	0.0013	0.88	0.0014
65	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.71	0.0011	1.48	0.0012	1.31	0.0012	1.18	0.0013	1.08	0.0013	1.00	0.0013	0.93	0.0014
70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.80	0.0011	1.55	0.0012	1.37	0.0012	1.24	0.0012	1.13	0.0013	1.05	0.0013	0.98	0.0013
75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.88	0.0011	1.62	0.0011	1.44	0.0012	1.30	0.0012	1.19	0.0013	1.10	0.0013	1.02	0.0013
80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.97	0.0011	1.70	0.0011	1.50	0.0012	1.35	0.0012	1.24	0.0012	1.15	0.0013	1.07	0.0013
85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.77	0.0011	1.56	0.0011	1.41	0.0012	1.29	0.0012	1.19	0.0013	1.11	0.0013
90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.83	0.0011	1.62	0.0011	1.47	0.0012	1.34	0.0012	1.24	0.0012	1.16	0.0013
95	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.90	0.0011	1.68	0.0011	1.52	0.0012	1.39	0.0012	1.28	0.0012	1.20	0.0012
100	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.97	0.0011	1.74	0.0011	1.57	0.0011	1.44	0.0012	1.33	0.0012	1.24	0.0012

Q = GASTO DE LA AVENIDA DE DISEÑO EN METROS CUBICOS/SEGUNDO
 L = LONGITUD DE LA SECCION DE CONTROL EN METROS
 Hd = CARGA DE DISEÑO EN METROS = YD
 B = PLANTILLA DEL CANAL DE DESCARGA EN METROS
 YC = TIRANTE NORMAL EN EL CANAL DE DESCARGA EN METROS
 SO = PENDIENTE MINIMA DEL CANAL DE DESCARGA

NOTA. LOS VALORES DE YD=0.00 Y SO=0.0000, INDICAN QUE LA COMBINACION LONGITUD-GASTO NO ES PRACTICA

Cuadro 6.4.A. Cargas de diseño en vertedores tipo lavadero, tirantes y pendientes normales en su canal de descarga

erosión en la traza seca del bordo. La corona del muro coincide con el talud aguas arriba y con la corona del bordo y, aguas abajo debe tener una altura igual al tirante normal del canal de descarga, mas el libre bordo necesario. Los muros de contención se diseñan de acuerdo con las dimensiones de la figura N.6.4 que proporcionan valores para alturas hasta de 3.60 mts.

c).- Muros de ladera.- En la unión de la sección de control y la ladera puede ser necesario un muro de mampostería; este muro puede tener el talud de la excavación de ladera o bien ser vertical con transiciones regladas hacia el talud de excavación aguas arriba y abajo, o con muros a escuadra empotrados en la ladera (esta es la opción mas recomendable para incrementar la seguridad de la sección de control).

3.- Canal de descarga.- En el canal de descarga se tienen los siguientes elementos:

a).- Espiral a la salida.- En el canal de descarga puede ser necesario trazar otra espiral análoga a la del canal de acceso para lograr el encauce de la avenida nuevamente al arroyo; en este canal es necesario proyectar un tramo recto (este tramo se debe prolongar aguas abajo del talud, pues se debe evitar que el agua moje dicho talud) para que no erosione la traza seca

b).- Dentellón.- En la línea de terminación de corte aguas abajo puede ser necesario proyectar un dentellón de mampostería o concreto, que evite erosión regresiva hacia la sección de control debida a la velocidad excesiva del flujo aguas abajo en el canal de descarga.

c).- Estructuras disipadoras de energía.- Puede ser necesario en algunos casos, proyectar una estructura disipadora de energía al pie del canal de descarga que son particulares de cada obra.

Para una mejor comprensión ver figs. N° 4 y 5 donde se muestran partes constitutivas del vertedor y dimensiones.

4.4. CANTIDADES ESTIMADAS DEL VERTEDOR.

1.- Excavación del vertedor.- Observando la figura N° 5 en la sección longitudinal y sección transversal se ven las dimensiones de donde se obtiene el volumen con la siguiente formula:

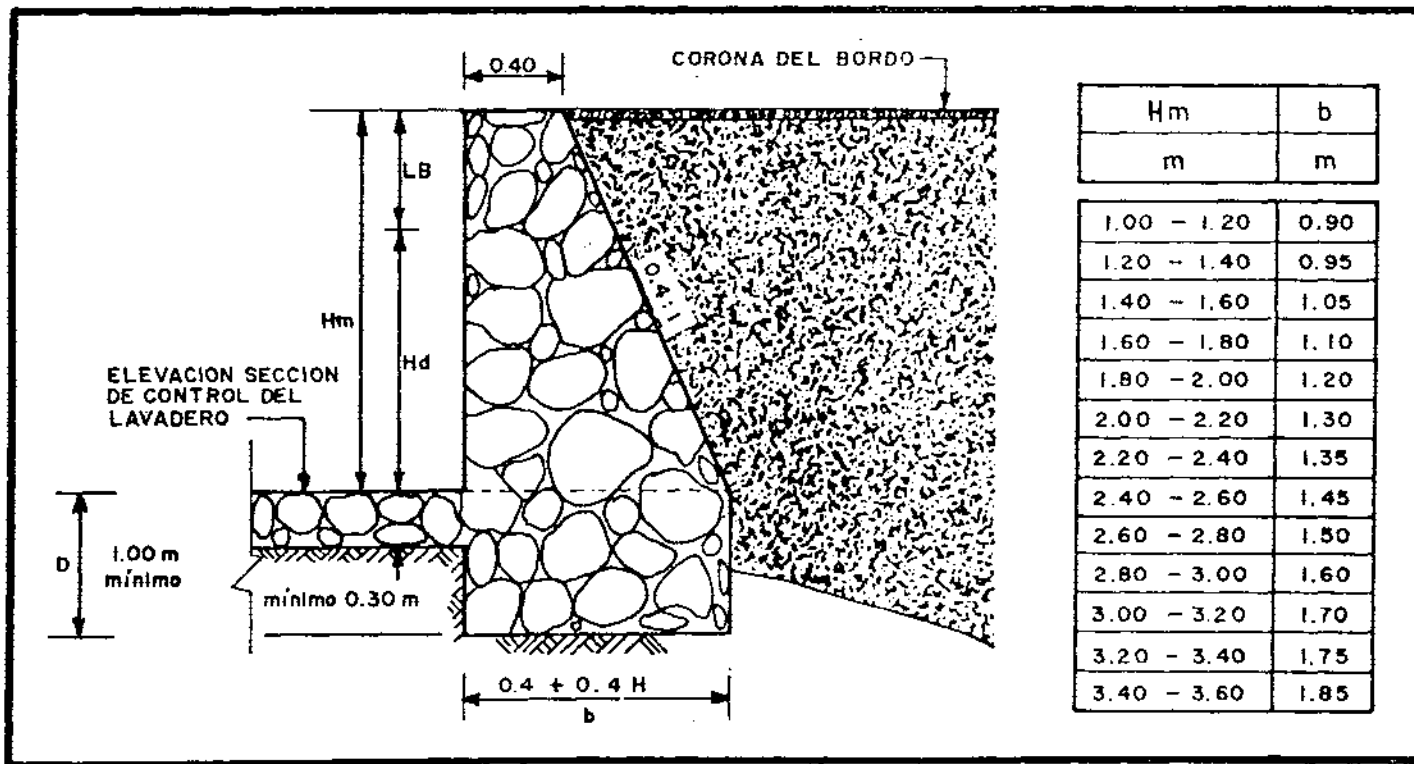


Figura 6.4. Dimensiones de muros de contención

$$V = \frac{(B)h}{2} \text{ Para triángulos}$$

$$V = (A)L \text{ Cuadrados y rectángulos.}$$

$$V = \frac{B+b}{2}L \text{ Para trapecio}$$

Donde:

- V.- Volumen en m3
- A.- Area en m2
- L.- Longitud en mts.
- B.- Base mayor en mts.
- b.- Base menor en mts.
- h.- Altura en mts.
- D.- Distancia o L en mts.

Resultando V de excavación = 560.00 m3

2.- Mampostería.- se utilizaron las mismas fórmulas anteriores. Teniendo como resultado V = 392.00 m3

3.- Canal de acceso y salida.- Observando la figura N. 4 tenemos las dimensiones de donde se calcula la excavación:

$$V = \frac{(B)h}{2} \text{ D/2}$$

Donde:

- V.- Volumen en m3
- B.- Base en mts.
- h.- Altura en mts.
- D.- Distancia en mts.

Por tanto V = 1860.00 Canal de acceso.

V = 2000.00 Canal de salida.

V.- OBRA DE TOMA.

La obra de toma de un bordo de almacenamiento es una estructura que tiene como función regular las extracciones que se hagan de él para satisfacer las demandas de agua, en el tiempo oportuno y en cantidades necesarias para abrevadero, riego y usos domésticos.

5.1. PARTES CONSTITUYENTES.

El buen funcionamiento de una obra de toma depende en gran medida de las partes que la constituyen; por lo tanto, es indispensable hacer una buena selección de éstos, tales como ductos, mecanismos de control, accesorios y estructuras complementarias.

a).- Ductos.- Existe una gran variedad de ductos según los materiales que se pueden emplear siendo los más usados asbesto-cemento, PVC-mexcalit, hierro galvanizado y concreto precolado reforzado. El tipo depende de la carga hidráulica, altura del bordo, gasto de extracción y costo; Por ejemplo: el asbesto-cemento se utiliza generalmente cuando el bordo es de poca altura y los gastos de extracción pequeños, estos ductos son de menor resistencia. La resistencia y costo de los ductos se señalaron en orden, de tal forma que el concreto precolado es el más resistente pero el de costo más elevado.

En el presente trabajo el diámetro del ducto en diseño es de 4" , sin embargo por factores como la necesidad de suficiente agua para el ganado, azolves y mayor facilidad de desfogue se recomienda el ducto de PVC-Mexalit A-10 de 6 pulgadas (0.1524 mts.) por las siguientes características:

- Tiene una buena resistencia a presiones externas e internas.
- Tiene un grado aceptable de flexibilidad en movimientos del terreno.
- Es fácil de manejar.
- Bajo grado de fricción.
- Diámetro que satisface las necesidades.
- Un bajo costo en el mercado.

b).- Mecanismos de control.- Los mecanismos de control son dispositivos que tienen como función controlar las extracciones de agua del vaso de almacenamiento. En pequeñas obras de almacenamiento, los mecanismos de control más usados son las válvulas y las compuertas deslizantes.

c).- Accesorios.- En general las obras de toma deben estar equipadas con una serie de accesorios que permitan el buen funcionamiento, dichos accesorios son:

c).1.- Rejilla.- Es indispensable la colocación de esta en el acceso a la tubería para evitar la entrada de basura que eventualmente puede obturar u ocasionar algún desperfecto al conducto o al mecanismo de control (ver figura N° 6, planta y detalle).

c).2.- Caja de válvulas.- Es una estructura que constituye el alojamiento de las válvulas para que el equipo de operación quede protegido. La caja de válvulas consta de un registro de acceso y una escalera; debe ser lo suficientemente amplia para que una persona entre a operar las válvulas.

d).- Estructuras complementarias.- Las obras de toma se complementan con estructuras que contribuyen a su buen funcionamiento, operación, conservación y finalidad; éstas estructuras son:

d).1.- Acceso.- Las obras de toma con válvulas requieren de una escalera para tener acceso a ellas para su conservación y limpieza.

D).2.- Estructuras terminales.- En la obra de toma, ya sea de válvulas o compuerta deslizante, el agua sale a gran velocidad, por lo que es necesario la construcción de un tanque dissipador de energía.

Para una mejor referencia de los elementos que constituyen la obra de toma, se recomiendan los planos tipo que propone El Manual de Pequeñas Obras Hidráulicas para Riego y Abrevadero, tomo II, CP, 1980.

5.2. UBICACION DE LA OBRA DE TOMA.

Gran parte de la vida útil de un bordo depende de la localización de la obra de toma, ya que por una mala ubicación el bordo puede perder la finalidad para la que fue proyectado. La localización esta sujeta a varias condiciones como son: la topografía, geología y principalmente a la capacidad de azolves, que debe ser localizada por encima de este nivel y al lado contrario del vertedor, por manejo.

En el calculo hidrológico la capacidad de azolves tiene un volumen de 14.855 Mm3, que convirtiéndolo a cota en

OBRA DE TOMA

(planta y detalle)

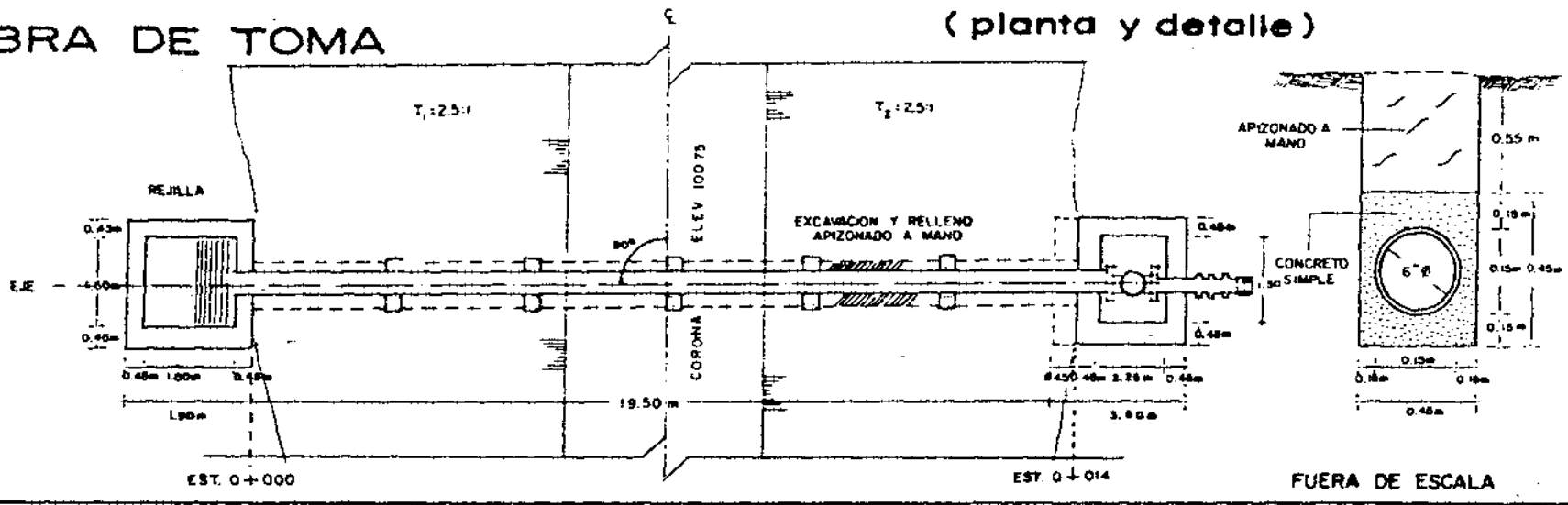
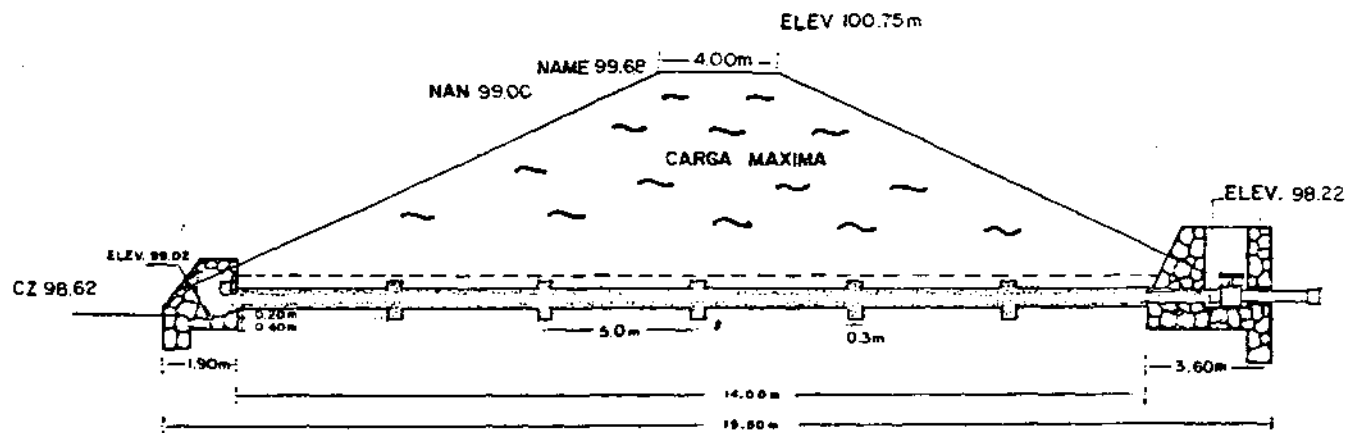


FIGURA. 6

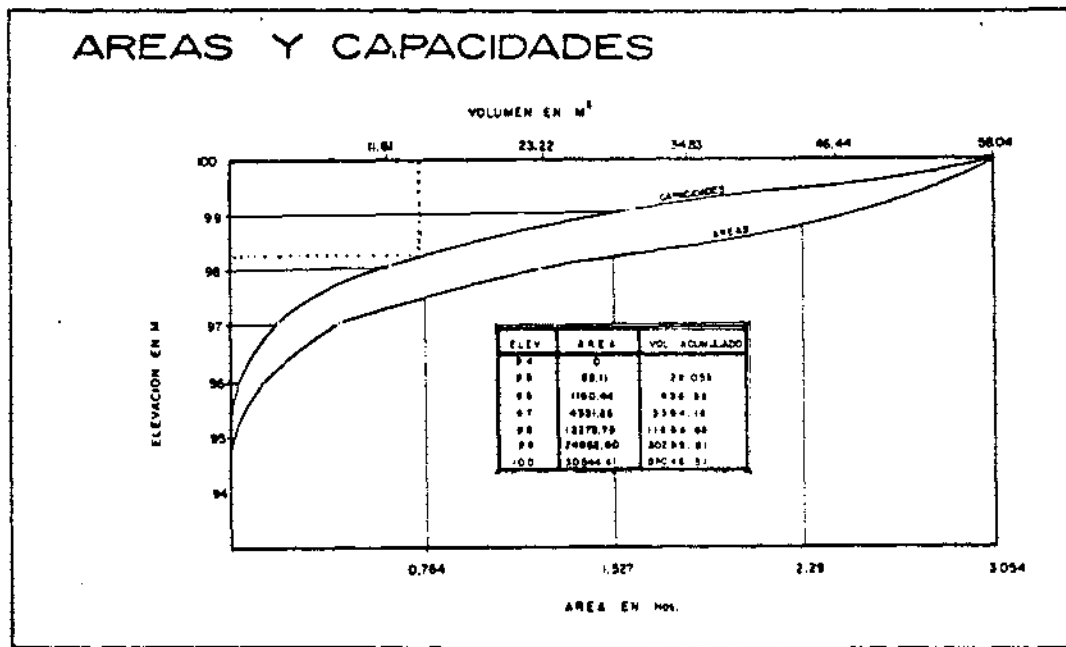
OBRA DE TOMA (perfil)



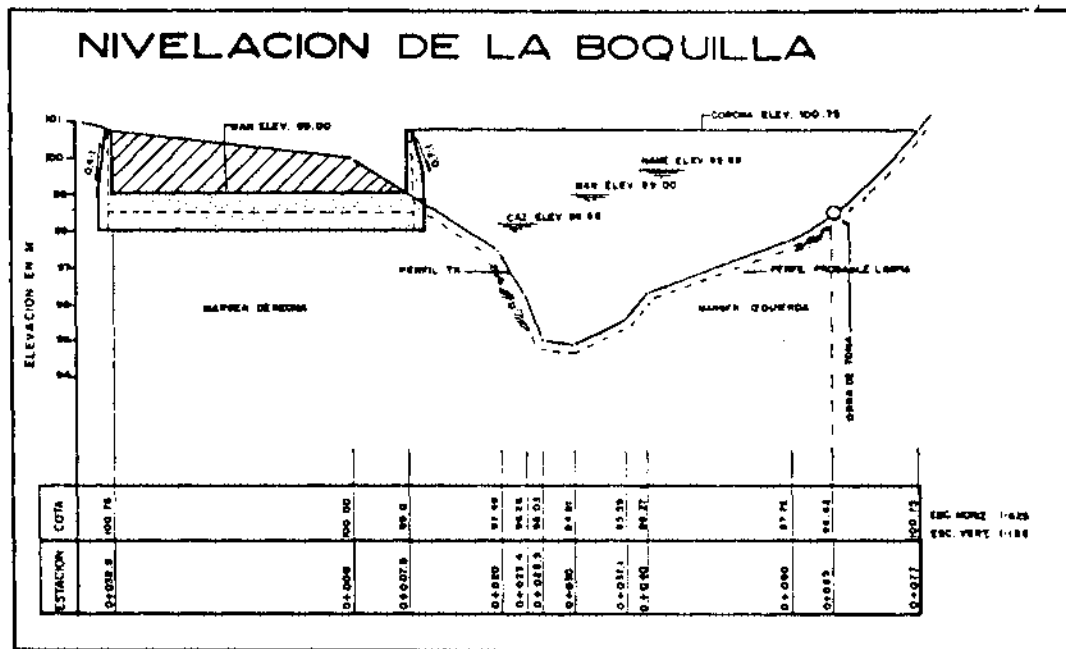
FUERA DE ESCALA

FIGURA. 7

la gráfica de área-capacidades le corresponde la 98.20 mts., como se observa en la siguiente figura:

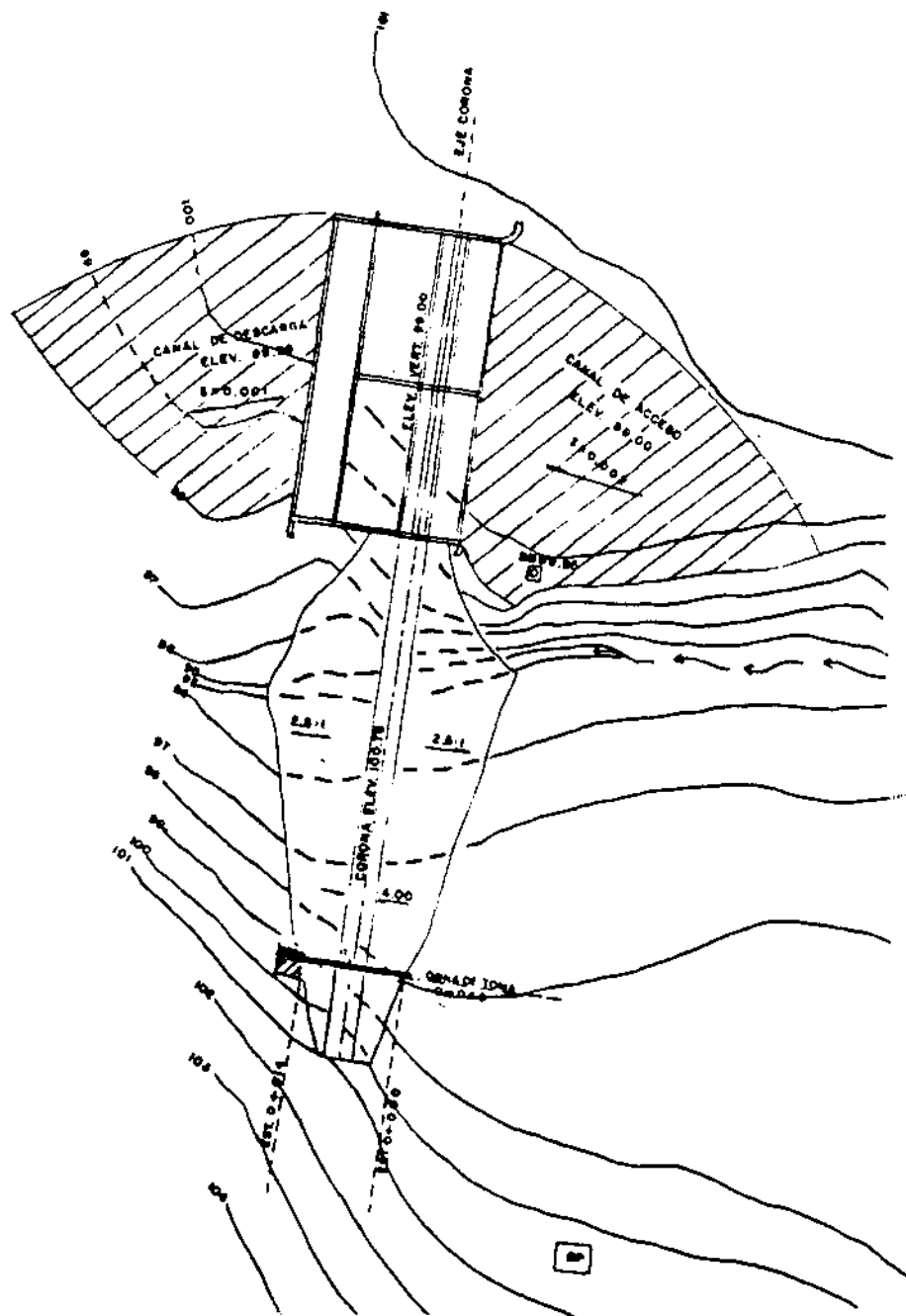


En el plano de sección de boquilla de igual forma se obtiene y marca el cadenamiento donde se ubica la obra de toma.



En planta donde se dibujó la longitud de trazas y con ello se configuraron los taludes, se ubica el cadenamamiento y se obtiene la longitud del ducto que fue de 14 mts., y que tomando en cuenta accesorios como válvulas cabezales codos etc., da una longitud de la obra de toma de 19.50 mts.; como se observa en la siguiente figura.

La longitud se obtiene midiendo las trazas y la corona, dejando un margen de 0.5 mts. que empotra en la estructura de entrada y en la caja de válvulas; estas dos estructuras tienen una dimensión estandard de 5.5 metros de longitud, por lo que se obtiene la longitud total de la obra de toma en 19.50 metro.



5.3. DISEÑO HIDRAULICO.

Consiste fundamentalmente en calcular los gastos (Q) máximos y mínimos en la obra de toma de la forma siguiente:

a).- Velocidades, tanto máxima como mínimas con las formulas:

$$V_{max.} = 4.43 \sqrt{\frac{H_{max.}}{1+kt+F\left(\frac{L}{\phi}\right)}}$$

$$V_{min.} = 4.43 \sqrt{\frac{H_{min}}{1+kt+F\left(\frac{L}{\phi}\right)}}$$

Donde:

- V_{max.} .-Velocidad máxima en m/seg.
- V_{min.} .-Velocidad mínima en m/seg.
- kt .-Constante = 0.53, adimensional.
- φ .-Diámetro del tubo = 15.24 cm. = 0.1524 mts.
- L .-Longitud del ducto = 14 mts.
- F .-Pérdidas por fricción para tubería de PVC.mexcalit 10A (0.3 a 0.28), utilizando 0.3
- H_{min.} .-Carga mínima = (v.azolves + 10% cap.útil) - (cota Az + φ)
- H_{max.} .-Carga máxima = NAN - (cota Az + φ)

Realizando las operaciones tenemos:

$$\begin{aligned} H_{min.} &= (14.855 - 1.5444) - (98.20 + 0.1524) \\ &= 13.31056 - 98.3524 \end{aligned}$$

Llevando los volúmenes a cota para realizar la operación con la gráfica de áreas-capacidades;

$$H_{\min.} = 95.09 - 98.3524 = 0.05 \text{ mts.}$$

$$H_{\max.} = 99.0 - 98.3524 = 0.65 \text{ mts.}$$

Aplicando las velocidades;

$$V_{\min.} = 4.43 \sqrt{\frac{0.05}{1+0.53+ \left[0.3 \left(\frac{14.0}{0.1524}\right)\right]}}$$

$$V_{\min.} = 0.44 \text{ m/seg.}$$

$$V_{\max.} = 4.43 \sqrt{\frac{0.65}{1+0.53+ \left[0.3 \left(\frac{14.0}{0.1524}\right)\right]}}$$

$$V_{\max.} = 1.57 \text{ m/seg.}$$

b).- Después de las velocidades podemos aplicar la formula del gasto:

$$Q = A.V$$

Donde:

Q .-Gasto en lts/seg.

A .-Area del tubo de 6" = 0.018 m².

V .-Velocidades m/seg.

$$Q_{\max.} = (0.018)(1.57) = 0.02831 \text{ m}^3/\text{seg} = 28.31 \text{ lts/seg.}$$

$$Q_{\min.} = (0.018)(0.44) = 0.00785 \text{ m}^3/\text{seg.} = 7.85 \text{ lts/seg.}$$

5.4. CANTIDADES ESTIMADAS DE LA OBRA DE TOMA.

1.- Excavación Para ducto.- Observando las dimensiones de la figura N.6 de la obra de toma en planta y detalle se determina el volumen con la siguiente formula:

$$V = (A)L$$

Donde:

- V.- Volumen de tierra movida en m3
- A.- Area de la fosa en m2
- L.- Longitud de la fosa en mts.

Por lo tanto tenemos que : $V = 5.85 \text{ m}^3$

2.- Mampostería de la rejilla de entrada y la caja de válvulas.- observando las dimensiones de las figuras N.6 y 7 se calculan los volúmenes con las siguientes formulas:

$$V = (A)L \text{ Cuadrados y rectángulos y}$$

$$V = \frac{B+b}{2}L \text{ Para trapecios}$$

Donde:

- V.- Volumen en m3
- A.- Area m2
- L.- Longitud en mts.
- B.- Base mayor en mts.
- b.- Base menor en mts.

El resultado $V = 29.20 \text{ m}^3$

3.- Volumen de concreto simple.- Es el concreto a utilizarse para ahogar el ducto, véase la fig N° 6; se utilizo la siguiente formula:

$$V = (A_c - A_d)L$$

Donde:

V.- Volumen de concreto simple en m³

A_c.-Area del cemento en m²

A_d.-Area del ducto en m²

L.- Longitud del ducto en mts.

El Volumen es de 2.6 m³

VI.- CONCEPTOS NECESARIOS PARA LA CONSTRUCCION.

Diseñada cada una de las partes en que se ha dividido el proyecto general de un pequeño almacenamiento, se dan enseguida algunos conceptos de importancia para tomarse en cuenta al momento de la ejecución del obra:

CONCEPTO	UNIDAD
Desmante y desenraice en áreas de construcción; monte	Ha.
Despalme de banco de préstamo y zonas de construcción en material común.	m3.
Excavación en tajo para la formación de bermas o banquetas de canales y/o drenes en material.	m3.
Escarificación de base para cimentación.	Ha.
Formación de bordos o terraplén con con material producto de banco de préstamo.	m3.
Extendido y conformación de material para la formación de caminos con material producto de banco de préstamo	m3
Suministro de agua mediante pipas para la compactación.	m3.
Excavación para estructuras a "mano".	m3.
Relleno de estructuras, con material banco p.	m3.
Relleno de enrocamiento semiacomodado a "mano"	m3.
Zampeado en seco.	m3.
Fabricación y colocación de concreto.	m3.
Corte, doblado y colocación de fierro.	kg.
Adquisición de arena cribada a "mano".	Ton.
Adquisición de grava cribada a "mano".	Ton.
Adquisición de grava pepenada a "mano".	Ton.
Suministro de piedra acomodada a "mano".	m3.
Suministro, instalación de material para obra de toma.	Lote.

VII.- RESULTADOS.

Para este capitulo tan solo se anotaran los resultados finales de cada etapa.

PROYECTO:-----	El Sabino.
LOCALIDAD:-----	Barranca de Santa Rosa.
MUNICIPIO:-----	San Juan de los Lagos.
LONGITUD:-----	102° 11' 30".
LATITUD:-----	21° 07' 10".
ALTITUD:-----	1835 msnm.
AREA DE LA CUENCA:-----	41.575 km2.
PRECIPITACION MEDIA ANUAL EN LA CUENCA:----	723.18 mm.
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO PONDERADO:----	0.141
VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL:-----	4244.454 Mm3.
VOLUMEN DE APROVECHAMIENTO MEDIO ANUAL:----	2971.1185 Mm3.
CAPACIDAD TOTAL DE ALMACENAMIENTO AL NAN:--	30.2998 Mm3.
CAPACIDAD UTIL:-----	15.4442 Mm3
VOLUMEN DE AZOLVES:-----	14.8555 Mm3.
USO CONSUNTIVO ANUAL PECUARIO:-----	18.25 m3.
TIPO DE CORTINA:-----	Homogénea de tierra.
ELEVACION DE LA CORONA:-----	100.75 COTA.
ELEVACION DEL NAME:-----	99.68 COTA.
ELEVACION DEL NAN:-----	99.00 COTA.
ELEVACION DE AZOLVES:-----	98.20 COTA.
ALTURA MAXIMA DE LA CORTINA (Del cauce)----	5.84 mts.
ANCHO DE LA CORONA:-----	4.00 MTS.
TALUD PARAMENTO MOJADO (T1):-----	2.5 : 1
TALUD PARAMENTO SECO (T2):-----	2.5 : 1
LONGITUD DE LA CORTINA (Sin vertedor):----	69.50 mts.
AREA INUNDADA AL NAME:-----	2.8755 Has.
TIPO DE VERTEDEDOR:-----	Cresta ancha.
GASTO DE AVENIDA MAXIMA:-----	68.60 m3/seg.
CARGA SOBRE EL VERTEDEDOR:-----	0.68 mts.
LIBRE BORDO:-----	1.00 mts.
LONGITUD DEL VERTEDEDOR:-----	40 mts.
ANCHURA DEL VERTEDEDOR (Incluye baquetas):--	21.50 mts.
UBICACION DE LA OBRA DE TOMA:-----	0+065 MTS.
CARGA MINIMA DE LA OBRA DE TOMA:-----	0.05 mts.
CARGA MAXIMA DE LA OBRA DE TOMA:-----	0.65 mts.
GASTO MINIMO DE LA OBRA DE TOMA:-----	7.85 lts/seg.
GASTO MAXIMO DE LA OBRA DE TOMA:-----	28.31 lts/seg.
DIAMETRO DEL TUBO PARA LA TOMA:-----	6"
LONGITUD DEL TUBO PARA LA TOMA:-----	14.00 mts.
LONGITUD DE LA OBRA DE TOMA (+5.5 MTS.):--	19.50
VOLUMEN DE TERRACERIA:-----	3468.98 m3
VOLUMEN DE DENTELLON:-----	376.01 m3
VOLUMEN DE DESPALME:-----	211.505 m3

VIII.-DISCUSION DE RESULTADOS.

De acuerdo a los resultados obtenidos del presente trabajo llegamos a lo siguiente:

a).- CUENCA.- La cuenca presenta buena capacidad respecto a su área (41.575 km²), aportando una cantidad de agua considerable (12,344.212 Mm³) garantizando el llenado del bordo logrado en base a una precipitación mas o menos buena durante el año cuya media anual es de 4,244.454 mm., observados en un periodo de 20 años.

b).- VASO DE ALMACENAMIENTO.- Este aunque encañonado y aparentemente reducido demostro que el bordo tendrá capacidad amplia de abasto para el pastoreo racional, es decir, con la carga animal adecuada; si consideramos la ganadería existente (100 cabezas de ganado), entonces se tiene un déficit de agua del 15.4 %, sin embargo se estima el abasto suficiente ya que el numero de cabezas de ganado es aproximado.

Por otra parte, la superficie de agostadero es insuficiente para la cantidad de ganado, por lo que se manifiesta un claro proceso de sobrepastoreo, esto hace necesaria la construcción de otras obras de abrevadero, con una distribución que cubra la demanda y disminuya la sobrecarga de pastoreo.

c).- CORTINA .- El tipo homogéneo de tierra fue aceptada por económica y segura. Los bancos de prestamo son adecuados en cuanto a volumen para terracería y cuidando el grado de compactación a no menor del 95 % con una adecuada humedad en la construcción se evitaran los riesgos de tubificación. El abaco de Taylor demostró que con los taludes 2.5:1 tendremos una amplia seguridad contra los riesgos de volcamiento y deslizamiento.

d).- VERTEDOR.- Haciendo una reflexión de tipos, características del terreno y economía se opto por el de cresta ancha, llenando los requisitos de desfogue a la elevación de 99.00 mts.

e).- OBRA DE TOMA.- De acuerdo a diseño y costo es aceptada la obra de toma con un diámetro del tubo de 6", con una longitud de 19.50 mts., dando un gasto máximo de 28.31 lts/ seg. y un mínimo de 7.85 lts/seg.; lo cual satisface la necesidad de abrevar el ganado con facilidad en el tiempo oportuno.

IX.- CONCLUSIONES

Se mencionarán las conclusiones del desarrollo metodológico después de revisar y analizarlos, y los del proyecto o diseño.

9.1. DESARROLLO METODOLOGICO.

Al seguir los métodos a la mano existentes llegamos a lo siguiente:

a).- Todos los métodos son buenos teniendo el cuidado de utilizarlos adecuadamente para cada proyecto en particular dependiendo de las necesidades y grado de precisión de la obra.

b).- Cada método en particular requiere de factores y constantes específicos para la ejecución, por tanto la utilización dependerá en gran parte de las herramientas que se tengan a la mano; por ejemplo en los estudios hidrológicos se tendrá que ver si se va a campo a aforar un río o se escogerá alguna estación, y además saber si existen registros de esa región; otro ejemplo podrá ser en la selección de métodos que requieren intensidad de lluvia o se opta por registros hechos a través de los años.

c).- En síntesis, los métodos utilizados en el presente trabajo nos dieron un buen resultado, puesto que el cálculo llevó un tiempo relativamente menor al normal, existió facilidad para la comprensión, son sencillos y nos dan un margen de seguridad aceptable para obras de poca capacidad.

9.2. PROYECTO.

El área de la cuenca del proyecto es de 41.575 km², el escurrimiento medio anual es de 4,244.45 Mm³, siendo la capacidad de azolves de 14.855 Mm³; se considera un período de vida útil de 10 años, sin embargo, este período puede ser menor, a menos que se disminuya el volumen de azolves, implementando las medidas siguientes:

a).- Formación de estructuras de control de azolves (presas filtrantes de piedra acomodadas), aguas arriba del vaso de almacenamiento.

b).- Adaptación de una compuerta desarenadora, al piso del centro del cauce, de forma que con las primeras tormentas se desalojen las mayores cantidades posibles de azolves del ciclo anterior.

La capacidad de almacenamiento es de 30.2998 Mm³, siendo la capacidad útil de 14.8555 Mm³, el volumen del terraplén es de 4.0565 Mm³, por lo que la relación vol. almacenado/vol. terraplén es de 746% o con una relación de 7.5:1

Como aclaración de importancia es el considerar el grado de compactación no menor del 95% de la prueba proctor y el contenido de humedad de tendido; de no ser posible alcanzar ese porcentaje de compactación, se recomienda incrementar la relación en 0.5 del talud aguas arriba. Lo anterior lleva como finalidad el incrementar la compresibilidad y disminuir el riesgo de tubificación, así como obtener la máxima estabilidad del bordo mismo.

De acuerdo con lo arriba señalado, se considera factible la construcción de la obra, ya que los volúmenes de almacenamiento y terraplén están dentro de los límites especificados, siendo muy alta la relación entre estos.

X.- RECOMENDACIONES.

De acuerdo a lo anterior y para beneficio de la comunidad rural y la región se recomiendan los siguientes puntos:

a).- Incrementar la planeación y ejecución de mas obras de este tipo para satisfacer las necesidades de agua y así elevar el nivel económico, social y cultural del país.

b).- Que el Gobierno Federal realice un análisis de la región para la autorización y ejecución de obras en aquellos lugares donde es limitada la agricultura por falta de agua, asesorando y ayudando a la comunidad campesina a cambiar su economía agrícola por la pecuaria.

c).- La motivación a los recién egresados y a los que cursan la Agronomía por generar investigación al respecto para que en un futuro la aplicación de técnicas no este limitada por tiempo y dinero; además de elevar el nivel económico de México.

d).- Tratar y lograr concentrar la información referente a obras hidráulicas en todas las universidades Agrícolas para que el futuro Ingeniero Agrónomo tenga la preparación necesaria para planeación, diseño y ejecución de pequeñas obras de riego y abrevadero.

e).- Se recomienda la utilización de la metodología descrita por su facilidad y seguridad en la aplicación, que de acuerdo a las experiencias que se tienen en la construcción de obras hidráulicas en el país, estas han demostrado ser efectivas.

BIBLIOGRAFIA.

- ARTEAGA T.R.E.(1975).- NORMAS Y CRITERIOS GENERALES QUE RIGEN EL PROYECTO DE UN BORDO DE ALMACENAMIENTO. TESIS PROFESIONAL. CHAPINGO, MEXICO.
- COLEGIO DE POSTGRADUADOS (1977).- MANUAL DE CONSERVACION DE SUELO Y AGUA. C.P. CHAPINGO, MEXICO.
- COLEGIO DE POSTGRADUADOS (1980).- MANUAL PARA PROYECTOS DE PEQUEÑAS OBRAS HIDRAULICAS PARA RIEGO Y ABREVADERO. C.P-SARH-SPP. CHAPINGO, MEXICO.
- CNA-IMTA. (1989).- MANUAL DE CLASIFICACION, E INTERPRETACION CARTOGRAFICA DE SUELOS, CON BASE EN EL SISTEMA DE TAXONOMIA DE SUELOS. MEXICO.
- HERRERA R.M.E.L (1985).- REHABILITACION DE UN BORDO ABREVADERO EN ELEJIDO EL QUELITAN, MUNICIPIO DE IXTLAHACAN DEL RIO, JALISCO. TESIS PROFESIONAL. ESCUELA DE AGRICULTURA, U. DE G., JALISCO, MEXICO.
- MARSALL R.J.(1974).- PRESAS PEQUEÑAS. NOTAS SOBRE DISEÑO Y CONSTRUCCION, UNAM. MEXICO, D.F.
- MAC LEAN A.(1975).- COMUNICACION ESCRITA. EDITORIAL, IICA. SAN JOSE, COSTA RICA.
- SCHWAB G.O., OTROS.(1990).- INGENIERIA DE CONSERVACION DE SUELO Y AGUAS. EDT. LIMUSA. S.A DE C.V.MEXICO, D.F. 1a EDICION.
- YEMEN Y CARDOZA (1984).- TOPOGRAFIA GENERAL. EDITORIAL PATUACH. CHAPINGO, MEXICO.