UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGON

"ESTUDIO HIDROLOGICO PARA LA PRESA 'PRIMERO DE ABRIL' SOBRRE EL RIO RANCHO NUEVO EN EL MUNICIPIO DE LLERA, ESTADO DE TAMAULIPAS".

T E S I S

Que para obtener el título de:

I N G E N I E R O C I V I L

p r e s e n t a :

R A U L D I A Z R U B I O

México, D. F. 1984

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

CAPITULO I

PAG.

INTRODUCCION Y ESTUDIOS PRELIMINARES

1.1. Introducción 2
1.2. Antecedentes y Estudios Anteriores..... 3
1.3. Finalidad del Estudio Hidrológico 4
1.4. Objetivo del Proyecto..... 5
1.5. Localización General de la Cuenca Hidrológica del río. 5
1.5.1. Localización y Comunicación al lugar del Proyecto..... 6

CAPITULO II

CUANTIFICACION DE LOS RECURSOS

2.1. Topográficos..... 9
2.2. Estaciones Climatológicas e Hidrológicas..... 9
2.2.1. Climatología..... 10
2.2.2. Precipitación Media Anual..... 10
2.2.3. Coeficiente de Corrección de la Precipitación... 14
2.3. Escurrimiento a la Cuenca..... 15
2.2.1. Determinación del Coeficiente de Escurrimiento. 15
2.3.2. Cálculo de Escurrimiento..... 20
2.4. Capacidad para azolves y acarreo de fondo..... 21
2.5. Evaporación..... 25
2.5.1. Cálculo de la Evaporación Neta..... 26

CAPITULO III

REQUERIMIENTOS DE LA ZONA DE PROYECTO

3.1. Superficie disponible para riego..... 44
3.2. Programa de cultivos..... 44
3.3. Uso Consuntivo..... 45
3.3.1. Aplicación del Método BLANNEY y CRIDDLE..... 49
3.3.2. Cálculo del Uso Consuntivo..... 50
3.4. Cálculo de la Demanda Anual por Hectárea..... 55

CAPITULO IV

ESTUDIO DE AVENIDAS PAG.

4.1. Generalidades sobre Avenidas..... 61
4.2. Cálculo de la Avenida Máxima Probable..... 63
4.2.1. Metodología para la construcción de la curva. P-D-Tr..... 64
4.2.2. Precipitación máxima probable..... 73
4.3. Métodos de Estimación de Avenida Máxima en cuencas - Pequeñas..... 77
4.3.1. Fórmulas Empíricas..... 78
4.3.2. Métodos Empíricos..... 78
4.3.3. Métodos Hidrológicos..... 81
4.4. Tránsito de la Avenida de Embalses..... 90
4.4.1. Método Aritmético de Incrementos..... 92

CAPITULO V

DIMENSIONAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE LA PRESA

5.1. Obras de desvío..... 127
5.2. Cortina..... 128
5.2.1. Cálculo del Bordo Libre..... 128
5.2.2. Secciones de la Cortina..... 128
5.3. Obra de Excedencia..... 129
5.3.1. Vertedor..... 130
5.3.2. Tanque Amortiguador..... 131
5.4. Obra de toma..... 134
5.4.1. Cálculo del Gasto de Diseño..... 134
5.4.2. Diseño de la Tubería..... 135
5.4.3. Cálculo de Pérdidas de Carga..... 136

CAPITULO VI

CONSIDERACIONES ECONOMICAS

6.1. Presupuesto..... 140
6.2. Conclusiones..... 144
BIBLIOGRAFIA..... 146

C A P I T U L O I

INTRODUCCION Y ESTUDIOS PRELIMINARES

1.1. INTRODUCCION

1.2. ANTECEDENTES Y ESTUDIOS ANTERIORES

1.3. FINALIDAD DEL ESTUDIO HIDROLOGICO

1.4. OBJETIVO DEL PROYECTO

1.5. LOCALIZACION GENERAL DE LA CUENCA HIDROLOGICA DEL RIO

1.5.1. LOCALIZACION Y COMUNICACION AL LUGAR DEL PROYECTO

1.1 INTRODUCCIÓN.

MÉXICO ATRAVIESA POR UNA ETAPA CRÍTICA CON RESPECTO A LA ALIMENTACIÓN, ESTO ES, QUE NO ES AUTOSUFICIENTE EN LA PRODUCCIÓN DE BÁSICOS QUE EL PAÍS NECESITA, POR LO CUAL SE-VE OBLIGADO A LA IMPORTACIÓN DE ESTOS, LO ANTERIOR SE DEBE A LA FALTA DE PRODUCTIVIDAD EN LA AGRICULTURA.

LA EXPLOTACIÓN AGRÍCOLA SE DA APROXIMADAMENTE EN UN 6.25% DEL TERRITORIO NACIONAL, DE LAS CUALES SOLO EL 15% ESTÁ-SOMETIDO A RIEGO ARTIFICIAL Y EL RESTO SE ENCUENTRA BAJO EL RÉGIMEN DE TEMPORAL; A UN GRAN PORCENTAJE DE ÉSTAS ÚLTIMAS, MEDIANTE LA IMPLANTACIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS SE-LES PUEDE PONER BAJO RIEGO SISTEMATIZADO, AUMENTANDO ASÍ SU PRODUCCIÓN POR HA., ASÍ COMO PROGRAMAR LOS CULTIVOS A DECUÁNDOLOS A LAS NECESIDADES DE LA NACIÓN.

POR LO TANTO YA QUE LA INGENIERÍA ES UNA DE LAS DISCIPLINAS QUE PUEDE TRANSFORMAR LOS RECURSOS NATURALES EN BENEFICIO DEL HOMBRE, ES LA ABOCADA PARA DAR SOLUCIÓN A ES-TOS PROBLEMAS POR MEDIO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE O-BRAS HIDRÁULICAS QUE SIRVAN PARA DOTAR DEL SUFICIENTE LÍQUIDO, QUE SATISFAGA LAS NECESIDADES AGRÍCOLAS.

UNO DE ESTOS PROBLEMAS SE PRESENTAN EN EL NUEVO CENTRO DE POBLACIÓN, LIC. EMILIO PORTES GIL Y EL EJIDO 1o. DE ABRIL, MUNICIPIO DE LLERA, ESTADO DE TAMAULIPAS; ESTOS LUGARES CUENTAN CON 606 HA. CON FINES AGRÍCOLAS DE LAS CUALES SOLO 265 HA. ESTÁN ABIERTAS AL CULTIVO TEMPORAL, 6 HA. REGADAS ARTIFICIALMENTE Y LAS RESTANTES ESTÁN OCIO-SAS.

POR LO TANTO MEDIANTE LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PRESA DE ALMACENAMIENTO Y ZONA DE RIEGO, SE PRETENDE UTILIZAR LA TOTALIDAD DE LA TIERRA CULTIVABLE INCORPORÁNDOLA A RIEGO -

ARTIFICIAL.

1.2 ANTECEDENTES Y ESTUDIOS ANTERIORES

EL PROYECTO SE ORIGINA A RAÍZ DE LAS SOLICITUDES GIRADAS A LA SUBJEFATURA DE OBRAS HIDRÁULICAS E INGENIERÍA AGRÍCOLA PARA EL DESARROLLO RURAL EN EL ESTADO POR EL NUEVO CENTRO DE POBLACIÓN LIC. EMILIO PORTES GIL, POR CONDUCTO DE LA LIGA DE COMUNIDADES AGRARIAS Y POR EL EJIDO 1o. DE ABRIL, PARA QUE SE ESTUDIARA LA POSIBILIDAD DE CONSTRUIR APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS QUE SE DESTINARÁN EL RIEGO DE SUS ÁREAS AGRÍCOLAS.

EN VISTA DE LA INSPECCIÓN REALIZADA EN EL LUGAR, SE CONFIRMÓ LA NECESIDAD DE UNA OBRA DE RIEGO, POR LO ALEATORIO DE LAS PRECIPITACIONES PLUVIALES, ASÍ COMO LA POSIBILIDAD DE CONSTRUCCIÓN DE UNA PRESA DE ALMACENAMIENTO PARA REGULAR LOS ESCURRIMIENTOS DEL RÍO RANCHO NUEVO.

ACTUALMENTE EL NUEVO CENTRO DE POBLACIÓN LIC. EMILIO PORTES GIL CUENTA CON 150-00-00 HAS. ABIERTAS AL CULTIVO DE TEMPORAL QUE SIEMBRAN DE MAÍZ Y FRIJOL Y 6-00-00 HAS. DE SANDÍA QUE RIEGAN CON UNA NORIA CON EQUIPO DE ASPERSIÓN FINANCIADO POR EL BANCO DE CRÉDITO RURAL.

EL EJIDO 1o. DE ABRIL SIEMBRA 115-00-00 HAS. DE MAÍZ, FRIJOL Y SORGO DE TEMPORAL. EN AMBOS EJIDOS UTILIZAN SEMILLAS MEJORADAS Y EL CULTIVO ES TOTALMENTE MECANIZADO.

DE ACUERDO CON LOS ESTUDIOS REALIZADOS EXISTEN 600 HA. CON DISPONIBILIDAD AGRÍCOLA, ASÍ COMO CONDICIONES DE CLIMA SEMI-SECO, CON POCA VARIACIÓN DE TEMPERATURAS MEDIAS MENSUALES Y CON MUY POCO RIESGO DE HELADAS, LO QUE PERMITE LA PROGRAMACIÓN DE DOS CICLOS AGRÍCOLAS EN EL AÑO.

AUNADO A LO ANTERIOR SE CUENTA CON TRABAJO DE 294 PERSONAS, CUENTAN CON VÍAS DE COMUNICACIÓN Y SERVICIOS: CAPITAL DEL - ESTADO Y CABECERA MUNICIPAL A 47.5 Y 22 KM RESPECTIVAMENTE.

LA VENTAJA DE REALIZAR LA INVERSIÓN PROPUESTA PUEDE ADVER-- TIRSE, APARTE DE LAS CONSIDERACIONES SOCIALES Y POLÍTICAS,- EL CRECIMIENTO ECONÓMICO LOCAL Y DE LA CONTRIBUCIÓN A LOS - MERCADOS REGIONAL Y NACIONAL DE PRODUCTOS AGRÍCOLAS DEFICI- TARIOS, CUANTIFICABLES EN LOS INCREMENTOS A LA PRODUCCIÓN.

1.3 FINALIDAD DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO.

EL ESTUDIO HIDROLÓGICO REQUIERE LA RECOPILACIÓN DE DATOS DE CADA UNO DE LOS FACTORES NATURALES QUE INTERVIENEN EN EL -- CICLO HIDROLÓGICO (LLUVIA, EVAPORACIÓN, TEMPERATURA, ESCU-- RRIMIENTO, TOPOGRAFÍA, VEGETACIÓN, PENDIENTE, PERMEABILIDAD, VIENTOS DOMINANTES,ETC.) Y CONSISTE EN EL ANÁLISIS E INTER- PRETACIÓN DE LA VARIACIÓN DE ESTOS FACTORES PARA PLANEAR EL APROVECHAMIENTO MÁXIMO DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS DE UNA - CUENCA Y PREVER AL MISMO TIEMPO SUS MANIFESTACIONES ANORMALES (SEQUÍAS Y AVENIDAS).

EL ÉXITO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO DEPENDE DE LA CANTIDAD Y - VERACIDAD DE LOS DATOS OBSERVADOS, ASÍ DE UN ESTUDIO HIDRO- LÓGICO CORRECTO RESULTARÁN LAS SOLUCIONES MÁS EFICIENTES PARA LA PLANEACIÓN, EN DISEÑO, LA CONSTRUCCIÓN Y LA OPERACIÓN DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS DESTINADAS AL APROVECHAMIENTO Y -- CONTROL DE UN RÍO.

SI CONTAMOS CON UN DETERMINADO PERIÓDO DE OBSERVACIONES EN- ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS E HIDROMÉTRICAS SE PUEDE DETERMI- NAR: EL RÉGIMEN DE LA CORRIENTE, LA POTENCIALIDAD DE LA MISMA, LA FORMA DE APROVECHAMIENTO, O CONTROL MÁS ADECUADO Y - CON ESTOS DATOS EFECTUAREMOS LOS ESTUDIOS HIDROLÓGICOS PARA DETERMINAR EN CADA CASO; LA CAPACIDAD ÓPTIMA DEL VASO, LA -

MAGNITUD DE LA AVENIDA MÁXIMA PROBABLE PARA PROYECTAR LA - OBRA DE EXCEDENCIAS, LA REGULARIZACIÓN DE ESTA AVENIDA, LA CAPACIDAD DE LA OBRA DE TOMA, LA ÉPOCA MÁS ADECUADA PARA - LAS ETAPAS CONSTRUCTIVAS, LA SUPERFICIE MÁXIMA QUE SE REGARÁ ETC.

1.4 Objetivo del Proyecto

El Proyecto consiste en el aprovechamiento del Río Rancho-Nuevo mediante la construcción de una presa de almacena- - miento y zona de riego, con lo cual se pretende regar artificialmente tierras que actualmente son regadas por temporal, teniendo por consiguiente bajos rendimientos por ha.- lo cual es desfavorable para la economía del lugar.

Por lo tanto al incorporar tierras de cultivo a sistemas - de riego se tiene la posibilidad de aumentar su producción por ha.; así como programar cultivos, logrando con esto un crecimiento tanto económico como comercial.

Realizando este proyecto se desprenden grandes alternativas para los ejidatarios, pudiendo programar varios ciclos de-cultivo, así como realizar su comercio tanto Regional como Nacional, logrando con esto mayores ingresos que les pueda dar mayores niveles de vida para ellos y sus familias.

1.5 Localización General de la Cuenca Hidrográfica del Río.

Su cuenca hidrográfica se localiza dentro de las Regiones-Hidrológicas No.25 denominada cuenca de los Ríos San Fer--nando Soto la Marina y San Rafael.

La Cuenca del proyecto queda comprendida en las siguientes cartas topográficas DETENAL escala 1:50,000

F - 14 - B 31 (LAS COMPUERTAS)

F - 14 - A 29 (CIUDAD VICTORIA)

F - 14 - A 39 (LLERA DE CANALES)

1.5.1. LOCALIZACIÓN Y COMUNICACIÓN AL LUGAR DEL PROYECTO.

EL SITIO DEL PROYECTO SE LOCALIZA A 47.5 KM. AL S.E. DE - LA CIUDAD CAPITAL, EN LAS ESTRIBACIONES DE LA SIERRA MA-- DRE ORIENTAL, CORRESPONDIÉNDOLE LAS SIGUIENTES COORDENA-- DAS GEOGRÁFICAS,

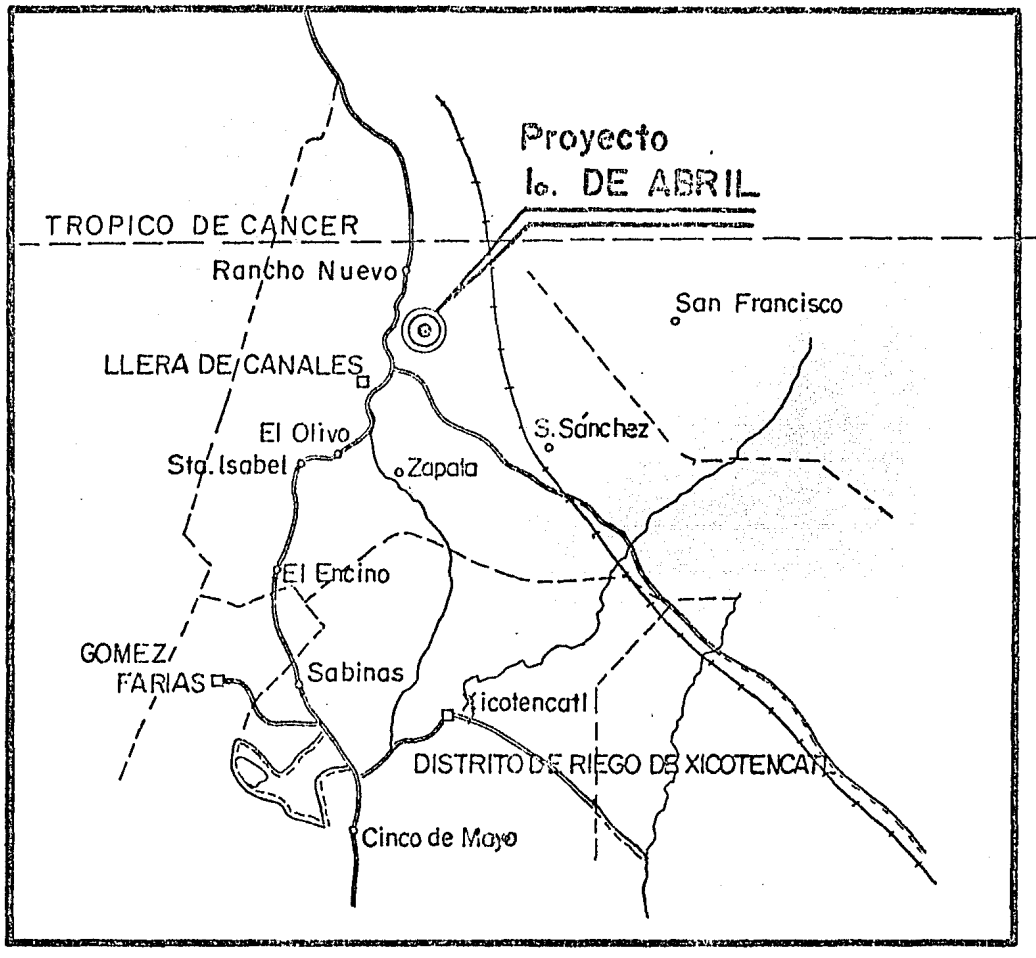
LATITUD NORTE 23° 28' 25''

LONGITUD W G 98° 55' 43''

LA PRINCIPAL VÍA DE COMUNICACIÓN AL SITIO DEL PROYECTO ESTÁ CONSTITUIDA POR LA CARRETERA NACIONAL NO. 85 DE LA QUE DE SU TRAMO CIUDAD VICTORIA - CIUDAD MANTE SE RECORREN -- 42 KM. (TRÓPICO DE CÁNCER) DE DONDE SE CONTINUA POR UN CAMINO REVESTIDO QUE CONSTA DE 5.5. KM HASTA EL LUGAR DEL - PROYECTO.

EL AEROPUERTO MÁS PRÓXIMO SE LOCALIZA EN LA CAPITAL DEL - ESTADO, DISTANTE 63 KM.

LA ESTACIÓN DE FERROCARRIL MÁS PRÓXIMA SE LOCALIZA EN - - LAVIN DISTANTE 6 KM. (FERROCARRIL CD. VICTORIA - TAMPS.)- REFERIDO A MEDIOS DE TRANSPORTE SU UTILIZACIÓN REQUIERE - TRASLADARSE A LA CARRETERA FEDERAL, DISTANTE 5.5. KM. DONDE TRANSITAN DIVERSAS LÍNEAS DE AUTOBUSES.



ESC. 1 : 800 000

L O C A L I Z A C I O N

CAPITULO II

CUANTIFICACION DE LOS RECURSOS

2.1 Topográficas.

2.2 Estaciones Climatológicas e Hidrológicas

2.2.1 Climatología.

2.2.2 Precipitación Media Anual

2.2.3 Coeficiente de Corrección de la Precipitación

2.3 Escurrimientos a la Cuenca

2.3.1 Determinación del coeficiente de escurrimiento

2.3.2 Cálculo de Escurrimientos.

2.4 Capacidad para azolves y acarreo de fondo.

2.5 Evaporación.

2.5.1 Cálculo de la Evaporación Neta.

CUANTIFICACION DE LOS RECURSOS

2.1 TOPOGRAFICOS

SE CUENTA CON LAS CARTAS DE DETENAL DE LAS CUALES PARA LA CUENCA SE OBTUVO UNA ÁREA DE 142.6 Km^2 ASÍ COMO UNA LONGITUD DE COLECTOR PRINCIPAL DE 17.7 Km. COMPRENDIDO ENTRE LAS ELEVACIONES 960-270m. SE CUENTA TAMBIÉN CON UN PLANO CON LA LOCALIZACIÓN - DE LA CUENCA DEL PROYECTO Y DE LAS ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS E HIDROMÉTRICAS, DENTRO DE LA CUENCA Y FUERA DE ELLA PERO CERCANAS A ÉSTA. ESTE PLANO SE MUESTRA EN EL ANEXO 2.1.

TOPOGRAFIA DEL VASO

SE REALIZÓ UN PLANO TOPOGRÁFICO CON UNA ESCALA 1:5000 OBTENIÉNDOSE UNA SUPERFICIE DE VASO DE 350 HA.
LA GRÁFICA DE ELEVACIONES-ÁREAS-CAPACIDADES DE LA PRESA 1° DE ABRIL SE MUESTRA EN EL ANEXO 2.2 Y LOS VALORES NUMÉRICOS SE ENCUENTRAN DEMOSTRADOS EN LA TABLA 2.1.

2.2 ESTACIONES CLIMATOLOGICAS E HIDROLOGICAS.

EN EL PROYECTO 1° DE ABRIL CUENTA CON UN GRAN NÚMERO DE ESTA-- CIONES, TANTO HIDROLÓGICAS COMO CLIMATOLÓGICAS PERTENECIENTES A LAS REGIONES HIDROLÓGICAS 26 Y 25, LAS CUALES PLASMAN SUS INFORMACIONES EN LOS BOLETINES HIDROLÓGICOS DE LA SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS, NÚMERO 32 Y 54 RESPECTIVAMENTE.
A CONTINUACIÓN SE MUESTRAN ENLISTADAS LAS ESTACIONES, HACIENDO LA OBSERVACIÓN DE QUE TIPO DE ESTACIÓN SON, A QUE REGIÓN HIDROLÓGICA PERTENECEN Y CUAL ES EL BOLETÍN HIDROLÓGICO QUE LES PERTENECE. TABLA 2.2

TABLA 2.2

ESTACION	CLIMATOLOGIA	HIDROMETRICA	REGION H.	BOLETIN H.
SAN GABRIEL	X	X	26	32
EMILIO CARRANZA	X		26	32
LA ENCANTADA	X	X	26	32
SAN VICENTE	X	X	26	32
LA ALBERCA	X		25	54
SAN JOSÉ DEL V.	X		25	54
PASO DE MOLINA	X	X	25	54

DENTRO DE LA CUENCA DEL PROYECTO SE UBICA LA ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA LA ALBERCA QUE INICIÓ SU FUNCIONAMIENTO EN MARZO DE 1974 -- DISPONIÉNDOSE ACTUALMENTE DE 8 AÑOS DE INFORMACIÓN. (TABLA 2.3). POR OTRA PARTE LA ESTACIÓN LA ENCANTADA QUE ES LA MÁS CERCANA A LA CUENCA DEL PROYECTO Y A LA ESTACIÓN LA ALBERCA TIENE UN REGISTRO DE LLUVIAS DE 25 AÑOS (TABLA 2.4).

ES IMPORTANTE RESALTAR QUE EN LAS ESTACIONES UBICADAS EN LA CUENCA, NO CUENTAN CON ESTACIONES DE AFORO POR LO CUAL NO TIENEN REGISTRO DE VOLÚMENES; SOLO EXISTEN REGISTRO DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS. (TABLAS 2.3 Y 2.4).

2.2.1 CLIMATOLOGIA

PARA DETERMINAR LA TEMPERATURA MEDIA DE LA ZONA DE RIEGO LA CUAL SE UTILIZARÁ PARA LOS USOS CONSUNTIVOS DE CADA CULTIVO POR MEDIO DEL MÉTODO DE BLANEY Y CRIDDLE SE CALCULÓ EN BASE A LOS DATOS - QUE SE OBUTIVIERON DE LA ESTACIÓN LA ENCANTADA. LOS CUALES SE -- PRESENTAN EN LA TABLA 2.5

2.2.2 PRECIPITACION MEDIA ANUAL

SE HA OBSERVADO QUE EN DISTANCIAS CORTAS LA PRECIPITACIÓN TIE--- NE GRANDES FIERENCIAS SOBRE TODO EN TERRENOS MONTAÑOSOS, IGUAL-- ALMENTE CUANDO LA PRECIPITACIÓN CAE EN FORMA DE CHUVASCOS EN - - UN TERRENO PLANO, EN CONSECUENCIA ES NECESARIO CONSIDERAR MÉTO--

DOS QUE PERMITAN CALCULAR LA PRECIPITACIÓN, SOBRE UNA ÁREA DETERMINADA.

EL MÉTODO MÁS SIMPLE PARA ESTIMAR LA PRECIPITACIÓN PROMEDIO ES EL CÁLCULO DEL PROMEDIO ARITMÉTICO DE LOS VALORES DE LA PRECIPITACIÓN REGISTRADA DENTRO, O CERCA DEL ÁREA EN ESTUDIO. ESTE MÉTODO PROPORCIONA RESULTADOS MÁS ACEPTABLES CUANDO SE USA EN SUPERFICIES MÁS O MENOS PLANAS, SIEMPRE Y CUANDO LA DISTRIBUCIÓN DE LAS ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS SEA MÁS O MENOS UNIFORME DENTRO DEL ÁREA. SI LA PRECIPITACIÓN NO ES UNIFORME Y LAS ESTACIONES NO ESTÁN BIEN DISTRIBUÍDAS DENTRO DEL ÁREA, EL PROMEDIO ARITMÉTICO PUEDE SER MUY INCORRECTO.

PARA CORREGIR ESTE ERROR, LA PRECIPITACIÓN EN CADA ESTACIÓN -- PUEDE PONDERARSE EN PORCIÓN AL ÁREA QUE SE CONSIDERA QUE LA ESTACIÓN REPRESENTA.

ESTE MÉTODO TIENE LA VENTAJA DE SER MUY SENCILLO, PERO REQUIERE DE UN GRAN NÚMERO DE ESTACIONES, CON ABUNDANCIA DE DATOS.

UN MÉTODO COMÚN PARA DETERMINAR LOS FACTORES DE PONDERACIÓN ES MEDIANTE EL EMPLEO DE LA "RED DE THIESSEN" O MÉTODO DE LAS - - AREAS DE INFLUENCIA, LA RED DE THIESSEN SE CONSTRUYE SOBRE UN PLANO UNIENDO LAS ESTACIONES ADYACENTES CON LÍNEAS RECTAS Y -- TRAZANDO LUEGO BISECTORES PERPENDICULARES A CADA LÍNEA DE CO-- NEXIÓN. EL POLÍGONO FORMADO POR LOS BISECTORES PERPENDICULA-- RES ALREDEDOR DE UNA ESTACIÓN; INCLUYE UN ÁREA QUE ES SIEMPRE LA MÁS CERCANA A LA ESTACIÓN QUE CUALQUIERA OTRA DE ELLAS. SE CONSIDERA QUE LA PRECIPITACIÓN DE LA ESTACIÓN CORRESPONDIENTE A LA QUE INCLUYE O RODEA. COMO LAS PERPENDICUALRES BISECTAN - LOS LADOS DE LOS TRIÁNGULOS CON ESTACIONES EN CADA VÉRTICE, -- TRES BISECTORES DEBEN ENCONTRARSE EN UN PUNTO. CON FRECUENCIA ÉSTA ES UNA CONSIDERACIÓN RAZONABLE, PERO NO SIEMPRE CORRECTA. PARA CALCULAR LA LLUVIA PROMEDIO, EL ÁREA REPRESENTADA POR CADA ESTACIÓN SE EXPRESA COMO UN PORCENTAJE DEL ÁREA TOTAL.

LA LLUVIA PROMEDIO ES LA SUMA DE LOS PRODUCTOS OBTENIDOS AL --

MULTIPLICAR LOS VALORES, INDIVIDUALES DE LLUVIA EN LAS ESTACIONES POR SUS PORCENTAJES DEL ÁREA.

OTRA FORMA DE OBTENER LA PRECIPITACIÓN MEDIA ES:
CADA POLÍGONO ES EL ÁREA DE CADA ESTACIÓN, ENTONCES LA PRECIPITACIÓN MEDIA ES:

$$HPM = \frac{\sum_{I=1}^{N} HPI\ AI}{A} = \sum_{I=1}^{N} HPI\ \frac{AI}{A}$$

A= ÁREA DE LA ZONA EN KM2
AI= ÁREA TRIBUTARIA DE LA ESTACIÓN I EN KM2
HPI= ALTURA DE PRECIPITACIÓN REGISTRADA EN LA ESTACIÓN I EN MM
HPI= ALTURA DE PRECIPITACIÓN MEDIA EN LA ZONA DE ESTUDIO EN MM
N= NÚMERO DE ESTACIONES LOCALIZADAS DENTRO DE LA CUENCA

SI LAS ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS ESTÁN DISTRIBUÍDAS UNIFORMEMENTE DENTRO DEL ÁREA EN ESTUDIO, LAS ÁREAS DE INFLUENCIA DE THEISSEN SERÁN IGUALES, Y LA LLUVIA PROMEDIO CALCULADA, SERÁ IGUAL ENTONCES AL PROMEDIO ARITMÉTICO DE LOS VALORES DE TODAS LAS ESTACIONES QUE SE CONSIDERAN EN LA ZONA ESTUDIADA.

LA ÚNICA BASE DE ESTE MÉTODO ES LA CONSIDERACIÓN QUE UNA ESTACIÓN ES LA MEJOR REPRESENTATIVA DEL ÁREA MÁS CERCANA O ALREDEDOR DE ÉLLA. SI LA PRECIPITACIÓN ES REGULADA POR LA TOPOGRAFÍA O SE PRODUCE POR UNA CONVECCIÓN INTENSA, QUIZÁ ÉSTA CONSIDERACIÓN PUEDA NO SER VÁLIDA.

MAPA DE ISOYETAS

ES OTRO MÉTODO PARA CALCULAR LA PRECIPITACIÓN PROMEDIO, O SEA, EN UN PLANO UNIR MEDIANTE CURVAS LOS PUNTOS DE IGUAL PRECIPITACIÓN, PRESENTANDO UNA IMAGEN O IDEA MÁS PRECISA DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA LLUVIA. COMO LA PRECIPITACIÓN PLUVIAL GENERALMEN

TE AUMENTA CON LA ELEVACIÓN O ALTURA DEL TERRENO, LAS ISOYETAS PUEDEN TRAZARSE DE MANERA QUE SIGAN APROXIMADAMENTE LAS CURVAS DE NIVEL.

PARA CALCULAR LA PRECIPITACIÓN MEDIA EN UN PLANO DE ISOYETAS- SE MIDEN LAS ÁREAS COMPRENDIDAS ENTRE DOS ISOYETAS SUCESIVAS Y SE MULTIPLICA POR LA PRECIPITACIÓN MEDIA ENTRE LAS ISOYETAS LA SUMA DE ESTOS PRODUCTOS DIVIDIDA ENTRE EL ÁREA TOTAL ES LA PRECIPITACIÓN PROMEDIO.

MÉTODO DE LAS RECTAS ISOYETAS

PARA OBTENER LA PRECIPITACIÓN MEDIA POR ESTE MÉTODO, SE ESCOGEN 3 ESTACIONES QUE TENGAN UN PERIÓDO COMÚN Y QUE ESTÉN CERCANAS A LA CUENCA PROCURANDO QUE ABARQUE EN SU TOTALIDAD LA - CUENCA Y CON ELLA SE TRAZAN LÍNEAS RECTAS PARA UNIRLAS FORMANDO UN TRIÁNGULO, ESTAS SE INTERPOLAN PARALELAMENTE ENTRE LAS- ESTACIONES UNIENDO LOS PUNTOS DE IGUAL PRECIPITACIÓN. EN ESTAS CONDICIONES LAS ISOYETAS RESULTAN PARALELAS Y EQUIDISTANTE, MOTIVO POR EL CUAL, AL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA CUENCA LE CORRESPONDE UNA PRECIPITACIÓN SENSIBLEMENTE IGUAL A LA PRECIPITACIÓN MEDIA DE LA CUENCA.

PARA EL CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA ANUAL SE UTILIZÓ EL MÉTODO DE LAS RECTAS ISOYETAS. POR EL GRAN NÚMERO DE ESTACIONES CERCA DE LA CUENCA SE HICIERON 3 TRIANGULACIONES QUE SON:

LA PRIMERA TRIANGULACIÓN ESTA FORMADA POR LAS ESTACIONES: LA - ENCANTADA, SAN JOSÉ DEL VERDE Y PASO DE MOLINA CON UN PERIÓDO COMÚN DE 18 AÑOS (1962-1979) OBTENIÉNDOSE UN VALOR DE 1,000 - MM PARA LA LLUVIA ANUAL EN LA CUENCA; EN LA SEGUNDA TRIANGULACIÓN LAS ESTACIONES UTILIZADAS SON: PASO DE MOLINA, SAN GABRIEL

Y SAN VICENTE, CON UN PERIÓDO COMÚN DE 18 AÑOS REPORTANDO UN - VALOR DE 680 MM. PARA LA LLUVIA MEDIA ANUAL EN LA CUENCA, LA ÚLTIMA TRIANGULACIÓN SE FORMÓ CON LAS ESTACIONES SAN VICENTE, -- SAN JOSÉ DEL VERDE Y CAPITÁN E. CARRANZA PARA UN PERIÓDO COMÚN DE 19 AÑOS (1962-1980) DEDUCIÉNDOSE UNA LLUVIA PROMEDIO ANUAL- DE 700 MM. PARA LA CUENCA DEL PROYECTO.

LAS TRIANGULACIONES CORRESPONDIENTES SE MUESTRAN EN LAS FIGU-- RAS (2.2; 2.3; 2.4) Y LAS PRECIPITACIONES MEDIAS ANUALES DE -- LAS DIFERENTES ESTACIONES EN LAS TABLAS (2.6 Y 2.7).

DENTRO DE LA CUENCA DEL PROYECTO SE UBICA LA ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA LA ALBERCA, DISPONE DE 8 AÑOS DE INFORMACIÓN, LA ESTA-- CIÓN MÁS CERCANA A LA CUENCA DEL PROYECTO ES LA ENCANTADA, TIENE UN REGISTRO DE LLUVIAS DE 1954 A 1979 (TABLA 2.4) CUYO VA-- LOR MEDIO ANUAL ES DE 984.4 MM. Y UN VALOR DE 967.95 MM. EN EL PERIÓDO COMÚN DE OBSERVACIONES CON LA ESTACIÓN LA ALBERCA - - (1974-1979).

EN BASE A LOS COMENTARIOS ANTERIORES Y A LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON LOS DIVERSOS CRITERIOS APLICADOS PARA ESTIMAR LA LLU-- VIA MEDIA ANUAL EN LA CUENCA, SE CONSIDERÓ CONVENIENTE ADOPTAR UN VALOR PROMEDIO DE 800 MM. PARA DICHO PARÁMETRO.

2.2.3 COEFICIENTE DE CORRECCIÓN DE LA PRECIPITACIÓN.

COMO ANTERIORMENTE HABÍAMOS DICHO QUE LA ESTACIÓN BASE PARA LA CUENCA ES LA ENCANTADA, SE DEBEN DE AJUSTAR LOS VALORES DE -- PRECIPITACIÓN DE ÉSTA. PARA OBTENER EL COEFICIENTE DE CORRE--- CCIÓN SE DIVIDE EL VALOR DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA ANUAL (800 MM.) DE LA CUENCA, ENTRE LA PRECIPITACIÓN MEDIA DE LA ESTACIÓN BASE.

AL COCIENTE DE LA RELACIÓN ANTERIOR SE LLAMA COEFICIENTE DE CORRECCIÓN DE LA PRECIPITACIÓN (Kc).

Kc= PRECIPITACIÓN MEDIA EN LA CUENCA (CALCULADA)
PRECIPITACIÓN MEDIA EN LA ESTACIÓN BASE (REGISTROS)

Kc= 800 = 0.8126778
984.4

YA QUE SE OBTUVO EL Kc, BASTARÁ MULTIPLICAR PARA ESTE COEFICIENTE, LAS PRECIPITACIONES MENSUALES REGISTRADAS EN LA ESTACIÓN BASE (LA ENCANTADA) PARA DEDUCIR LAS CORRESPONDIENTES EN LA CUENCA.

LA TABLA DE PRECIPITACIONES CORREGIDAS POR EL FACTOR Kc SE MUESTRA EN LA TABLA 2.8.

2.3 ESCURRIMIENTOS A LA CUENCA.

EL ESCURRIMIENTO ES LA PARTE DE LA PRECIPITACIÓN DRENADA POR LAS CORRIENTES DE LAS CUENCAS HASTA SU SALIDA. EL AGUA FLUYE POR LAS CORRIENTES PROVIENEN DE DIVERSAS FUENTES Y, CON BASE EN ELLAS, SE CONSIDERA EL ESCURRIMIENTO COMO SUPERFICIAL, SUBSUPERFICIAL O SUBTERRÁNEAS.

PARA DETERMINAR LOS ESCURRIMIENTOS PROBABLES EN FORMA APROXIMADA SE EMPLEA EL USO DE COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO ANUAL.

2.3.1 DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.

EL PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR EL VALOR DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO PARA UN APROVECHAMIENTO EN ESTUDIO, CUANDO NO SE TIENE DATOS DE AFORO, SE OBTENDRÁ EN LA SIGUIENTE FORMA:

DEPENDE FUNDAMENTALMENTE DE 3 FACTORES, LA PRECIPITACIÓN, EL TIPO DE SUELO Y EL USO (O LA CUBIERTA).

PRECIPITACIÓN.- SE HARÁ INTERVENIR LA PRECIPITACIÓN ANUAL EN MILÍMETROS PARA EL CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO ANUAL.

TIPOS DE SUELO.- LOS SUELOS INTERESAN EN CUANTO A SU MAYOR O - MENOR PERMEABILIDAD Y SE CLASIFICAN EN 3 TIPOS:

A.- SUELOS MUY PERMEABLES, TALES COMO ARENAS PROFUNDAS Y LOES POCO COMPACTOS.

B.- SUELOS MEDIANAMENTE PERMEABLES, TALES COMO ARENAS DE ME-- DIANA PROFUNDIDAD: LOES ALGO MÁS COMPACTAS QUE LOS CORRES PONDIENTES A LOS SUELOS A; TERRENOS MIGAJOSOS.

C.- SUELOS CASI IMPERMEABLES, TALES COMO ARENAS O LOES MUY DEL GADOS SOBRE UNA CEPA IMPERMEABLE O BIEN ARCILLAS.

USO (O CUBIERTA) DEL SUELO. EN EL ANEXO 2.1 SE HAN CONSIGNADO DIVERSOS VALORES USOS (O CUBIERTAS) DEL SUELO; SI LO OBSERVADO NO CORRESPONDE A NINGÚN USO (O CUBIERTA) DE LOS QUE APARECEN EN LA TABLA, EL INGENIERO DECIDIRÁ SEGÚN SU CRITERIO, A CUÁL O CUÁLES DE ELLOS SE ASEMEJAN MÁS.

FÓRMULAS.- ADAPTACIÓN DE LAS FÓRMULAS OBTENIDAS EN EL "SMALL - DAMS" HECHA POR LOS ING. ATHIÉ Y ADRIAN DE GAY.

PARA $K = 0.15$ SE USARÁ LA FÓRMULA

$$CE = K\left(\frac{P-250}{2000}\right) \quad \text{---- (1)}$$

PARA $K > 0.15$ SE USARÁ LA FÓRMULA

$$CE = K\left(\frac{P-250}{2000}\right) + \frac{K-0.15}{1.5} \quad \text{---- (2)}$$

EN AMBAS FÓRMULAS LA EQUIVALENCIA EN LAS LITERALES ES:

P= PRECIPITACIÓN ANUAL EN MM.

CE= COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO ANUAL.

K= PARÁMETRO QUE DEPENDERÁ DEL TIPO Y USO (O CUBIERTA DEL SUELO) (CONFORME EL ANEXO 2.1)

EL PROCEDIMIENTO A SEGUIR PARA CALCULAR EL CE (COEF. DE ESCURRIMIENTO).

1.- SE DETERMINARÁ EL ÁREA TOTAL DE LA CUENCA.
. A= 142.6 Km^2.

2.- SE OBSERVARÁ LOS TIPOS Y USOS (O CUBERTAS), DE LOS SUELOS Y SE CALCULARÁN LAS ÁREAS TOTALES Y LOS PORCENTAJES CORRESPONDIENTES:

AREA	PORCENTAJE	USO O CUBIERTA	TIPO
85.56 $Km.^2$	60%	BOSQUE CHAPARRAL DEL 50 AL 75%	B
35.65	25%	PASTIZALES (50 AL 75%)	B
14.26	10%	TIERRA DE CULTIVO	C
7.13	5%	CAMINOS Y ZONAS URBANAS	C

3.- PARA CADA TIPO Y USO SE DETERMINA EL VALOR DE K (ANEXO 2.1)
PARA 60% TIPO B K=0.22
25% TIPO B K=0.24
10% TIPO C K=0.30
5% TIPO C K=0.33

4.- PARA CADA TIPO Y USO SE CALCULA CE (FÓRMULAS 1 Ó 2). COMO TODOS LOS VALORES DE K SON MAYORES A 1.5 SE UTILIZA LA ECUACIÓN NÚMERO 2

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

5.- SE MULTIPLICA CE POR EL PORCENTAJE DE ÁREA QUE LE CORRESPONDA

6.- SE SUMAN LOS PRODUCTOS OBTENIDOS EN EL PASO ANTERIOR Y LA

SUMA DIVIDIDA ENTRE 100, ÉSTA, DARÁ EL VALOR DE CE.

PARA FACILITAR LOS PASOS 4, 5 Y 6 SE CONSTRUYÓ LA TABLA N° 2.9 DONDE SE VACÍAN LOS DATOS DE K Y EL PORCENTAJE DEL ÁREA.

SE DEMUESTRA COMO SE CALCULA EL CE PARA EL AÑO DE 1954 Y DES-- PUÉS SÓLO SE RELACIONAN LOS VALORES DE LA PRECIPITACIÓN, AÑO Y SU RESPECTIVO CE. (TABLA 2.10)

TABLA 2.9

AÑO	PRECIPITACION	$CE=K\frac{P-250}{2000}+\frac{K-0.15}{1.5}$	% AREA	$CE^{X\%}$ AREA
1954	820.9	PARA K=0.22 CE=0.109	60	6.57
		K=0.24 CE=0.129	25	3.23
		K=0.30 CE=0.186	10	1.86
		K=0.33 CE=0.214	5	1.07
				E=12.73

$$CE = \frac{12.73}{100} = 0.13$$

CE= PARA 1954 = 0.13

TABLA 2.10

AÑO	PRECIPITACION	CE	AÑO	PRECIPITACION	CE
1954	820.9	0.13	1967	762.0	0.12
1955	709.1	0.11	1968	669.3	0.11
1956	818.9	0.13	1969	822.8	0.13
1957	551.1	0.10	1970	722.6	0.12
1958	846.5	0.13	1971	822.0	0.13
1959	628.9	0.10	1972	872.4	0.13
1960	612.6	0.10	1973	1072.7	0.16
1961	700.0	0.11	1974	710.0	0.11
1962	673.0	0.11	1975	791.8	0.12
1963	559.4	0.10	1976	1111.5	0.16
1964	654.4	0.11	1977	845.7	0.13
1965	1083.4	0.16	1978	902.7	0.14
1966	1247.5	0.18	1979	787.3	0.12

2.3.2 CÁLCULO DE LOS ESCURRIMIENTOS.

PARA OBTENER EL CÁLCULO DE LOS ESCURRIMIENTOS MENSUALES CUANDO NO SE CUENTAN CON DATOS DE AFORO, CONVIENE USAR LA TABLA 2.11 QUE SE ANEXA. EN LOS CUADROS QUE APARECEN DEL LADO IZQUIERDO - DE CADA AÑO, SE ANOTARÁN RESPECTIVAMENTE LOS VALORES CORRESPONDIENTES AL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO ANUAL Y EL PRODUCTO DE ÉSTE, POR EL ÁREA DE LA CUENCA. EN LA PRIMERA COLUMNA SE ANOTARÁ EL AÑO Y EL MES, EN LA SEGUNDA EL VALOR MENSUAL DE LA PRECIPITACIÓN EN LA ESTACIÓN BASE, EN LA TERCERA COLUMNA LA PRECIPITACIÓN DEDUCIDA, POR LA CUENCA (PRECIPITACIÓN EN LA ESTACIÓN - BASE POR EL COEFICIENTE DE CORRECCIÓN), EN LA CUARTA COLUMNA - SE ANOTAN LOS VOLÚMENES ESCURRIDOS, BASTANDO PARA SU OBTENCIÓN CON MULTIPLICAR EL VALOR DE LA PRECIPITACIÓN EN LA CUENCA, POR EL FACTOR PREVIAMENTE OBTENIDO DEL ÁREA DE LA CUENCA POR EL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.

TABLA 2.11

	FECHA 1954	PREC. EST. BASE P	PREC. EN LA CUENCA	VOL. ESC. EN LA CUENCA VOL.
Ce= A 0.11 X 142.6=15.69	E	7.5	6.1	0.096
	F	1.4	1.1	0.017
	M	0.6	0.4	0.006
	A	18.8	15.3	0.240
	M	19.3	15.7	0.246
	J	17.5	14.2	0.223
	J	187.5	152.0	2.384
	A	181.5	147.2	2.309
Ce= 0.11	S	393.8	320.0	5.020
	O	27.7	22.5	0.353
	N	7.1	5.8	0.091
	D	10.8	8.8	0.138

VOL. ESCURRIDO ANUAL EN MILLONES DE M3 11.125

UNA VEZ YA DESCRITA LA FORMA DE LLENAR EL CUADRO PARA OBTENER-LOS VOLÚMENES ESCURRIDOS Y DE HABER CALCULADO EL VOLUMEN ESCURRIDO PARA EL AÑO DE 1954, EN LA TABLA (NÚMERO 2.12) SE MUES--TRAN LOS RESULTADOS DE LOS VOLÚMENES ESCURRIDOS MENSUALES, VOLÚMENES ANUALES, ASÍ COMO LOS VOLÚMENES MEDIOS MENSUALES Y A--NUALES,DE LOS DATOS CORREGIDOS DE LA ESTACIÓN LA ENCANTADA EN UNA FORMA YA SIMPLIFICADA.

SE OBSERVA DE LOS RESULTADOS DE LA TABLA 2.12 QUE UN VALOR MEDIO ANUAL DEL ESCURRIMIENTO PUEDE SER DE 14.9 MILLONES DE ME--TROS CÚBICOS.

2.4 CAPACIDAD PARA AZOLVES Y ACARREO DE FONDO.

LA DISMINUCIÓN DE LA ENERGÍA CINÉTICA DE UNA CORRIENTE QUE - - TRANSPORTA MATERIAL DE ACARREO, DA LUGAR AL DEPÓSITO DE DICHO MATERIAL, INDEPENDIENTEMENTE DE QUE ÉSTE VAYA COMO CARGA DE -- SUSPENCIÓN O COMO CARGA DE FONDO.

SUPONIENDO UNA CORRIENTE DE GASTO $Q=A.V$ OBSERVAMOS QUE: SI EL-ÁREA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL RÍO, AUMENTA, LA VELOCIDAD NECESARIAMENTE DISMINUYE Y PRODUCE UN DEPÓSITO; SI AHORA EXAMINAMOS LA VELOCIDAD QUE ESTÁ DADO POR VARIAS EXPRESIONES POR EMPLEO LA DE MANNING $V=\frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ DEDUCIMOS LO SIGUIENTE: HABRÁ - DEPÓSITO CUANDO LA CORRIENTE PASE DE UN TRAMO DE CIERTA PEN---DIENTE A OTRA DEPENDIENTE MENOR, CUANDO PASE DE UN TRAMO A - - OTRO EN QUE AUMENTE LA RUGOSIDAD, O CUANDO PASE DE UN TRAMO A OTRO EN QUE LA SECCIÓN VARÍE DE TAL MODO QUE DISMINUYA EL RA--DIO HIDRÁULICO.

LO ANTERIOR SE REFIERE ÚNICAMENTE A MODIFICACIONES EN LAS CA--RACTERÍSTICAS DEL ESCURRIMIENTO, PERO, AÚN EN EL PROPIO MATE--RIAL DE ACARREO SE PUEDEN PRESENTAR VARIACIONES QUE DÉN LUGAR A DEPÓSITOS. PARA ACLARAR ESTA IDEA SUPONGAMOS DOS CORRIENTES - DE CARACTERÍSTICAS IGUALES, HABRÁ POSIBILIDADES DE QUE OCURRAN

ASENTAMIENTOS EN LA QUE:

1.- TRANSPORTE PARTICULAS DE TAMAÑO MAYOR.
2.- TRANSPORTE PARTICULAS DE MAYOR DENSIDAD.

LA PROPIA NATURALEZA DE LA CARGA DETERMINA LA FORMA QUE SE PRODUCE EL DEPÓSITO, SI SE TRATA DE CARGA DE SUSPENSIÓN, EL MATERIAL SE DEPOSITARÁ DESPUÉS DE UN PROCESO DE ASENTAMIENTO O SEDIMENTACIÓN, EN CAMBIO LA CARGA DE FONDO RETARDARÁ GRADUALMENTE SU MOVIMIENTO HASTA DETENERSE FINALMENTE.

COMO SON TANTOS LOS FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL FENÓMENO, - RESULTA CASI IMPOSIBLE FIJAR UN TAMAÑO LÍMITE QUE PERMITA DEFINIR CUANDO DEBE CONSIDERARSE UN DEPÓSITO COMO ORIGINADO POR SEDIMENTACIÓN, SIN EMBARGO, PARA FINES PRÁCTICOS, PUEDE CONSIDERARSE COMO AZOLVE TODO DEPÓSITO DE MATERIAL ACUMULADO POR UNA CORRIENTE EN UN SITIO DETERMINADO, INDEPENDIENTEMENTE DE QUE - DICHO DEPÓSITO SE HAYA FORMADO POR UN PROCESO DE SEDIMENTACIÓN, DE ARRASTRE, O DE UNA COMBINACIÓN DE AMBOS.

EL TEMA DE LOS AZOLVES POR SER TAN IMPORTANTE Y POCO ESTUDIADO EN NUESTRO PAÍS SE PRESTA PARA INTENSAS INVESTIGACIONES, ASÍ, SE HACEN ESTUDIOS DE LA FORMA EN QUE SE EFECTÚA EL DEPÓSITO EN CAUSES NATURALES, CANALES Y VASOS, PARA NUESTRO CASO Y A FIN DE ABREVIAR SÓLO NOS REFERIMOS AL DEPÓSITO EN VASOS.

CUANDO UNA CORRIENTE LLEGA A UN EMBALSE YA SEA NATURAL, O ARTIFICIAL PIERDE SU VELOCIDAD Y LOS MATERIALES QUE TRANSPORTA SE VAN ASENTANDO EN FORMA SUCESIVA FORMÁNDOSE PRIMERO UNA BARRERA CON EL MATERIAL GRUESO DE LA CARGA DE FONDO, QUE QUEDA HACIA - LA COLA DEL VASO Y DESPUÉS, POR ASENTAMIENTO, SE VAN DEPOSITANDO EN ORDEN DECRECIENTE DE TAMAÑO HACIA AGUAS ABAJO, DE MODO - QUE EN ALGUNOS CASOS, LOS MÁS FINOS QUEDAN JUNTO A LA CORTINA.

EN COMBINACIÓN CON ESTE PRIMER PROCESO GENERAL DE ASENTAMIENTO,

SE DESARROLLAN CON EL TIEMPO, VARIACIONES SECUNDARIAS EN LA - DISPOSICIÓN DE LOS DEPÓSITOS QUE DEPENDEN DE LA FORMA DE OPERACIÓN DEL VASO Y DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL QUE LLEGAAL MISMO, HACIA LA COLA DEL EMBALSE SE PRODUCE EL FENÓMENO- SIGUIENTE: LOS MATERIALES, MÁS GRUESOS Y LOS ACARREOS DE FONDO QUE LLEGAN A LA ENTRADA DE LA PRESA, SE DEPOSITAN A MANERA DE DELTA Y DAN LUGAR A UNA OBSTRUCCIÓN DE LA CORRIENTE, ESTO,- AUNADO AL EFECTO DEL REMANSO, OCASIONA UNA DISMINUCIÓN DE LA VELOCIDAD DEL AGUA QUE ENTRA AL VASO, CUANDO ÉSTA AÚN SE EN-- CUENTRA A NIVEL SUPERIOR AL DE LA CRESTA VERTEDORA Y POR TANTO SE ORIGINAN DEPÓSITOS QUE QUEDAN ARRIBA DE DICHO NIVEL.

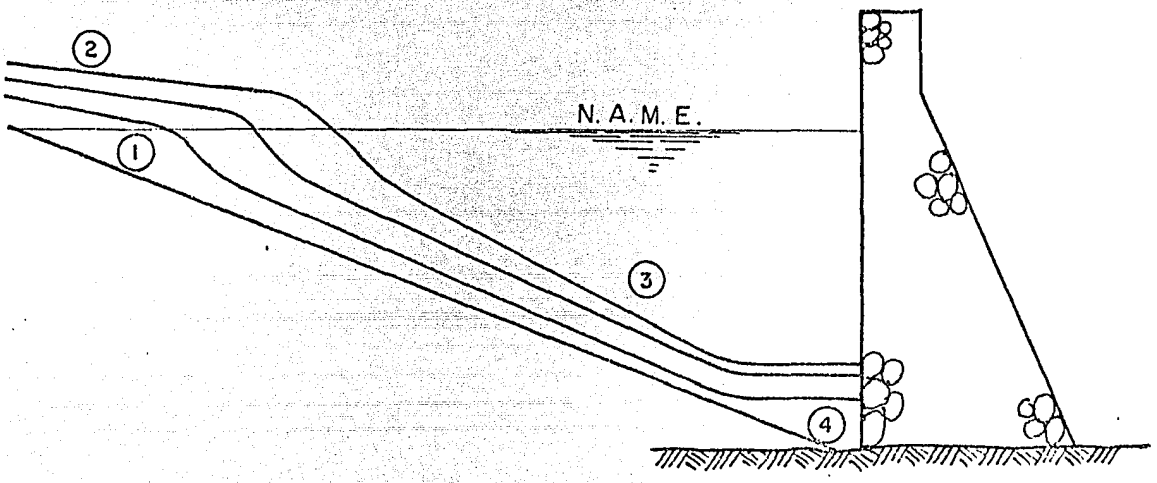
SI EL RÍO ENTRA A TRAVÉS DE UN CAÑON ANGOSTO Y CON FUERTE PENDIENTE EL CASO NO ES TAN GRAVE, PUESTO QUE LAS GRANDES AVENIDAS PUEDEN SUPRIMIR LA OBSTRUCCIÓN FORMADA, PERO SI LA ENTRADA TIENE LUGAR POR UN CAUCE ANCHO Y DE ESCASA PENDIENTE, LOS DEPÓSITOS AUMENTAN, OCURRIENDO LAS INUNDACIONES, Y SE VEN AFECTADOS LOS TERRENOS Y OBRAS QUE EN UN PRINCIPIO SE CONSIDERA-- RON A SALVO POR QUEDAR A UN NIVEL SUPERIOR AL NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS.

OTRO FENÓMENO FRECUENTE CONSISTE EN QUE LOS DEPÓSITOS EN FORMA DE BARRA QUE SE FORMAN HACIA LA ENTRADA DEL VASO TIENDEN A DESPLAZARSE EN FORMA GRADUAL HACIA AGUAS ABAJO POR EFECTOS DE LAS AVENIDAD QUE LLEGAN AL VASO CUANDO ES BAJO EL NIVEL DEL - EMBALSE, CON MOTIVO DE LA DISMINUCIÓN ANUAL DEL NIVEL QUE TIENE LUGAR DURANTE LA ÉPOCA DE EXTRACCIONES: RESULTARÁN DEPÓSITOS MÁS EXTENSOS DE ESTE TIPO A MEDIDA QUE SEA MAYOR LA PRO-- PORCIÓN DE MATERIAL DE GRANO GRUESO QUE ACARREA LA CORRIENTE- LO QUE SE TRADUCE EN UNA MAYOR PROPORCIÓN DE MATERIAL DEPOSITADO EN LOS NIVELES SUPERIORES DEL VASO.

POR LO TANTO, NO ES RARO QUE EL ESPESOR MÁXIMO DE LA CAPA DE-

AZOLVE OCURRA HACIA EL NIVEL MÍNIMO QUE SE PRESENTA EN EL EMBALSE DESPUÉS DE LA TEMPORADA ANUAL DE EXTRACCIONES.

LA FIGURA QUE SE PRESENTA A CONTINUACIÓN, CORRESPONDE A UNA - FORMA, COMÚN DE UBICACIÓN DE LOS AZOLVES DEPOSITADOS EN UN VASO.



1.- BARRA FORMADA A LA ENTRADA
2.- DEPÓSITOS DE NIVELES SUPERIORES AL EMBALSE MÁXIMO
3 Y 4 LECHOS FORMADOS POR SEDIMENTACIÓN DEL MATERIAL DE MAYOR FINURA.

DE ACUERDO CON ALGUNAS RECOMENDACIONES DE LA DIRECCIÓN DE HIDROLOGÍA DE LA SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS, CUADO LA CAPACIDAD DE UNA PRESA VA A SER PEQUEÑA EN COMPARACIÓN CON SU POTENCIAL HIDRÁULICO DE LA CORRIENTE EN QUE SE - VA A CONSTRUIR, LA CAPACIDAD DE AZOLVES SE DEBERÁ DISMINUIR -- PUESTO QUE SE PRESENTARÁN CON FRECUENCIA DERRAMES POR EL VERTEDOR DE TAL MANERA QUE UN PORCENTAJE DE LOS ACARREOS QUE LLEVA LA CORRIENTE PRINCIPALMENTE LOS QUE SE ENCUENTRAN EN ESTADO -- COLOIDAL, NO ALCANZANDO A SEDIMENTARSE Y SALEN POR LA OBRA DE EXEDENCIA.

EN BASE A LO ANTERIOR Y SEGÚN RECOMENDACIONES DE LA DIRECCIÓN-REGIONAL PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE SEDIMIENTOS CUANDO -

NO TIENEN DATOS DE AFOROS, CONSISTE EN COMPARAR SU CUENCA CON OTRA U OTRAS, CUYAS CARACTERÍSTICAS GENERALES DE CLIMATOLOGÍA EXTENSIÓN PENDIENTE VEGETACIÓN GEOLOGÍA QUE SEAN SEMEJANTES - EN LAS CUALES SE CUENTA CON DATOS DE AFORO QUE HAYA PERMITIDO PREVIAMENTE DEDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD DE SEDIMIENTOS. DE ACUERDO A LA INFORMACIÓN DISPONIBLE A LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y CLIMÁTICAS SE DEDUCE UN VALOR DE 350 M3/KM2/AÑO, EL CUAL PARA UNA VIDA ÚTIL DE 25 AÑOS DE LA OBRA Y SU MAGNITUD DE CUENCA -- CONDUCE A UNA CAPACIDAD NECESARIA PARA SEDIMENTOS DE 1.5 MILLONES DE M3. EL VALOR DE LA CAPACIDAD DE SEDIMENTOS ANTERIOR SE MANEJÓ EN BASE A INCREMENTOS DE 0.3 MM3 POR CADA 5 AÑOS.

2.5 - EVAPORACIÓN NETA.

- NATURALEZA DEL PROCESO.

EL AGUA REGRESA A LA ATMÓSFERA ATRAVÉS DE LAS ACCIONES COMBINADAS DE EVAPORACIÓN, SUBLIMACIÓN Y TRANSPIRACIÓN. ESTAS ACCIONES SON ESENCIALMENTE MODIFICACIONES DE UN SÓLO PROCESO. LA EVAPORACIÓN ES EL CUAL LAS MOLÉCULAS DE AGUA, EN LA SUPERFICIE DE - UN RECIPIENTE O EN LA TIERRA HÚMEDA, ADQUIERE SUFICIENTE ENERGÍA CINÉTICA DEBIDO A LA RADIACIÓN SOLAR Y PASAN DEL ESTADO -- LÍQUIDO AL GASEOSO.

UN AUMENTO EN LA TEMPERATURA DEL AGUA ORIGINA UNA MAYOR EVAPORACIÓN, YA QUE SE INCREMENTA LA VELOCIDAD DE LAS MOLÉCULAS DEL AGUA Y DISMINUYE LA TENSIÓN SUPERFICIAL.

LA SUBLIMACIÓN DIFIERE DE LA EVAPORACIÓN SÓLO QUE EN LAS MOLÉCULAS DEL AGUA PASAN DIRECTAMENTE DEL ESTADO SÓLIDO AL GASEOSO. LA TRANSPIRACIÓN ES EL PROCESO POR EL CUAL EL AGUA ES ABSORBIDA POR LAS PLANTAS, Y REGRESA A LA ATMÓSFERA EN FORMA DE VAPOR

2.5.1 CÁLCULO DE LA EVAPORACIÓN NETA.

PARA PODER REALIZARLO HAY QUE RECABAR LOS DATOS DE EVAPORACIÓN DE LAS ESTACIONES MÁS CERCANAS A LA CUENCA, TENIENDO EN CUENTA EL PERÍODO PARA EL CUAL SE VA A REALIZAR EL ESTUDIO HIDROLÓGICO. EN CASO DE NO CONTARSE CON DATOS DE TODOS LOS AÑOS DEL PERÍODO CONSIDERADO, SE UTILIZARÁN LOS DISPONIBLES Y EN LOS AÑOS QUE SE CONSIDERARÁ LA EVAPORACIÓN PROMEDIO.

CON LOS DATOS DE LA EVAPORACIÓN SELECCIONADOS SE UTILIZA LA TABLA (Nº 2.13) PARA EL CÁLCULO DE LA EVAPORACIÓN NETA (EVAPORACIÓN MENOS LLUVIA).

1.- EN LA COLUMNA 1 SE ANOTA EL AÑO.

2.- EN LA COLUMNA 2 SE ANOTA EL VALOR DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA ANUAL EN LA CUENCA.

3.- EN LA COLUMNA 3 SE ANOTA EL VALOR DEL PRODUCTO DE LA PRECIPITACIÓN POR UN FACTOR IGUAL A (1-CE) DONDE CE ES EL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO ANUAL CORRESPONDIENTE.

4.- EN LA COLUMNA 4 SE VACÍAN LOS DATOS DE LA EVAPORACIÓN MEDIA ANUAL OBTENIDA EN BASE A LAS OBSERVACIONES EN EL EVAPORÓMETRO.

5.- EN LA COLUMNA 5 SE ANOTA EL VALOR ANTERIORMENTE MENCIONADO, MULTIPLICADO POR 0.77, QUE ES EL VALOR DE LA CONSTANTE DEL EVAPORÓMETRO.

6.- EN LA COLUMNA 6 SE VACÍAN LOS DATOS DE EVAPORACIÓN NETA -- (COLUMNA 5 MENOS COLUMNA 3).

LA EVAPORACIÓN SE DEDUCE CON LOS DATOS OBSERVADOS EN EL PERÍODO 1954-1979 CORRESPONDIENTES A LA ESTACIÓN LA ENCANTADA. OBTENIENDOSE UN VALOR PROMEDIO DE EVAPORACIÓN NETA DE 514.66 MM. DURANTE DICHO PERÍODO.
LOS RESULTADOS DE LA EVAPORACIÓN NETA SE MUESTRAN EN LA TABLA (Nº2.13) --- MISMA QUE CONTIENE LAS COLUMNAS DESCRITAS ANTERIORMENTE QUE FACILITAN EL CÁLCULO DE LA EVAPORACIÓN.

ANEXO 2.1

VALORES DE K

USO O CUBIERTA DEL SUELO	TIPO DE SUELO A	B	C
BARBECHO, ÁREAS INCULTAS Y DESNUDAS	0.26	0.28	0.30
- CULTIVOS			
EN HILERA	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			
% DEL SUELO CUBIERTO O PASTOREO			
MÁS DEL 75% - POCO -	0.14	0.20	0.28
DEL 50 AL 75% -REGULAR-	0.20	0.24	0.30
MENOS DEL 50% -EXCESIVO-	0.24	0.28	0.30
- BOSQUE			
CUBIERTO MÁS DEL 75%	0.07	0.16	0.24
CUBIERTO DEL 50 AL 75%	0.12	0.22	0.26
CUBIERTO DEL 25 AL 50%	0.17	0.26	0.28
CUBIERTO MENOS DEL 25%	0.22	0.28	0.30
- CASCOS Y ZONAS CON EDIFICACIONES	0.26	0.29	0.32
- CAMINOS, INCLUYENDO DERECHO DE VÍA	0.27	0.30	0.33
- PRADERA PERMANENTE	0.18	0.24	0.30

TABLA 2.1

TABLA DE ELEVACION-VOLUMEN-AREAS DEL VASO 1° DE ABRIL

ELEVACIONES	VOLUMENES MILLONES DE M^3	AREAS EN HECTAREAS
283	0	0
284	0	1
285	0	2.5
286	0	5.0
287	0.1	9.0
288	0.25	19.5
289	0.45	23.0
290	0.70	34.0
291	1.10	45.0
292	1.60	58.5
293	2.25	74.0
294	3.10	91.0
295	4.00	107.0
296	5.20	125.5
297	6.55	144.0
298	8.15	170.0
299	10.00	192.5
300	12.05	212.5
301	14.40	236.5
302	16.80	258.0
303	19.45	281.0
304	22.60	305.0
305	25.75	328.5

TABLA 2.3

PRECIPITACION EN MILIMETROS DE LA ESTACION
"LA ALBERCA" TAMAULIPAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1974	17.9	8.9	14.1	38.5	35.9	349.3	97.5	42.5	217.3	59.4	3.0	18.2	902.5
1975	4.0	6.7	10.0	2.3	49.8	56.8	352.2	205.2	198.0	63.7	4.3	3.5	956.5
1976	9.0	0.0	7.0	37.4	93.7	91.8	464.7	94.2	110.2	34.3	98.5	11.5	1,052.3
1977	9.9	1.3	5.9	84.8	56.4	244.7	27.3	101.6	117.5	122.9	6.5	19.0	797.8
1978	8.5	23.2	23.0	8.0	71.7	79.8	48.0	70.5	501.1	11.6	9.4	47.3	902.1
1979	0.0	2.5	4.6	55.9	36.1	90.2	50.1	132.1	97.0	0.5	20.5	179.0	668.5
1980	12.0	11.2	7.5	10.0	37.9	61.7	17.0	197.1	135.2	65.5	10.6	52.8	618.5
1981	82.0	17.1	8.5	80.0	60.5	209.3	80.5	151.2	81.0	25.5	21.8	47.3	864.8
SUMA	143.3	70.9	80.6	316.9	442.0	1,183.6	1,137.3	994.4	1,457.3	383.4	174.6	378.7	6,763.0
MEDIA	17.9	8.9	10.1	39.6	55.3	148.0	142.2	124.3	182.2	47.9	21.9	47.3	845.4

TABLA 2.4

PRECIPITACION EN MILIMETROS DE LA ESTACION "LA ENCANTADA" TAMAULIPAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1954	(16.9)	(24.2)	21.9	36.9	74.2	193.4	160.4	88.3	83.1	287.3	23.14	0.0	1,010.1
1955	7.5	1.4	0.6	18.8	19.3	17.5	187.0	181.1	393.8	27.7	7.1	10.8	872.6
1956	1.1	33.8	8.8	66.5	68.5	392.1	131.2	109.6	63.1	48.2	65.5	19.3	1,007.7
1957	30.2	39.5	8.5	147.2	88.4	139.4	34.8	23.2	99.4	35.6	5.9	26.0	678.1
1958	21.6	178.3	5.5	13.5	65.1	222.2	103.0	36.0	205.5	122.9	52.0	16.0	1,041.6
1959	33.0	13.0	19.2	69.3	69.7	176.9	45.1	100.5	85.5	157.4	0.0	4.2	773.8
1960	11.0	0.0	14.4	25.0	30.6	122.3	148.4	169.2	93.4	103.0	25.5	11.0	753.8
1961	11.5	6.5	15.5	6.0	24.0	310.3	232.1	144.7	65.5	34.3	3.5	8.4	862.3
1962	4.1	1.5	49.5	47.3	42.5	321.0	2.0	88.5	130.2	53.5	74.8	13.2	828.1
1963	4.0	4.5	10.4	17.0	75.9	94.3	74.9	106.7	159.4	91.7	12.4	37.2	688.4
1964	10.9	10.9	35.3	14.5	154.2	64.6	130.0	61.2	194.5	49.6	38.0	41.5	805.2
1965	9.2	17.0	8.7	17.8	47.5	85.7	179.6	658.8	65.5	114.8	82.3	46.2	1,333.1
1966	45.0	49.0	70.5	48.8	55.6	463.5	201.6	88.0	51.8	411.2	48.0	2.0	1,535.0
1967	41.7	27.5	46.3	7.9	0.4	120.4	19.6	228.4	282.6	70.3	91.0	1.6	937.7
1968	43.6	35.3	47.0	57.0	114.8	149.5	46.9	97.3	103.2	95.8	21.7	11.5	823.6
1969	45.9	9.2	14.6	21.3	118.7	122.5	61.9	228.7	219.9	133.0	25.7	11.1	1,012.5
1970	6.0	72.9	5.2	0.3	39.1	225.1	188.0	100.1	202.9	43.3	1.7	4.5	889.1
1971	6.8	1.1	3.3	14.4	117.9	323.8	19.1	164.7	218.0	105.3	21.5	15.6	1,011.5
1972	8.6	5.6	35.6	41.4	197.8	131.7	304.6	60.6	214.1	45.3	19.1	9.1	1,073.5
1973	19.0	49.1	3.4	29.5	31.5	407.9	151.3	261.9	164.1	128.2	72.3	1.8	1,320.0
1974	24.5	8.8	53.4	53.2	92.5	178.0	186.0	27.1	175.4	36.2	16.6	22.0	873.7
1975	14.2	4.7	11.2	8.2	93.3	48.8	332.0	145.3	269.2	41.2	2.5	3.7	974.3
1976	12.8	3.3	10.8	45.5	95.8	159.2	716.9	60.3	106.3	55.5	90.5	10.8	1,367.7
1977	5.3	5.5	2.2	68.6	49.5	298.9	42.6	189.6	206.7	97.7	28.2	45.8	1,040.6
1978	5.2	23.4	23.6	12.8	103.5	143.7	260.5	123.6	301.2	78.7	25.8	8.8	1,110.8
1979	0.3	3.3	43.2	70.8	58.1	114.6	211.4	117.2	136.5	0.0	20.2	192.9	968.6
SUMA	439.9	629.3	568.6	959.5	1,928.4	5,027.3	4,170.9	3,660.6	4,290.8	2,468,3	874.9	575.0	25,593.4
MEDIA	16.9	24.2	21.9	36.9	74.2	193.4	160.4	140.8	165.0	94.9	33.7	22.1	984.4

TABLA 2.5

TEMPERATURAS MEDIAS EN °C DE LA ESTACION "LA ENCANTADA" TAMAULIPAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1954	16.0	17.9	21.6	25.5	27.6	28.1	27.7	27.9	26.9	23.6	18.9	16.9	23.2
1955	16.9	17.8	22.6	27.0	29.3	29.8	27.4	27.6	25.6	21.6	19.9	16.9	23.5
1956	16.8	19.3	22.5	25.4	27.1	27.1	26.5	27.9	25.9	25.3	18.9	18.3	23.4
1957	20.3	22.6	22.9	25.3	27.7	28.7	28.9	29.9	28.5	23.6	19.4	16.7	24.5
1958	14.3	18.1	20.4	25.5	27.2	27.3	27.1	29.1	27.5	23.8	19.6	15.8	23.0
1959	15.0	19.1	20.0	22.9	28.3	27.4	28.3	28.4	27.2	23.9	17.2	16.7	22.9
1960	17.3	16.2	19.7	24.3	27.8	29.8	29.0	28.6	25.5	25.7	21.3	15.7	23.4
1961	14.4	18.0	23.1	25.4	29.2	27.9	26.7	26.7	26.3	23.2	19.6	18.6	23.3
1962	15.2	23.1	21.3	24.6	27.9	29.1	28.8	29.5	27.1	26.1	30.3	17.2	25.0
1963	15.2	17.5	23.3	27.9	27.6	29.1	28.4	29.2	27.4	23.8	20.7	13.7	23.7
1964	15.5	17.1	22.3	27.8	28.6	28.5	29.2	29.6	27.6	22.1	21.1	16.7	23.8
1965	17.7	17.9	20.4	26.9	28.5	29.4	27.8	27.1	27.3	22.2	22.0	17.8	23.8
1966	13.4	16.0	20.1	25.7	26.9	28.1	27.9	28.2	27.6	22.1	19.8	15.3	22.6
1967	14.8	17.4	22.4	27.3	28.5	29.1	29.2	28.1	25.3	21.8	20.2	16.3	23.4
1968	15.8	16.2	18.6	24.9	27.5	28.1	27.5	27.9	27.1	24.8	19.7	16.6	22.9
1969	17.3	19.4	18.7	26.3	27.4	29.8	29.2	28.2	26.3	24.4	18.2	17.4	23.6
1970	15.1	17.0	20.5	26.7	26.0	27.9	27.5	28.1	25.7	22.9	17.0	20.2	22.9
1971	18.5	19.7	22.2	25.1	27.5	27.7	26.9	26.8	26.4	24.5	20.8	19.9	23.8
1972	18.4	18.5	23.7	27.0	25.7	27.2	26.1	27.0	27.4	25.3	19.0	16.7	23.5
1973	14.2	16.0	23.5	24.1	27.7	27.0	27.2	26.4	26.7	23.9	22.2	16.5	23.0
1974	17.8	17.7	23.4	24.3	27.5	26.6	25.4	27.6	25.4	21.9	18.8	16.2	22.7
1975	16.3	19.0	23.0	26.3	28.4	27.4	26.5	26.4	23.7	22.7	19.2	15.6	22.9
1976	14.8	18.4	23.2	24.4	25.2	27.2	25.2	25.7	25.9	19.8	14.6	14.4	21.6
1977	13.9	17.0	21.3	22.7	26.4	26.8	27.4	28.2	26.3	22.7	19.7	16.8	22.4
1978	14.2	14.2	19.8	24.8	28.5	27.6	28.1	27.3	25.3	22.0	20.9	16.2	22.4
1979	14.9	17.1	21.4	26.0	26.3	27.5	28.4	27.0	24.5	24.3	18.1	15.5	22.6
1980	16.8	15.9	21.6	23.3	27.7	29.4	29.7	28.4	26.8	22.0	16.6	16.4	22.9
SUMA	430.8	484.1	583.5	687.4	744.0	759.6	748.0	752.8	713.2	630.0	533.7	451.0	626.5
MEDIA	16.0	17.9	21.6	25.5	27.6	28.1	27.7	27.9	26.4	23.3	19.8	16.7	23.2

REGISTROS DE LAS DIFERENTES ESTACIONES USADAS PARA OBTENER LA PRECIPITACION MEDIA EN LA CUENCA POR MEDIO DE LAS RECTAS ISOYETAS.

1° TRIANGULACION

AÑO	LA ENCANTADA	S. JOSE DEL VERDE	PASO DE MOLINA
1962	828.1	407.1	451.1
1963	688.4	991.1	646.0
1964	805.2	573.4	510.0
1965	1333.1	605.5	650.3
1966	1535.0	1567.1	652.8
1967	937.7	884.4	860.6
1968	823.6	950.1	749.2
1969	1012.5	914.4	972.0
1970	889.1	1267.2	924.8
1971	1011.5	873.0	641.1
1972	1073.5	1632.1	1306.4
1973	1320.0	1370.0	867.5
1974	873.7	703.2	1046.4
1975	974.3	1056.3	864.9
1976	1367.7	1074.8	684.5
1977	1040.6	869.5	569.9
1978	1110.8	1851.9	728.0
1979	968.6	799.6	1076.0
SUMA	18594.0	18390.6	14201.5
PROMEDIO	1033.0	1021.7	789.0

TABLA 2.7

2º TRIANGULACIÓN

AÑO	PASO DE MOLINA	SAN GABRIEL	SAN VICENTE
1962	651.1	669.4	428.4
1963	646.0	595.3	230.3
1964	540.0	556.2	292.5
1965	650.3	814.9	303.5
1966	652.8	1050.8	619.3
1967	860.6	711.9	597.1
1968	749.2	814.8	506.6
1969	972.0	765.8	487.4
1970	924.8	887.5	642.3
1971	641.1	741.5	358.9
1972	1306.4	969.8	443.7
1973	867.5	955.9	694.4
1974	1046.4	713.5	494.4
1975	864.9	1001.4	615.6
1976	684.5	1314.0	807.7
1977	569.9	756.7	522.7
1978	728.0	729.4	621.9
1979	1076.0	828.8	618.3
SUMA	14231.5	14877.6	9365.0
PROMEDIO	790.6	826.5	520.3

3°- TRIANGULACIÓN

AÑO	S. VICENTE	S. JOSÉ DEL V	CAP. E. CARRANZA
1962	428.4	407.1	576.0
1963	280.3	991.1	469.6
1964	292.5	572.4	574.8
1965	303.5	605.5	678.9
1966	619.3	1567.1	707.5
1967	597.1	884.4	653.0
1968	506.6	950.1	538.5
1969	487.4	914.4	820.2
1970	672.3	1267.2	769.2
1971	358.9	873.0	560.0
1972	443.7	1632.1	1332.1
1973	694.4	1370.0	1152.6
1974	494.4	706.2	864.0
1975	615.6	1056.3	708.6
1976	807.7	1078.8	1165.5
1977	522.7	869.5	712.0
1978	621.9	734.2	870.0
1979	618.3	1851.9	856.0
1980	404.1	799.6	662.5
SUMA	9769.1	19130.9	14671.0
PROMEDIO	512.2	1006.9	772.2

PRECIPITACION EN MILIMETROS DE LA ESTACION TABLA 2.8

LA ENCANTADA AFECTADA POR EL FACTOR 0.812677773

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1954	13.8	19.7	17.8	30.0	60.3	157.1	130.4	71.8	67.5	233.5	18.8	0.0	820.9
1955	6.1	1.1	0.4	15.3	15.7	14.2	152.0	147.2	320.0	22.5	5.8	8.8	709.1
1956	0.8	27.5	7.2	54.0	55.7	318.7	106.6	89.1	51.3	39.2	53.2	15.7	818.9
1957	24.5	32.1	6.9	119.6	71.8	113.3	28.3	18.9	80.8	28.9	4.8	21.1	551.1
1958	17.6	144.9	4.5	11.0	52.9	180.6	83.7	29.3	167.0	99.9	42.3	13.0	846.9
1959	26.8	10.6	15.6	56.3	56.6	143.8	36.7	81.7	69.7	127.9	0.0	3.4	628.9
1960	8.9	0.0	11.7	20.3	24.9	99.4	120.6	137.5	75.9	83.7	20.7	8.9	612.6
1961	9.3	5.3	12.6	4.9	19.5	252.2	188.6	117.6	53.2	27.9	2.8	6.8	700.8
1962	3.3	1.2	40.2	38.4	34.5	260.9	1.6	71.9	105.8	43.5	60.8	10.7	673.0
1963	3.3	3.7	8.5	13.8	61.7	76.6	60.9	86.7	129.5	74.5	10.1	30.2	559.4
1964	8.9	8.9	28.7	11.8	125.3	52.5	105.6	49.7	158.1	40.3	30.9	33.7	654.4
1965	7.5	13.8	7.1	14.5	38.6	69.6	146.0	535.4	53.2	93.3	66.9	37.5	1,083.4
1966	36.6	39.8	57.3	39.7	45.2	376.7	163.8	71.5	42.1	334.2	39.0	1.6	1,247.5
1967	33.9	22.3	37.6	6.4	0.3	97.8	15.9	185.6	229.7	57.1	74.0	1.3	762.0
1968	35.4	28.7	38.2	46.3	93.3	121.5	38.1	79.1	83.9	77.9	17.6	9.3	669.3
1969	37.3	7.5	11.9	17.3	96.5	99.6	50.3	185.9	178.7	108.1	20.9	9.0	822.8
1970	4.9	59.2	4.2	0.2	31.8	182.9	152.8	81.3	164.9	35.2	1.4	3.7	722.6
1971	5.5	0.8	2.7	11.7	95.8	263.1	15.5	133.8	177.2	85.6	17.5	12.7	822.0
1972	7.0	4.6	28.9	33.6	160.7	107.0	247.5	49.2	174.0	36.8	15.5	7.4	872.4
1973	15.4	39.9	2.8	24.0	25.6	331.5	123.0	212.8	133.4	104.2	58.8	1.5	1,072.7
1974	19.9	7.2	43.4	43.2	75.2	144.7	151.2	22.0	142.5	29.4	13.5	17.9	710.0
1975	11.5	3.8	9.1	6.7	75.8	39.7	269.8	118.1	218.8	33.5	2.0	3.0	791.8
1976	10.4	2.7	8.8	37.0	77.9	129.4	582.6	49.0	86.4	45.1	73.5	8.8	1,111.5
1977	4.3	4.5	1.8	55.7	40.2	242.9	34.6	154.1	168.0	79.4	22.9	37.2	845.7
1978	4.2	19.0	19.2	10.4	84.1	116.8	211.7	100.4	244.8	64.0	21.0	7.2	902.7
1979	0.2	2.7	35.1	57.5	47.2	93.1	171.8	95.2	110.9	0.0	16.4	156.8	787.2
SUMA	357.5	511.4	462.1	779.8	1,567.1	4,085.5	3,389.6	2,974.9	3,487.0	2,005.9	711.0	467.3	20,799.2
MEDIA	13.8	19.7	17.8	30.0	60.3	157.1	130.4	114.4	134.1	77.2	27.3	18.0	800.0

DEL PROYECTO PRIMERO DE ABRIL MPIO. LLERA TAMPS.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
54	0.256	0.365	0.330	0.556	1.118	2.912	2.417	1.327	1.251	4.329	0.349	0.0	15.210
55	0.096	0.017	0.006	0.240	0.246	0.223	2.384	2.309	5.020	0.353	0.091	0.138	11.123
56	0.015	0.510	0.133	0.001	1.033	5.908	1.976	1.652	0.951	0.727	0.986	0.291	15.183
57	0.349	0.458	0.098	1.705	1.024	1.616	0.404	0.270	1.152	0.412	0.068	0.301	7.857
58	0.326	2.686	0.083	0.204	0.981	3.348	1.552	0.543	3.096	1.852	0.784	0.241	15.696
59	0.382	0.151	0.222	0.803	0.807	2.051	0.523	1.165	0.991	1.824	0.0	0.048	12.837
60	0.127	0.0	0.167	0.289	0.355	1.417	1.720	1.961	1.082	1.196	0.295	0.127	8.736
61	0.146	0.083	0.198	0.077	0.306	3.956	2.958	1.845	0.834	0.438	0.044	0.107	10.992
62	0.005	0.019	0.631	0.602	0.541	4.092	0.025	1.128	1.660	0.682	0.954	0.168	10.507
63	0.047	0.053	0.121	0.197	0.880	1.092	0.868	1.236	1.847	1.062	0.144	0.431	7.978
64	0.140	0.140	0.450	0.185	1.965	0.824	1.656	0.780	2.480	0.632	0.485	0.529	10.266
65	0.171	0.315	0.162	0.331	0.881	1.588	3.331	12.216	1.214	2.129	1.526	0.856	24.720
66	0.939	1.022	1.471	1.019	1.160	9.669	4.204	1.835	1.081	8.578	1.001	0.041	32.017
67	0.580	0.382	0.643	0.110	0.005	1.674	0.272	3.176	3.931	0.977	1.266	0.022	13.038
68	0.555	0.450	0.599	0.726	1.454	1.906	0.598	1.241	1.316	1.213	0.276	0.146	10.490
69	0.691	0.139	0.221	0.321	1.789	1.846	0.932	3.446	3.313	2.004	0.387	0.167	15.256
70	0.084	1.013	0.072	0.003	0.544	3.130	2.615	1.391	2.822	0.602	0.024	0.063	12.363
71	0.102	0.015	0.050	0.217	1.776	4.877	0.287	2.480	3.285	1.587	0.324	0.235	15.235
72	0.130	0.085	0.536	0.623	2.979	1.984	4.588	0.912	3.226	0.682	0.287	0.137	16.169
73	0.351	0.910	0.064	0.548	0.584	7.664	2.806	4.855	3.044	2.377	1.342	0.034	24.573
74	0.312	0.113	0.681	0.678	1.180	2.270	2.373	0.345	2.235	0.461	0.212	0.281	11.141
75	0.197	0.065	0.156	0.115	1.297	0.679	4.617	2.021	3.744	0.573	0.034	0.051	13.549
76	0.237	0.062	0.201	0.844	1.777	2.952	13.293	1.118	1.971	1.029	1.677	0.201	25.362
77	0.080	0.083	0.033	1.033	0.745	4.503	0.641	2.857	3.114	1.472	0.425	0.690	15.676
78	0.084	0.379	0.383	0.208	1.679	2.332	4.226	2.004	4.887	1.318	0.419	0.144	18.061
79	0.003	0.046	0.601	0.984	0.808	1.593	2.940	1.629	1.898	0.0	0.281	2.683	13.466
	6.403	9.561	8.312	13.619	27.924	76.106	64.206	59.611	61.445	38.509	13.681	8.132	387.509

AÑO	PREC. MEDIA ANUAL	PREC. X (1-CE)	ELABORACION MEDIA ANUAL OBSERVADA	ELABORACION MEDIA ANUAL 77% DE LA OBSERV.	EVAPORACION NETA COL 5-3
1	2	3	4	5	6
1954	820.9	X (1-0,13) = 714.2	1717.7	1322.6	608.4
55	709.1	(1-0,11) = 631.1	1715.5	1320.9	689.8
56	818.9	(1-0,13) = 712.4	1801.0	1386.8	674.4
57	551.1	(1-0,10) = 496.0	1527.1	1175.9	679.9
58	846.5	(1-0,13) = 735.6	1611.9	1241.2	505.6
59	628.9	(1-0,10) = 566.0	1776.0	1367.5	801.5
60	612.6	(1-0,10) = 551.3	1793.1	1380.7	829.4
61	700.8	(1-0,11) = 623.7	1741.6	1341.0	717.3
62	673.0	(1-0,11) = 599.0	1691.9	1302.8	703.8
63	559.4	(1-0,10) = 503.5	1828.0	1407.6	904.1
64	654.4	(1-0,11) = 582.4	1717.7	1322.6	740.2
65	1083.4	(1-0,16) = 910.1	1580.7	1217.1	307.0
66	1247.5	(1-0,18) = 1022.9	1645.4	1267.0	244.1
67	762.0	(1-0,12) = 670.6	1556.0	1198.4	527.8
68	669.3	(1-0,11) = 595.7	1608.4	1238.5	642.8
69	822.8	(1-0,13) = 715.8	1564.0	1204.3	488.5
70	722.6	(1-0,12) = 635.9	1529.3	1177.6	541.7
71	822.0	(1-0,13) = 715.1	1312.2	1010.4	295.3
72	872.4	(1-0,13) = 759.0	1390.6	1070.8	311.8
73	1072.7	(1-0,16) = 901.1	1385.3	1066.7	165.6
74	710.0	(1-0,11) = 631.9	1448.4	1115.3	483.4
75	791.8	(1-0,12) = 696.8	1253.1	964.9	268.1
76	1111.5	(1-0,16) = 933.7	1384.3	1065.9	132.2
77	845.7	(1-0,13) = 735.8	1385.4	1066.8	331.0
78	902.7	(1-0,14) = 776.3	1399.4	1077.5	301.1
79	787.2	(1-0,12) = 692.7	1531.2	1179.0	486.3
					13 381.2
					514.66

Figura 2.1

LOCALIZACION DE LA CUENCA Y ESTACIONES PLUVIOMETRICAS

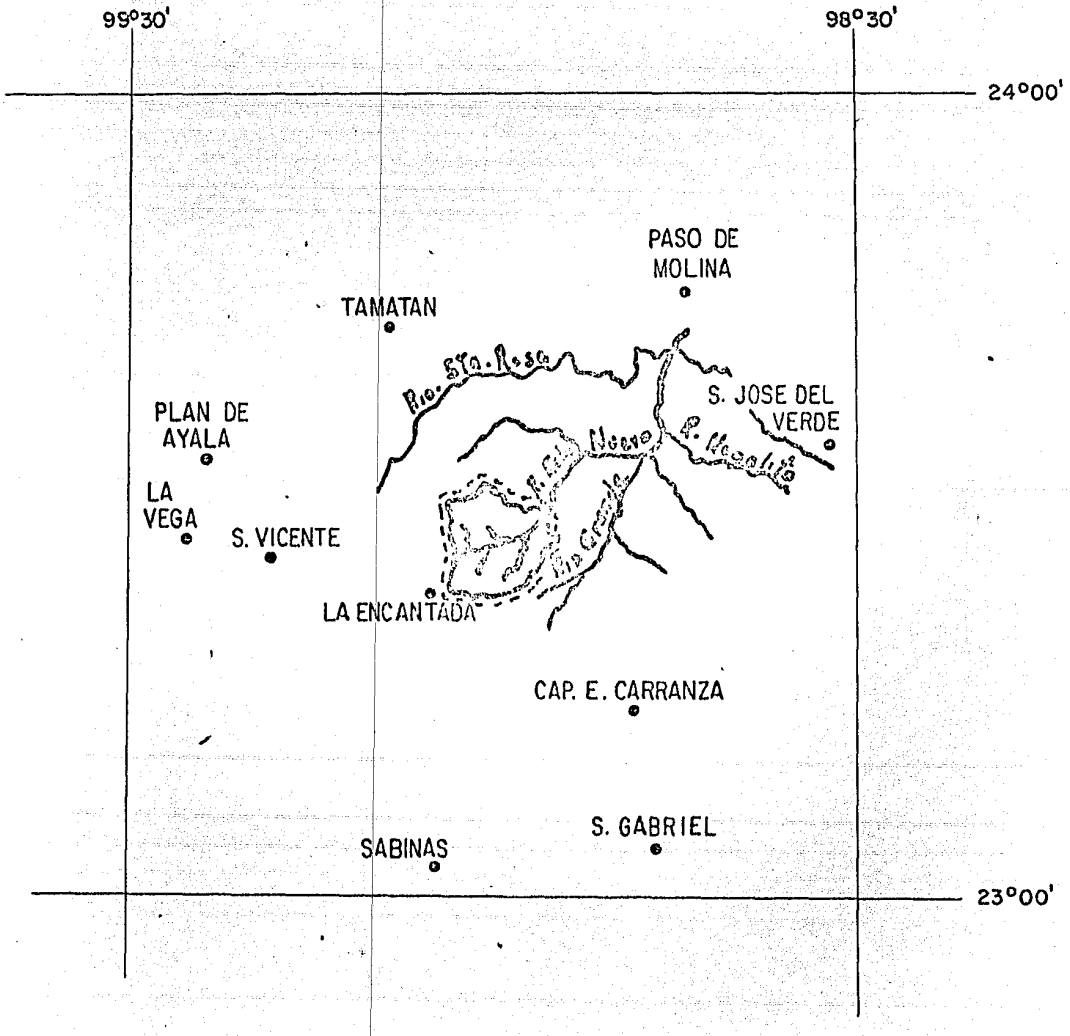
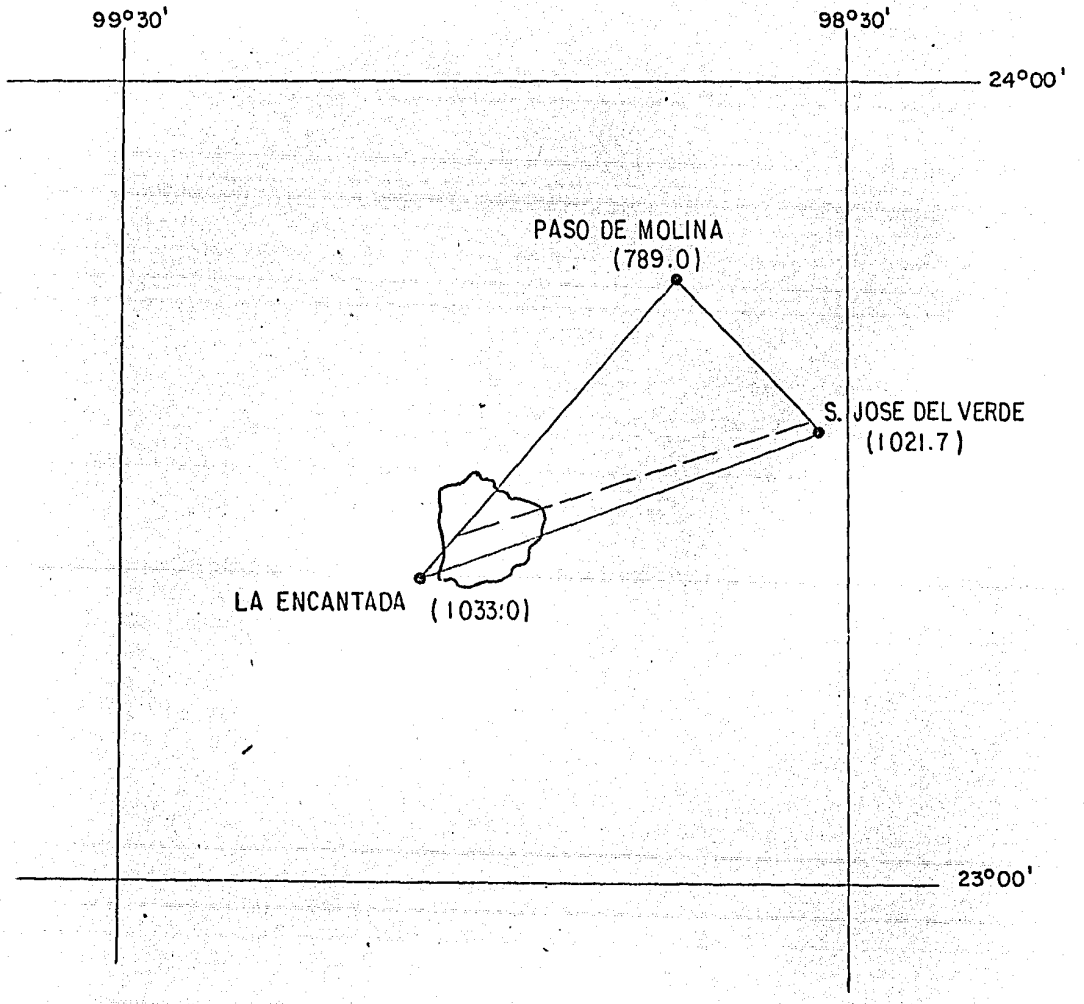


Figura 2.2

1a. TRIANGULACION

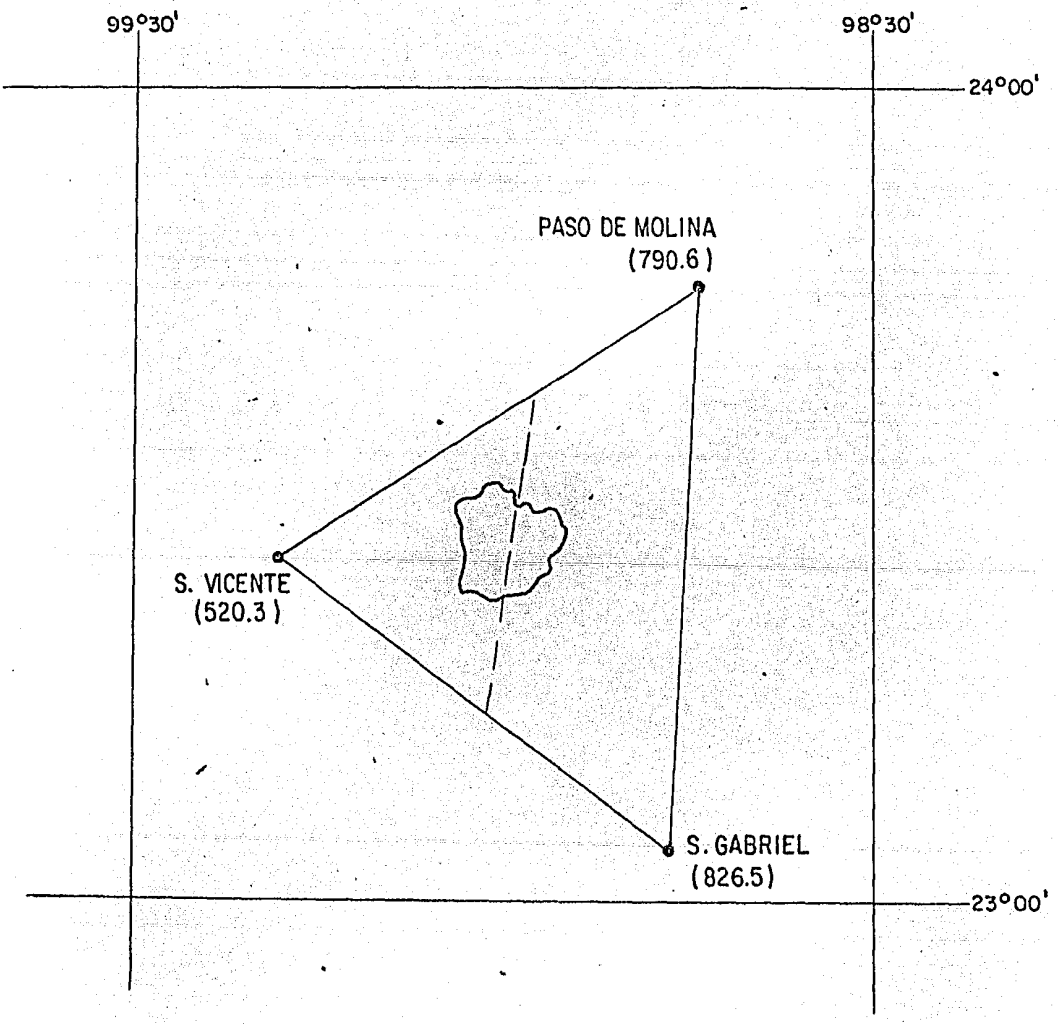


PERIODO COMUN 1962 - 1979

P_{MC} = 1000.00 mm

Figura 2.3

2a. TRIANGULACION

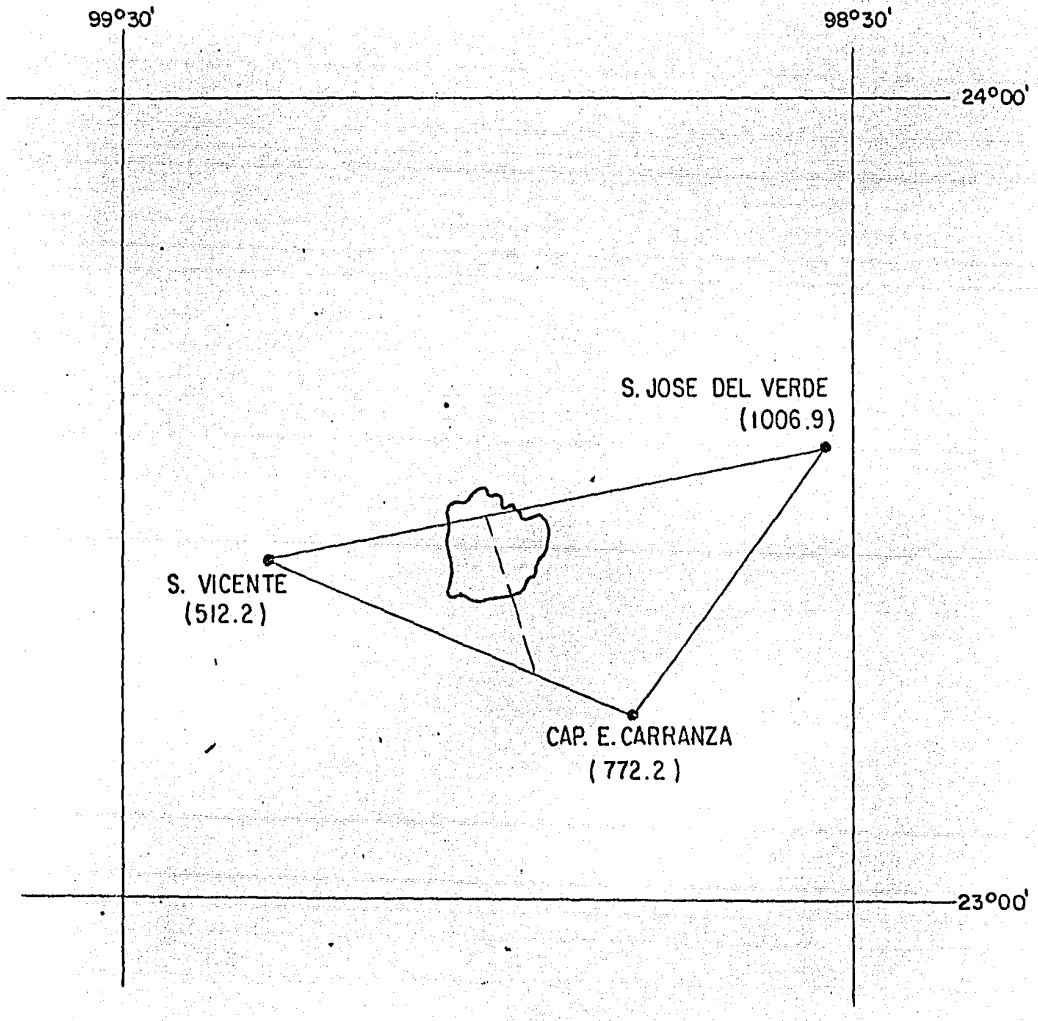


PERIODO COMUN 1962 - 1979

P_{MC} = 680.0 mm

Figura 2.4

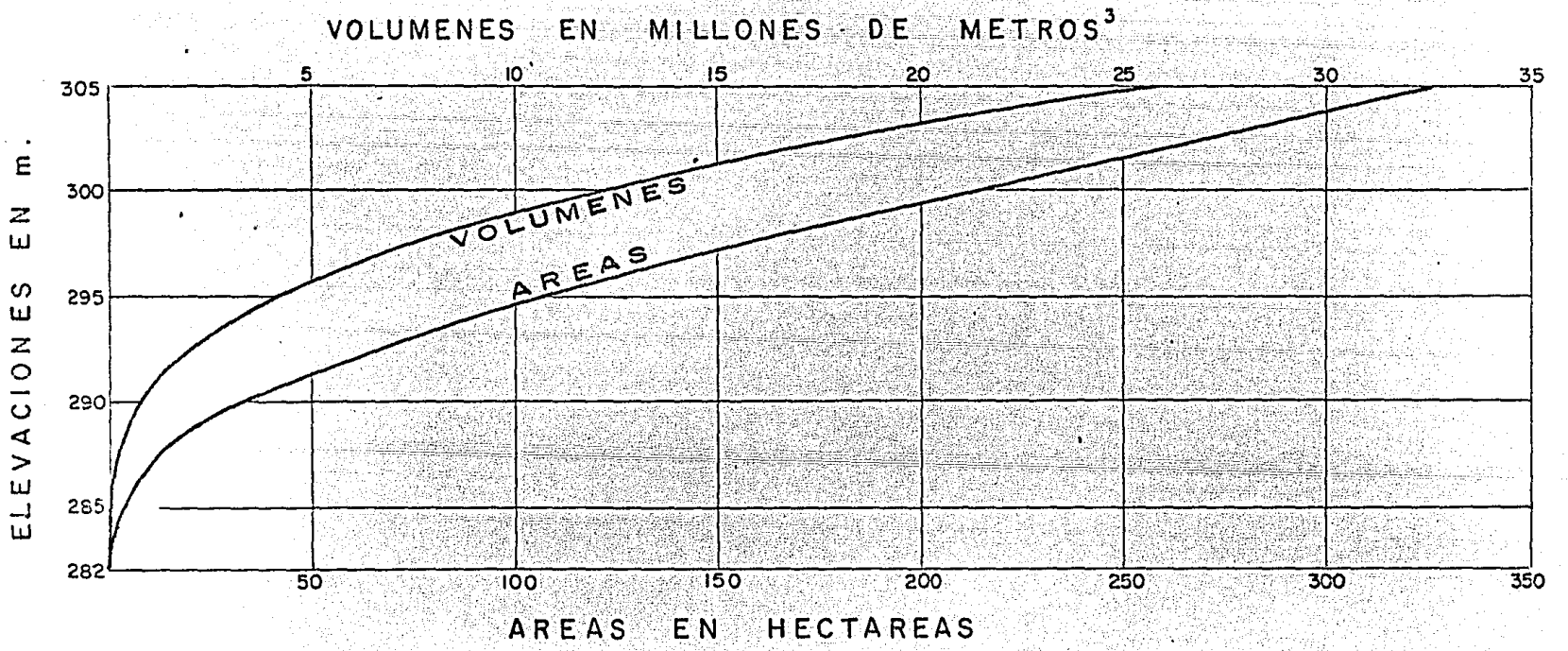
3a. TRIANGULACION



PERIODO COMUN 1962 – 1980

PCM = 700 mm

CURVA ELEVACIONES AREA VOLUMEN



CAPITULO III

REQUERIMIENTOS DE LA ZONA DEL PROYECTO

3.1 SUPERFICIE DISPONIBLE PARA RIEGO.

3.2 PROGRAMA DE CULTIVOS.

3.3 USO CONSUNTIVO.

3.3.1 APLICACIÓN DEL MÉTODO BLANNEY Y CRIDDLE

3.3.2 CÁLCULO DEL USO CONSUNTIVO.

3.4 CÁLCULO DE LA DEMANDA ANUAL POR HECTÁREA.

REQUERIMIENTOS DE LA ZONA DEL PROYECTO.

LA IMPLEMENTACIÓN DEL RIEGO ARTIFICIAL EN EL LUGAR, TIENE COMO FUNCIÓN PRIMORDIAL, LA INCORPORACIÓN DE LA TIERRA DE CULTIVO A LA PRODUCCIÓN, YA QUE ÉSTA POR LA FALTA DE AGUA NO SE PODÍA APROVECHAR QUEDANDO OSCIOSA Y REDUCIENDO ASÍ EL ÁREA DE CULTIVO SIGNIFICATIVAMENTE.

SE ENTIENDE POR RIEGO, A LA APLICACIÓN ARTIFICIAL DEL AGUA A LOS SUELOS PARA SATISFACER LAS NECESIDADES DE LAS PLANTAS DE ESTE ELEMENTO. PARA DETERMINAR LA SUPERFICIE DE LAS TIERRAS QUE SE PODRÁN BENEFICIAR CON EL VOLUMEN ANUAL ESCURRIDO ES INDISPENSABLE CONOCER LA DEMANDA DE AGUA, O DICHO TÉCNICAMENTE, EL COEFICIENTE DE RIEGO ES LA CANTIDAD DE AGUA EXPRESADA COMO LÁMINA, GASTO POR UNIDAD DE ÁREA O VOLUMEN POR UNIDAD DE ÁREA, SUFICIENTE PARA LOGRAR LA MADURACIÓN DE UN CULTIVO BAJO CONDICIONES LOCALES EN QUE SE ENCUENTRE ÉSTE.

AHORA BIEN, EL COEFICIENTE DE RIEGO SE PUEDE INTERPRETAR DESDE TRES DIFERENTES ASPECTOS: POR RIEGO, POR CULTIVO Y ANUAL.

COEFICIENTE DE RIEGO POR RIEGO, ES EL ESPESOR DE LA LÁMINA DE AGUA QUE SE LE APLICA A UN TERRENO CADA VEZ QUE ÉSTE SE RIEGA.

COEFICIENTE DE RIEGO POR CULTIVO, ES EL ESPESOR DE LA LÁMINA DE AGUA QUE SE DÁ A LA UNIDAD DE SUPERFICIE POR CADA CULTIVO QUE SE TENGA EN ELLA.

COEFICIENTE DE RIEGO ANUAL, ES EL ESPESOR DE LA LÁMINA DE AGUA QUE SE DÁ POR AÑO O POR UNIDAD DE SUPERFICIE ADEMÁS, SE ACOSTUMBRA CLASIFICAR LOS COEFICIENTES ANTES MENCIONADOS A ESTA FORMA:

COEFICIENTE DE RIEGO NETO, ES LA CANTIDAD EFECTIVA QUE SE ENTREGA EN EL LUGAR QUE SE VA A REGAR PARA SATISFACER LAS NECESIDADES BIOLÓGICAS DE LAS PLANTAS, LA HUMEDAD DEL SUELO, LA INFIL-

TRACIÓN Y LAS PÉRDIDAS POR EVAPORACIÓN.

COEFICIENTE DE RIEGO BRUTO, ES LA CANTIDAD DE AGUA QUE SE TOMA DIRECTAMENTE DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO Y ES IGUAL AL COEFICIENTE DE RIEGO NETO MÁS LAS PÉRDIDAS Y DESPERDICIOS POR CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN.

3.1 SUPERFICIE DISPONIBLE PARA RIEGO.

SEGÚN ESTUDIO AGROLÓGICO LA ZONA CUENTA CON 606 HA. CON VOCACIÓN A LA AGRICULTURA DE LAS CUALES SÓLO SE CULTIVAN 165 HA. - REGADAS POR TEMPORAL Y 6 MÁS SON REGADAS POR RIEGO ARTIFICIAL.

LO QUE REPRESENTA QUE SÓLO APROVECHAN EL 28.21% DEL TOTAL DE - LA SUPERFICIE. IMPLICANDO ESTO QUE EL 71.79% DEL ÁREA QUEDA -- DISPONIBLE PARA QUE SE LE IMPLEMENTE A SISTEMA DE RIEGO.

3.2 PROGRAMA DE CULTIVOS

EL PROGRAMA DE CULTIVO SE HACE EN BASE A UN ESTUDIO DE FACTIBILIDAD TÉCNICO-ECONÓMICO Y EN FUNCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS EXISTENTES EN DICHA ZONA.

SEGÚN ESTUDIO AGROLÓGICO LOS CULTIVOS FACTIBLES A REALIZAR SON: MAÍZ, SORGO, CHILE, FRIJOL Y CÍTRICOS.

EL PROGRAMA DE CULTIVO CONSISTE EN IR IMPLEMENTANDO EL NARANJO PAULATINAMENTE HASTA LLEGAR A 182 HA,. POR LO CUAL EL SORGO DE 304 HA. PROGRAMADAS VA A IR DISMINUYENDO PAULATINAMENTE AÑO -- CON AÑO HASTA LLEGAR A 182 HA. LO ANTERIOR SE DEBE A QUE LOS - CÍTRICOS (NARANJA) POR SUS DIFERENTES ETAPAS DE CRECIMIENTO,NO SE PUEDE ENAJENAR TODA EL ÁREA PROGRAMADA, YA QUE REPRESENTARÁ PÉRDIDAS CONSIDERABLES.

EN BASE A LO ANTERIOR Y ESPEDIFICANDO UN PROGRAMA EN PORCENTAJE FINAL DE LOS CULTIVOS SERÍA:

MAÍZ 30%, SORGO 30%, CHILE 10%, FRIJOL 30% Y EL NARANJO 30%.

CABE SEÑALAR QUE SI SUMAMOS LOS PORCENTAJES DE LAS ÁREAS CULTIVADAS EL RESULTADO ES DE 130% MAYOR QUE EL 100%, ESTO SE DEBE A QUE HAY UN CULTIVO DE INVIERNO EL CUAL SERÁ REGADO, A FINALES DE AÑO, CUANDO LOS DEMÁS CULTIVOS NO LO REQUIERAN. ESTO SE PUEDE APRECIAR MÁS FÁCILMENTE EN LA TABLA 3.2. CUADRO N° 1.

3.3 USO CONSUNTIVO

AL HABLAR DE USO CONSUNTIVO NOS REFERIMOS A LA CANTIDAD DE AGUA CONSUMIDA, SIN POSIBLE RECUPERACIÓN, PARA QUE LAS PLANTAS CULTIVADAS PUEDAN REALIZAR SU DESARROLLO COMPLETO Y MADURAR SU COSECHA, ES EL AGUA EMPLEADA POR LAS PLANTAS MISMAS PARA TRANSPIRARLAS O ACUMULARLA EN SUS TEJIDOS EN DIVERSAS COMBINACIONES, SUSPENSIONES O SOLUCIONES, O BIEN EVAPORADA A LA ATMÓSFERA DIRECTAMENTE DESDE EL SUELO, Y QUE, POR TANTO, NO PUEDE RECUPERARSE O CONSERVARSE. ES CONVENIENTE ACLARAR QUE CUANDO SE TRATA DE COSECHAS OBTENIDAS BAJO RIEGO, ESTA CANTIDAD DE AGUA QUE LLAMAMOS USO CONSUNTIVO, ES TOTALMENTE INDEPENDIENTE DEL LLAMADO COEFICIENTE DE RIEGO O DE LA APORTACIÓN TOTAL DE AGUA, POR RIEGO Y POR LLUVIA, PARA PRODUCIR LA COSECHA, NI AÚN, CONSIDERANDO COEFICIENTES NETOS, ES DECIR APORTACIONES DIRECTAS DE AGUA A LAS PARCELAS CULTIVADAS. UNA PARTE, A VECES IMPORTANTE, DE ESTAS APORTACIONES NO ES UTILIZADA POR LAS PLANTAS PUES, O BIEN ESCURRE POR LA SUPERFICIE DE ÉL, O BIEN, POR ÚLTIMO, QUEDA RETENIDA POR LAS PARTÍCULAS DEL SUELO, SIN QUE LAS RAÍCES LLEGUEN A ABSORBERLA, NI SE EVAPORE EN LA SUPERFICIE DEL MISMO.

EXPERIMENTALMENTE SE HA DEMOSTRADO QUE ES MUY DIFÍCIL SEPARAR LA EVAPORACIÓN DE LA TRANSPIRACIÓN, POR LO QUE AMBOS PROCESOS SE CONSIDERAN COMO UNO SÓLO Y SE DENOMINA EVAPOTRANSPIRACIÓN.

- FACTORES QUE DETERMINAN EL USO CONSUNTIVO.

EL VALOR DEL USO CONSUNTIVO ES ESCENCIALMENTE VARIABLE; SU VA

RIABILIDAD SE DEBE A QUE INFLUYEN EN SU VALOR DIVERSOS FACTORES LA MAYOR PARTE DE ELLOS DETERMINANTES DEL DESARROLLO VEGETATIVO DE LAS PLANTAS QUE AFECTA DE MODO IMPORTANTE, SIN DUDA, EL CONSUMO DE AGUA DE ÉSTAS DURANTE SU CICLO VITAL. LOS FACTORES QUE MÁS PODEROSAMENTE INFLUYEN EN DICHO DESARROLLO VEGETATIVO Y POR LO TANTO EN LA CANTIDAD DE AGUA CONSUMIDA POR LA COSECHA Y EN - EL USO CONSUNTIVO SON:

LA CANTIDAD DE CALOR APROVECHABLE DURANTE EL CICLO VEGETATIVO.
LA CAPACIDAD DE RETENCIÓN DEL AUGA POR EL SUELO.
LA LATITUD. DURANTE EL VERANO, DEBIDO A LA INCLINACIÓN DE EJE TERRESTRE, LAS HORAS LUZ SON MUCHO MÁS EN LAS LATITUDES NORTE, -- QUE EN EL ECUADOR. LOS DÍAS MÁS LARGOS PERMITEN QUE CONTINÚE LA TRANSPIRACIÓN POR UN LAPSO MAYOR CADA DÍA Y PRODUCEN UN EFECTO SEMEJANTE AL DE LA PROLONGACIÓN DEL PERIÓDO DE CRECIMIENTO.

LA EVAPORACIÓN NORMAL EN EL LUGAR. CUANDO HAY ESCASA HUMEDAD EN EL AIRE LA EVAPORACIÓN Y LA TRANSPIRACIÓN SE ACELERAN Y SE RE-- TARDAN CUANDO POR EL CONTRARIO EXISTE EN ABUNDANCIA; EL VIENTO FAVORECE A LA EVAPORACIÓN DEL AGUA DE TERRENO Y DE LA SUPERFI-- CIE DE LAS PLANTAS, MÁS CUANDO ES CÁLIDO Y SECO.

TAMBIÉN DEPENDE DE LA FORMA MISMA DE REALIZAR LOS RIEGOS, ES DECIR, QUE EL AGRICULTOR INTERVIENE EN LA APLICACIÓN DEL AGUA, COMO EL PROCESO QUE SIGA EN TODAS LAS OPERACIONES PROPIAS DEL CULTIVO, DURANTE EL DESARROLLO.

DETERMINACIÓN DEL USO CONSUNTIVO

LA DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE RIEGO Y DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA DEMANDA SE HACE DE DIVERSAS MANERAS, QUE, DEPENDAN - DE LOS ELEMENTOS CON QUE SE DISPONGA PARA CADA CASO PARTICULAR. UN FACTOR MUY IMPORTANTE EN UN PROYECTO DE IRRIGACIÓN, ES LA -- CUANTIFICACIÓN VERDADERA DE LAS NECESIDADES DE AGUA, PORQUE EN GRAN PARTE DE ESTA DETERMINACIÓN DEPENDE EL ASPECTO ECONÓMICO - PARA LA REALIZACIÓN DE LA OBRA QUE ASÍ TENEMOS:

Por observación directa

Cuando se cuenta con datos observados de los volúmenes de agua derivados para regar en forma adecuada una determinada superficie de terreno es posible hacer la determinación del coeficiente bruto y de la distribución de la demanda de riego por este método.

El coeficiente bruto de riego se obtiene al dividir el volumen anual derivado entre el número de hectáreas efectivas regadas en dicho año, y la distribución de las demandas de riego se obtienen al dividir el volumen derivado promedio de cada mes entre el rol promedio anual.

Por comparación

Cuando en la futura zona de riego presenta condiciones agrológicas muy semejantes (tipo de terreno y clima) a algún distrito de riego que esté funcionando, se puede asegurar que los cultivos, los coeficientes de riego y la distribución de las demandas serán prácticamente iguales.

Metodos analíticos

Existen varios métodos, por ejemplo, Lowry y Johnson de W.C. Thorntwatte, basados en experimentos llevados a cabo en granjas agrícolas y zonas de riego y tratan de interpretar en forma analítica el fenómeno natural que ocurre en las plantas al recibir el agua de riego.

Para el cálculo del uso consecutivo del proyecto se utilizó el método de los doctores Blaney y Criddle que es el método mas usado actualmente.

Método de Blaney y Criddle

Este método trata de interpretar analíticamente el fenómeno natural de evapotranspiración, por medio del cual se puede determinar el uso consecutivo de las plantas, la demanda neta de riego y escurrimiento superficial. El método es aplicable especialmente a zonas donde no se dispone de observaciones directas experimentales del consumo de agua por las plantas, -- pero si de observaciones suficientes de temperatura, que permitan relacionar el uso consecutivo en dichas zonas con el de otras donde se cuente con observaciones experimentales directas. Este método se basa también en las temperaturas medias mensuales, pero utiliza de un modo directo en el cálculo el tanto por ciento de insolación total anual correspondiente a cada mes. Esto permite acercarse más a una estimación acorde con la influencia en el desarrollo de la planta, de la temperatura de una parte y de la luz en otro, factor de tan decisiva influencia en la fotosíntesis de la que tanto depende la actividad fisiológica del vegetal.

Para cada mes se calcula el factor de uso consuntivo que viene dado por la fórmula.

$$F = \frac{P\ T}{100} \text{ ------- } 1$$

En donde:

F = Factor de uso consuntivo o lámina potencial de consumo de agua en pulgadas.

P = Porcentaje de las horas de insolación anual - que corresponde al mes en cuestión.

T = Temperatura media mensual en grados Farenheit.

La suma de los valores "F" para los distintos meses del período vegetativo de la cosecha cuyo uso consuntivo se quiere cono

CER, DÁ UN VALOR "F" QUE SERÁ EL FACTOR DE LA COSECHA EN CUESTIÓN.

AHORA BIEN EL USO CONSUNTIVO PROPIAMENTE DICHO VENDRÁ DADO POR LA FÓRMULA SIGUIENTE:

$$U.C. = KF$$

U.C. = USO CONSUNTIVO EN PULGADAS.
K = COEFICIENTE EMPÍRICO, ESPECÍFICO PARA CADA-CLASE DE COSECHA.
F = SUMA DE FACTORES MENSUALES DE USO CONSUNTIVO EN PULGADAS.

3.3.1. APLICACIÓN DEL MÉTODO BLANNY Y CRIDDLE

PARA FACILITAR EL EMPLEO DE LA FÓRMULA DEL USO CONSUNTIVO EN - PAÍSES QUE SE RIGEN POR EL SISTEMA MÉTRICO DECIMAL, SE HA HECHO LA CONVERSIÓN A ESTE ÚLTIMO Y SE OBTUVIERON LAS EXPRESIONES SIMILARES SIGUIENTES:

$$F = \frac{PT}{100}$$

EN DONDE:

F = LÁMINA POTENCIAL DE CONSUMO DE AGUA EN CM.
P = PORCENTAJE DE ASOLEAMIENTO
T = $4.572T + 81.28$
T = TEMPERATURA MEDIA MENSUAL EN °C.

LOS VALORES DE "P" VARÍAN CON LAS DIFERENTES LATITUDES Y POR - LO TANTO, AUNQUE LAS TEMPERATURAS MEDIAS DE UN MES SEAN IGUALES EN DOS REGIONES DISTINTAS, SE OBTENDRÁN DIFERENTES FACTORES MENSUALES DE USO CONSUNTIVO, AFECTADOS A LA VEZ POR LA TEMPERATURA

Y POR EL ASOLEAMIENTO.

PARA DIFERENCIAR LA FÓRMULA QUE NOS DETERMINA EL USO CONSUNTIVO EN EL SISTEMA INGLÉS CON LA DEL SISTEMA MÉTRICO TENEMOS:

$$U.C. = KF$$

EN DONDE:

U.C. = USO CONSUNTIVO MENSUAL DEL CULTIVO EN CM.
K = COEFICIENTE MENSUAL DEL CULTIVO
F = LÁMINA POTENCIAL DE CONSUMO DE AGUA EN CM.

3.3.2. CÁLCULO DEL USO CONSUNTIVO.

PARA REALIZAR EL CÁLCULO DEL USO CONSUNTIVO POR MEDIO DE MÉTODO DE BLANNY Y CRIDDLE, NOS VAMOS A AUXILIAR DE UNA TABLA, LA CUAL FACILITARÁ LA METODOLOGÍA DEL CÁLCULO. A CONTINUACIÓN SE DESCRIBE LA FORMA DE LLENAR LA TABLA No. 3.1 ASÍ COMO LA FORMA DE ACENTAR LOS DATOS EN LAS DIFERENTES COLUMNAS DE LA MENCIONADA TABLA.

- EN LA COLUMNA NÚMERO 1 SE PONDRÁN LOS MESES DEL AÑO.
- COLUMNA NÚMERO 2, EN ESTA COLUMNA SE VACIARÁN LOS DATOS DE TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (TABLA NÚMERO 2.5)

TEMPERATURAS MEDIAS MENSUALES

ENERO	16.0	JULIO	27.7
FEBRERO	17.0	AGOSTO	27.9
MARZO	21.6	SEPTIEMBRE	26.4
ABRIL	25.5	OCTUBRE	23.3
MAYO	27.6	NOVIEMBRE	19.8
JUNIO	28.1	DICIEMBRE	16.7

- EN LA COLUMNA 3 SE REALIZARÁ LA CONVERSIÓN DE LA FÓRMULA No. 1 DEL SISTEMA INGLÉS AL MÉTRICO DECIMAL POR MEDIO DE LAS FÓRMULAS:

$$\frac{Pc + 17.77}{21.67} \quad \text{ó} \quad 0.0457Pc + 0.813$$

- COLUMNA No. 4, AQUÍ SE PONDRÁN LOS DATOS DEL PORCENTAJE DE LAS HORAS DE INSOLACIÓN ESTOS PORCENTAJES VARÍAN, CON LAS DIFERENTES LATITUDES Y ÉPOCA DEL AÑO. POR LO CUAL SE TABULARON DE ACUERDO A LAS LATITUDES PARA OBTENER MÁS FÁCILMENTE (TABLA No. 3.3) (SI ES NECESARIO HAY QUE INTERPOLAR)

PORCENTAJE DE INSOLACIÓN PARA EL PROYECTO 1o. DE ABRIL

ENE.	7.50	ABR.	8.58	JUL.	9.38	OCT.	8.10
FEB.	7.18	MAY.	9.27	AGO.	9.03	NOV.	7.45
MAR.	8.40	JUN.	9.16	SEP.	8.30	DIC.	7.48

- COLUMNA No. 5 EN ESTA SE VACIAN LOS VALORES DEL FACTOR DE EVAPORACIÓN, EL CUAL SE OBTIENE MULTIPLICANDO LAS COLUMNAS 4 POR LA 3.

- COLUMNA No. 6 AQUÍ SE ANOTARÁN LOS VALORES DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL TOMADA DE LA TABLA No. 2.8.

PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL DE LA CUENCA

ENE.	1.38	ABR.	3.00	JUL.	13.04	OCT.	7.72
FEB.	1.97	MAY.	6.00	AGO.	11.44	NOV.	2.73
MAR.	1.78	JUN.	15.71	SEP.	13.41	DIC.	1.80

- COLUMNA No. 7 EN ESTA COLUMNA SE VACIARÁN LOS DATOS DE LA LLUVIA EFECTIVA, PARA TAL EFECTO SE TOMARÁN CIERTAS NORMAS DE LA SARH.

PARA CALCULAR LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA SE TOMAN LOS SIGUIENTES PARÁMETROS:

PRECIPITACIÓN	
MEDIA CM.	EFECTIVA CM.
0.0 - 0.5	PM x 1.00
0.51 - 2.50	PM x 0.96
2.51 - 5.00	PM x 0.94
5.01 - 7.50	PM x 0.90
7.51 - 10.00	PM x 0.80
10.01 - 12.5	PM x 0.76
12.5 > PM	PM x 0.673

(LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA O LA LLUVIA APROVECHABLE SE DEFINE COMO LA PORCIÓN DE LA LLUVIA QUE PUEDE ESTAR DISPONIBLE EN LA ZONA OCUPADA POR LAS RAÍCES DE LAS PLANTAS). PARA UNA DETERMINADA LLUVIA MEDIA MENSUAL, SEGÚN SU RANGO ESPECIFICADO ANTERIORMENTE SE MULTIPLICA POR SU RESPECTIVA CONSTANTE, SIENDO - ESTE RESULTADO LA LLUVIA EFECTIVA, DE SU CORRESPONDIENTE MES.

- COLUMNA 8 AQUÍ SE PONDRÁN. LOS COEFICIENTES DE DESARROLLO - DE CADA CULTIVO, ESTOS VALORES ESTÁN EN FUNCIÓN DE LA CANTIDAD DE AGUA, QUE NECESITAN LOS DIFERENTES CULTIVOS EN SU DESARROLLO VEGETATIVO, A CONTINUACIÓN SE RELACIONAN LOS DIVERSOS VALORES DE LOS DIFERENTES CULTIVOS (TABLA 3.4).

TABLA N° 3.4

COEFICIENTES DE DESARROLLO DE CADA CULTIVO

CULTIVO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Maíz		0.439	0.708	1.046	1.069	0.955						
Sorgo		0.482	0.647	0.977	1.077	1.015						
Chile		0.449	0.557	0.944	0.978	0.800						
Naranjo	0.631	0.649	0.671	0.695	0.707	0.716	0.716	0.704	0.698	0.683	0.671	0.649
Frijol								0.629	1.015	1.094	0.781	

- COLUMNA NO. 9, EN ESTA COLUMNA SE VERTIRÁN LOS VALORES DEL USO CONSECUTIVO (U.C) EL CUAL SE OBTIENE DE MULTIPLICAR EL FACTOR DE EVAPOTRANSPIRACIÓN POR EL COEFICIENTE DE DESARROLLO DEL CULTIVO (COLUMNA 5 X COLUMNA 8)'

- COLUMNA NO. 10, EN ESTA COLUMNA SE PONDRÁ EL VALOR DEL USO CONSECUTIVO CORREGIDO. PARA CORREGIR EL U.C SE MULTIPLICA ÉSTE POR UN COEFICIENTE EL CUAL SE OBTIENE DE LA SIGUIENTE FÓRMULA:

$$J = \frac{\Sigma F}{\Sigma UC} \quad KG.$$

J = FACTOR DE CORRECCIÓN PARA EL U.C.

KG = COEFICIENTE GLOBAL DE DESARROLLO DE CADA CULTIVO.

Kg. maíz = 0.8; Kg. sorgo = 0.8; Kg. chile = 0.7; Kg. cítrico = 0.6 y Kg. frijol = 0.6

ΣF = sumatoria de los factores de evaporación de los diferentes meses de cada cultivo (col 5; se toman sólo los valores de los meses correspondientes).

$\Sigma U.C$ = sumatoria de los U.C. de cada cultivo (col. 9)

A continuación se relacionan los diferentes coeficientes:

J para el maíz = 0.90
J para el sorgo = 0.91 J para el naranjo = 0.87
J para el chile = 0.90 J para el frijol = 0.67

En las columnas 11,12 y 13 se calcularán las diferentes láminas de riego (neta, ajustada y bruta).

Columna 11 lámina de riego neta, estos valores se obtienen de la diferencia entre el U.C. y la precipitación efectiva (columna 10 menos columna 7). Aquí cabe mencionar que si la lluvia efectiva es mayor que la lámina de riego neta se pone cero, - pues esto indica que la lluvia efectiva es suficiente para cubrir las necesidades del cultivo en ese mes.

Columna 12, aquí se ponen los valores de la lámina de riego - ajustada. Por el procedimiento de aplicación del agua en el riego por gravedad, se estima que no es posible aplicar láminas netas inferiores a 10 cm., por lo que los ajustes a la lámina anotada en la columna 11, se harán de la siguiente forma:

Láminas menores de 5 cm. en el mes, se considera cero
Láminas entre 5 y 10 cm. se consideran de 10 cm.

Columna No. 13 lámina de riego bruto, ésta se obtiene haciendo el cociente de la lámina de riego ajustada entre la eficiencia de riego (R). Para nuestro caso R = 0.60 por ser de canales de sección trapecial en tierra.

ESTOS VALORES DE LÁMINAS DE RIEGO BRUTO, SON LAS QUE SE EMPLEARÁN PARA EL CÁLCULO DE LA DEMANDA ANUAL POR HECTÁREA (DA.H)

DE LA METODOLOGÍA ANTERIOR SE HACE LA SIGUIENTE OBSERVACIÓN:
DE LA COLUMNA No. 1 A LA COLUMNA No. 7 QUEDAN CONSTANTES, PUESTO QUE ES INFORMACIÓN METEOROLÓGICA DE LA CUENCA (LLUVIA, TEMPERATURA, ETC.) Y SOLO ESTÁN VARIANDO LAS COLUMNAS No. 8 A LA COLUMNA No. 13, YA QUE ESTOS SON DATOS PROPIOS DE CADA CULTIVO, MOTIVO POR EL CUAL LA TABLA No. 31 REPITE LAS COLUMNAS 8 A LA 13 TANTAS VECES COMO CULTIVOS PROGRAMADOS EXISTAN.

3.4 CÁLCULO DE LA DEMANDA ANUAL POR HECTÁREA

PARA LA REALIZACIÓN DE ESTE CÁLCULO NOS VAMOS A AUXILIAR DE LA TABLA No. 3.2 QUE CONSTA DE 3 CUADROS, QUE A CONTINUACIÓN SE DESCRIBE LA FORMA DE LLENARLOS:

PRIMER CUADRO AQUÍ SE PONDRÁN LOS NOMBRES DE LOS CULTIVOS ASÍ COMO SUS RESPECTIVOS PORCENTAJES DEL ÁREA CULTIVADA.

EN EL SEGUNDO CUADRO SE VACIARÁN LOS SIGUIENTES DATOS:

1o. NOMBRE DE LOS CULTIVOS.

2o. LÁMINAS DE RIEGO BRUTO TOMADAS DE LA TABLA No. 3.1 COLUMNA No. 13.

EN EL TERCER CUADRO SE OBTENDRÁN LOS VOLÚMENES DE AGUA EN MILES DE METROS CÚBICOS PARA UNA SUPERFICIE DE 100 HECTÁREAS

LAS LÁMINAS DE RIEGO DEL CUADRO No. 2 SE MULTIPLICAN POR EL PORCENTAJE DEL ÁREA CULTIVADA CORRESPONDIENTE, RECORRIENDO UN LUGAR EL PUNTO DEL PORCENTAJE, ESTOS VALORES SE VIERTEN EN EL CUADRO No. 3 EN SUS RESPECTIVOS MESES, UNA VEZ HECHO ESTO, SE SUMAN LOS VALORES EN SENTIDO HORIZONTAL, DICHO RESULTADO CORRESPONDE AL VOLUMEN DE AGUA EN MILES DE METROS CÚBICOS PARA EL DETERMINADO CULTIVO. SIENDO LA SUMA DE ESTOS VALORES DE LOS DIFERENTES CULTIVOS EL VOLUMEN TOTAL DE AGUA EN MILES DE METROS CÚBICOS.

PARA EL CÁLCULO DE LA DEMANDA ANUAL POR HECTÁREA BASTARÁ REALIZAR LA SIGUIENTE OPERACIÓN, EL VOLÚMEN TOTAL SE MULTIPLICA - POR 1000 PUESTO QUE ESTABA EXPRESADO EN MILES DE METROS CÚBICOS, LUEGO SE DIVIDE ENTRE 100 YA QUE EL VALOR DEL VOLUMEN TOTAL ESTÁ DADO PARA 100 HA.

$$DAHA. = \frac{VOL.\ TOTAL \times 1000}{100}$$

PARA UNA MEJOR COMPRENSIÓN SE ANEXA LA TABLA No. 3.2 DONDE SE DESCRIBEN LOS 3 CUADROS QUE FACILITAN EL CÁLCULO DE LA DEMANDA ANUAL POR HECTÁREA.

TABLA 3.1

U S O C O N S U N T I V O

PROYECTO 1o de Abril MUNICIPIO Llera ESTADO Tamaulipas

MES	TEMP °C	PC+17.78 / 21.C3 0.0457 PC +0.813	P %	f cm	RECTIFICACION MEDIA cm	RECTIFICACION EFECTIVA cm	MAIZ Kc	MAIZ U.C. cm	MAIZ JxUC cm	MAIZ LAMINA DE RIEGO NETA cm	MAIZ LAMINA DE RIEGO LAVADA cm	MAIZ LAMINA DE RIEGO BRUTA cm	SORGO Kc	SORGO U.C. cm	SORGO JxUC cm	SORGO LAMINA DE RIEGO NETA cm	SORGO LAMINA DE RIEGO LAVADA cm	SORGO LAMINA DE RIEGO BRUTA cm	CHILE Kc	CHILE U.C cm	CHILE JxUC cm	CHILE LAMINA DE RIEGO NETA cm	CHILE LAMINA DE RIEGO LAVADA cm	CHILE LAMINA DE RIEGO BRUTA cm	FRUTALES (Naranja) Kc	FRUTALES (Naranja) U.C cm	FRUTALES (Naranja) JxU.C cm	FRUTALES (Naranja) LAMINA DE RIEGO NETA cm	FRUTALES (Naranja) LAMINA DE RIEGO LAVADA cm	FRUTALES (Naranja) LAMINA DE RIEGO BRUTA cm	FRIJOL Kc	FRIJOL U.C Cm	FRIJOL JxU.C cm	FRIJOL LAMINA DE RIEGO NETA cm	FRIJOL LAMINA DE RIEGO LAVADA cm	FRIJOL LAMINA DE RIEGO BRUTA cm
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	8	9	10	11	12	13	8	9	10	11	12	13	8	9	10	11	12	13	8	9	10	11	12	13
				4x3				5x8		10-7		12/η		5x8		10-7		12/η		5x8		10-7		12/η		5x8		10-7		12/η		5x8		10-7		12/η
ENE	16.0	1.56	7.50	11.70	1.38	1.32																			0.631	7.38	6.42	5.1	10	16.7						
FEB	17.9	1.65	7.18	11.85	1.97	1.89	0.489	5.79	5.21	3.32	—	—	0.482	5.71	5.20	3.31			0.449	5.32	4.79	2.6	—	—	0.649	7.69	6.69	4.8	—							
MAR	21.6	1.82	8.40	15.29	1.78	1.71	0.708	10.83	9.75	8.04	10	16.7	0.643	9.89	9.00	7.29	10	16.7	0.553	8.52	7.47	5.96	10	16.7	0.611	10.26	8.93	7.22	10	16.7						
ABR.	25.5	2.00	8.58	17.16	3.00	2.82	1.046	17.95	16.16	13.39	14	23.3	0.937	14.77	15.26	12.44	13	21.7	0.944	16.20	14.58	11.76	12	20.0	0.795	11.93	10.38	7.56	10	16.7						
MAY	27.4	2.09	9.27	19.37	6.00	5.40	1.069	20.71	18.64	13.29	14	23.3	1.077	20.86	18.98	13.58	14	23.3	0.978	18.94	17.05	11.65	12	20.0	0.763	13.69	11.91	6.51	10	16.7						
JUN	28.1	2.12	9.16	19.42	15.31	10.57	0.955	18.55	16.70	6.43	10	16.7	1.015	19.31	17.94	7.37	10	16.7	0.800	15.54	13.99	3.42	—		0.716	13.90	12.09	1.52	—	—						
JUL	27.7	2.10	9.38	19.70	13.04	8.78																			0.716	14.11	12.28	3.5	—	—						
AGO	27.9	2.11	9.23	19.05	11.44	8.49																			0.704	13.41	11.67	2.98	—	—	0.629	11.98	8.03	—	—	—
SEP	26.4	2.04	8.30	16.93	13.41	9.02																			0.698	11.82	10.28	1.26	—	—	1.015	17.18	11.51	2.49	—	—
OCT	23.3	1.90	8.10	15.39	7.32	6.18																			0.683	11.56	10.06	3.88	—	—	1.034	18.52	12.41	6.23	10	16.7
NOV	19.8	1.73	7.45	12.89	2.73	2.57																			0.471	8.46	7.53	4.96	10	16.7	0.781	10.09	6.75	4.22	10	16.7
DIC	16.7	1.59	7.48	11.89	1.80	1.73																			0.649	7.92	6.72	4.99	10	16.7						

P= Porciento de horas Luz
f= Factor de evapotranspiración
Kc= Coef. de desarrollo de cada cultivo
Kg= Coef. global de desarrollo
J = Factor de corrección
UC = Uso consuntivo
η = eficiencia de riego

η=0.60
Kg=0.8
$J = \frac{\Sigma f}{\Sigma UC} Kg$
$J = \frac{83.09}{73.83} 0.8 = 0.90$

η=0.60
Kg= 0.8
$J = \frac{83.09}{72.94} 0.8 = 0.91$

η=0.60
Kg=0.7
$J = \frac{83.09}{64.52} 0.7 = 0.90$

η=0.60
Kg=0.6
$J = \frac{190.61}{132.12} 0.6 = 0.87$

η = 0.60
Kg = 0.6
$J = \frac{64.26}{57.75} 0.6 = 0.67$

CALCULO DE LA DEMANDA ANUAL

Proyecto: 1° DE ABRIL

Municipio: LLERA

Estado: TAMAULIPAS

CUADRO Nº 1

CULTIVO	% DE AREA CULTIVADA
MAIZ	30
SORGO	30
CHILE	10
NARANJO	30
FRIJOL	30
S U M A	130

LAMINAS BRUTAS EN Cm. CUADRO Nº 2

CULTIVO	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	N	D
MAIZ			16.7	23.3	23.3	16.7						
SORGO			16.7	21.7	23.3	16.7						
CHILE			16.7	20.0	20.0							
NARANJO	16.7		16.7	16.7	16.7						16.7	16.7
FRIJOL											16.7	16.7

VOLUMENES DE AGUA EN MILES DE m^3 PARA UNA SUPERFICIE DE 100 Ha. CUADRO Nº 3

CULTIVO	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	N	D	VOLUMEN TOTAL
MAIZ			50.1	69.9	69.9	50.1							240.0
SORGO			50.1	65.1	69.9	50.1							235.2
CHILE			16.7	20.0	20.0								56.7
NARANJO	50.1		50.1	50.1	50.1						50.1	50.1	300.6
FRIJOL											50.1	50.1	100.2
	50.1		167.0	205.1	209.9	100.2					100.2	100.2	932.7

DEMANDA ANUAL POR Ha: $= \frac{\text{VOLUMEN TOTAL}}{100} \quad \frac{932\,700}{100} = 9\,327$ m^3/ Ha.

A S O L E A M I E N T O

PORCENTAJES DE HORAS - LUZ EN EL DIA PARA CADA MES
EN RELACION AL NUMERO TOTAL EN EL AÑO Y A LA LATITUD DEL LUGAR

LATITUD NORTE	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
15°	7.94	7.37	8.44	8.45	8.08	8.80	9.03	8.83	8.27	8.26	7.75	7.88
16°	7.93	7.35	8.44	8.46	9.01	8.83	9.07	8.85	8.27	8.24	7.72	7.83
17°	7.86	7.32	8.43	8.48	9.04	8.87	9.11	8.87	8.22	8.27	7.69	7.80
18°	7.83	7.30	8.42	8.50	9.09	8.92	8.16	8.90	8.27	8.21	7.66	7.74
19°	7.79	7.28	8.41	8.51	9.11	8.97	9.20	8.92	8.28	8.19	7.63	7.71
20°	7.74	7.26	8.41	8.53	9.14	9.00	9.23	8.95	8.29	8.17	7.59	7.66
21°	7.71	7.24	8.40	8.54	9.18	9.05	9.29	8.98	8.29	8.15	7.54	7.62
22°	7.66	7.21	8.40	8.56	9.92	9.09	9.33	9.00	8.30	8.13	7.50	7.55
23°	7.62	7.19	8.40	8.57	9.24	9.12	9.35	9.02	8.30	8.11	7.47	7.50
24°	7.58	7.17	8.40	8.00	9.30	9.20	9.41	9.05	8.31	8.09	7.43	7.45
25°	7.53	7.13	8.39	8.61	9.32	9.22	9.43	9.08	8.30	8.08	7.40	7.41
26°	7.49	7.12	8.40	8.64	9.38	9.30	9.49	9.10	8.31	8.06	7.36	7.35
27°	7.43	7.09	8.38	8.65	9.40	9.32	9.52	9.13	8.32	8.03	7.36	7.31
28°	7.40	7.07	8.39	9.68	9.46	9.38	9.58	9.16	8.32	8.02	7.22	7.27
29°	7.35	7.04	8.37	8.70	9.49	9.43	9.61	9.19	8.32	8.00	7.24	7.20
30°	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.34	7.99	7.19	7.14
31°	7.25	7.00	8.36	8.73	9.57	9.54	9.72	9.24	8.33	7.95	7.15	7.09
32°	7.20	6.97	8.37	8.75	9.63	9.60	9.77	9.28	8.34	7.95	7.11	7.05

TABLA No. 33

CAPITULO IV

ESTUDIO DE AVENIDAS

4.1. Generalidades sobre Avenidas

4.2. Cálculo de la Avenida Máxima Probable

4.2.1. Metodología para la construcción de curvas P-D-Tr

4.2.2. Precipitación Máxima Probable.

4.3. Métodos de Estimación de Avenidas Máximas en Cuencas Pequeñas

4.3.1. Fórmulas Empíricas

4.3.2. Métodos Empíricos

4.3.3. Métodos Hidrológicos

4.4. Tránsito de la Avenida de Embalses

4.4.1. Método Aritmético de Incrementos

ESTUDIO DE AVENIDAS

4.1 GENERALIDADES SOBRE AVENIDAS.

LA PRESENCIA DE UNA TORMENTA O DE UNA SUCESIÓN DE TORMENTAS EN-UNA CUENCA DE CAPTACIÓN OCASIONA ESCURRIMIENTOS QUE DAN LUGAR A UN AUMENTO MÁS O MENOS RÁPIDO DEL GASTO DE LA CORRIENTE,- RECIBIENDO ESTE AUMENTO EN EL CAUDAL EL NOMBRE DE AVENIDA O CRECIENTE.

LA MAGNITUD DE LA AVENIDA O SEA EL GASTO MÁXIMO Y EL VOLUMEN DE LA MISMA, DEPENDE DE MUCHOS FACTORES, SIENDO LOS PRINCIPALES -- LOS SIGUIENTES:

1.- LA INTENSIDAD Y DURACIÓN DE LAS TORMENTAS.

2.- LOCALIZACIÓN Y AMPLITUD DE LAS TORMENTAS EN LA CUENCA DE -- CAPTACIÓN SOBRE TODO EN LAS CUENCAS DE GRAN MAGNITUD.

3.- TRAYECTORIA DE LAS TORMENTAS.

4.- AREA Y FORMA DE LA CUENCA DE CAPTACIÓN.

5.- LA TOPOGRAFÍA DE LA CUENCA, LA PENDIENTE DE ELLA Y DE LAS - CORRIENTES

6.- LAS CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DEL TERRENO.

7.- LA PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS.

8.- LA VEGETACIÓN EXISTENTE, LA CUBIERTA GENERAL.

9.- EL ESTADO DE SATURACIÓN EXISTENTE AL OCURRIR LA TORMENTA.

NATURALMENTE QUE EL ORIGEN DE LAS TORMENTAS ES DETERMINANTE, YA

QUE DE ELLO DEPENDE SU INTENSIDAD Y DURACIÓN, GENERALMENTE EN-LA MAYOR PARTE DE LA REPÚBLICA MEXICANA, SE PRESENTAN AVENIDAS ORIGINADAS POR LLUVIAS DE ORIGEN CICLÓNICO, ADEMÁS EN EL NOROESTE, SE PRESENTAN AVENIDAS ORIGINADAS POR EL CHOQUE DE MASAS-DE AIRE FRÍO CONTINENTAL Y MASA DE AIRE HÚMEDO.

CON MUCHA FRECUENCIA SE HACE NECESARIO ESTIMAR LA MAGNITUD DE-LAS AVENIDAS QUE PUEDEN PRESENTARSE, CON EL OBJETO DE DAR SEGURIDAD A LAS OBRAS HIDRÁULICAS EN PROYECTO Y PROTEGER LAS POBLACIONES RIBEREÑAS UBICADAS A LO LARGO DE LA CORRIENTE.

CLASIFICACIÓN DE LAS AVENIDAS

SE DEFINE LA MAGNITUD DE LAS AVENIDAS POR LOS NIVELES QUE AL--CANZA EL AGUA, O POR EL VOLUMEN DE AGUA ESCURRIDO EN UN LAPSO-DE TIEMPO SIN EMBARGO, PARA EL ESTUDIO DE LA CORRIENTE ES CONVENIENTE EXPRESARLO DE ACUERDO CON LA DURACIÓN DEL LAPSO CONSIDERADO EN LA SIGUIENTE FORMA:

AVENIDA MÁXIMA INSTANTÁNEA. ES EL MÁXIMO GASTO QUE SE PRESENTA DURANTE UNA AVENIDA, POR LO TANTO PUEDEN PRESENTARSE VARIAS EN UN AÑO.

AVENIDA MÁXIMA ANUAL INSTANTÁNEA. CONSIDERANDO COMO LAPSO DE - ESTUDIO EL AÑO, EN ESE PERIODO SE PUEDE PRESENTAR VARIAS AVENIDAS, Y AL MAYOR VALOR DE GASTO INSTANTÁNEO QUE SE PRESENTE, SE LE CONSIDERA COMO MÁXIMO ANUAL INSTANTÁNEO.

AVENIDA MÁXIMA INSTANTÁNEA MEDIA ANUAL. DURANTE UN LAPSO DE VARIOS AÑOS SE PRESENTAN VARIAS AVENIDAS CORRESPONDIENDO A CADA-AÑO UNA AVENIDA MÁXIMA ANUAL INSTANTÁNEA, Y EL PROMEDIO DE E--LLAS SE CONSIDERA COMO LA AVENIDA MÁXIMA INSTANTÁNEA MEDIA A--NUAL.

AVENIDA MÁXIMA DIARIA Y MÁXIMA DE 24 HORAS. LA AVENIDA MÁXIMA-DIARIA, ES LA MÁXIMA AVENIDA EN UN DÍA CUALQUIERA Y DIFIERE DE

LA MÁXIMA DE 24 HORAS, EN QUE ESTA SE SELECCIONA, EL PERIÓDO PARA COMPLETAR LAS 24 HORAS Y NO PRECISAMENTE DE LAS 0 HORAS A -- LAS 24 HORAS, POR LO TANTO, EL GASTO SERÁ SIEMPRE MAYOR QUE LA AVENIDA MÁXIMA DE UN DÍA.

AVENIDA MÁXIMA ANUAL DIARIA Y DE 24 HORAS. ES LA MAYOR AVENIDA MÁXIMA DIARIA Y MÁXIMA EN 24 HORAS QUE SE PRESENTA DURANTE UN AÑO.

AVENIDA MÁXIMA ANUAL MEDIA EN UN DÍA. ES LA AVENIDA MEDIA DE TODAS LAS MÁXIMAS ANUALES DE UN DÍA PARA EL PERIÓDO DE AÑOS CONSIDERADO. LA MAGNITUD DE ESTA AVENIDA, ES LA QUE SE EMPLEA COMO BASE PARA LA ESTIMACIÓN DE OTRAS AVENIDAS Y SIMPLEMENTE SE LLAMA AVENIDA MEDIA.

4.2 CÁLCULO DE LA AVENIDA MÁXIMA PROBABLE. ES EVIDENTE LA IMPORTANCIA QUE TIENE EL CONOCIMIENTO AMPLIO Y LO MÁS REAL POSIBLE ---- DE LA POTENCIALIDAD DE LAS CORRIENTES SUPERFICIALES, CON EL OBJETO FUNDAMENTAL DE PODER PROYECTAR CON MAYOR SEGURIDAD LAS OBRAS DE ALMACENAMIENTO DE DEFENSA O DE CONTROL DE AVENIDAS.

LA MAGNITUD DE LA AVENIDA ES FUNCIÓN DIRECTA DEL PERIÓDO DE RETORNO QUE SE LE ASIGNE, EL QUE A SU VEZ DEPENDERÁ DE LA IMPORTANCIA DE LA OBRA Y DE LA VIDA ÚTIL DE ÉSTA. DEFINIENDO EL PERIÓDO DE RETORNO DE UNA AVENIDA COMO EL INTERVALO DE RECURRENCIA PROMEDIO DE QUE ESTA AVENIDA SEA IGUALADA O SUPERADA EN UN DETERMINADO LAPSO DE TIEMPO. PARA CALCULAR LA AVENIDA DE DISEÑO EXISTEN DIVERSOS CRITERIOS CUYO RANGO DE APLICABILIDAD ES FUNCIÓN DE LOS DATOS DISPONIBLES, ESTOS CRITERIOS SE DESCRIBIRÁN MÁS ADELANTE.

EN MÉXICO LAS PEQUEÑAS CUENCAS CUYO LÍMITE SUPERIOR PUEDE UBICARSE EN LOS 250 KM2 MUY RARAMENTE CONTARÁN CON INFORMACIÓN HIDROMÉTRICA, YA QUE EN NUESTRO PAÍS LA MAYORÍA DE LAS ESTACIONES DE AFORO TIENEN ÁREAS DRENADAS DE VARIOS CIENTOS DE KM2. POR LO ANTE--

RIOR LA ESTIMACIÓN HIDROLÓGICA DE AVENIDAS MÁXIMAS QUE GENERA- UNA CUENCA PEQUEÑA, SE DEBE DE BASAR EN UN ANÁLISIS DE LA IN-- FORMACIÓN DISPONIBLE SOBRE LLUVIAS MÁXIMAS DE LA ZONA Y EN LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA.

DE LOS REGISTROS DE TORMENTAS MÁXIMAS, LAS QUE TIENEN MAYOR EX TENSIÓN, SON LOS DE LLUVIA MÁXIMA DE 24 HORAS. SIENDO ESTE CA SO EL DEL PROYECTO 1º DE ABRIL, QUE NO CUENTA CON ESTACIÓN AFO RADORA SÓLO TIENIENDO REGISTROS DE LLUVIAS MÁXIMAS DE 24 HORAS DE ESTOS SE OBTUVIERON LAS LLUVIAS MÁXIMAS ANUALES PRESENTADAS EN LA TABLA 4.1. CON ESTOS DATOS SE CONSTRUIRÁN LAS CURVAS DE PRECIPITACIÓN, DURACIÓN TIEMPO DE RETORNO (P-D-TR) Y SE CALCU- LARÁ LA PRECIPITACIÓN MEDIA PROBABLE (PMP), BÁSICOS PARA EL -- CÁLCULO DE LA AVENIDA MÁXIMA PROBABLE.

AL CONSTRUIR LA CURVA P-D-TR SE PUEDEN ESTIMAR LAS CANTIDADES- DE LLUVIA EN DIFERENTES DURACIONES DE TIEMPO. PARA LOGRAR LA - CONSTRUCCIÓN DE LA CURVA SE UTILIZARÁ EL MÉTODO DEL U.S. SOIL- CONSERVATION SERVICE, FIG. 4.1 EL CUAL CONSISTE EN GRAFICAR EN UN PAPEL SEMILOGARÍTMICO LAS CANTIDADES DE LLUVIA YA CORREGI-- DAS ESTIMADAS PARA 1 Y 24 HORAS DE DURACIÓN Y DETERMINADO PE-- RÍODO DE RETORNO, EN EL EJE DE LAS ORDENADAS Y EN EL EJE DE -- LAS ABSCISAS SUS DURACIONES, SE TRAZA UNA LÍNEA RECTA POR LOS- PUNTOS DEFINIDOS. CON APOYO EN LA RECTA TRAZADA SE PUEDEN LEER LAS CANTIDADES DE LLUVIA DE DURACIONES MENORES A 24 HORAS.

4.2.1 METODOLOGÍA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA CURVA P-D-TR

1.- OBTENER Y PROCESAR ESTADÍSTICAMENTE LA SERIE DE LLUVIAS MÁ XIMAS EN 24 HORAS Y CALCULAR LOS VALORES PROBABLES DE LLU- VIAS PARA LOS PERÍODOS DE RETORNO SELECCIONADOS PARA LAS - CURVAS P-D-TR Y PARA EL DE 2 AÑOS. POSTERIORMENTE OBTENER- EL VALOR REPRESENTATIVO PARA LA CUENCA Y CORREGIRLO.

A.- SE OBTIENEN LOS VALORES DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA ANUAL DE LA TABLA 4.1

B.- PARA CALCULAR LOS VALORES PROBABLES DE LLUVIA SE TIENEN DOS MÉTODOS

1º METODOLOGÍA. ESTE PROCEDIMIENTO CONSISTE EN - ORDENAR DE MAYOR A MENOR LOS VALORES DE LA SERIE- ESTADÍSTICA DE LLUVIAS MÁXIMA EN 24 HORAS Y DEDUCIR SUS PERIÓDOS DE RETORNO POR MEDIO DE LA FÓRMULA DE WEIBULL, $TR = \frac{N+1}{M}$ ASÍ COMO CÁLCULAR EL LOG DE TR.

TR= PERIÓDO DE RETORNO, EN AÑOS

N= NÚMERO DE AÑOS DEL REGISTRO

M= NÚMERO DE ORDEN DEL EVENTO, UNO PARA EL MAYOR Y N PARA EL MENOR.

PMAX	$TR=\frac{N+1}{M}$	LOG TR	PMAX	$TR=\frac{N+1}{M}$	LOG TR
180.0	27.0	1.43	87.0	1.93	0.29
160.5	13.5	1.13	85.5	1.80	0.26
140.0	9.0	0.95	82.7	1.69	0.23
134.5	6.75	0.83	80.0	1.59	0.20
133.0	5.4	0.73	77.2	1.50	0.18
132.5	4.5	0.65	72.5	1.42	0.15
120.0	3.86	0.59	70.0	1.35	0.13
107.0	3.38	0.53	65.4	1.29	0.11
104.0	3.00	0.48	63.0	1.23	0.09
101.0	2.70	0.43	62.1	1.17	0.07
96.5	2.45	0.39	68.0	1.13	0.05
90.0	2.25	0.35	58.0	1.08	0.03
87.8	2.08	0.32	56.1	1.04	0.02

A CONTINUACIÓN SE PLANTEA UNA ECUACIÓN PARA RELACIONAR LAS LLUVIAS CON SUS PERIÓDOS DE RETORNO, ESTA ECUACIÓN SERÁ DEL TIPO.

$$PTR = A + B\ (\log TR) \quad - (1)$$

PTR = LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS CON PERIÓDO DE RETORNO TR EN MM.
A,B= PARÁMETROS DE AJUSTE

SI PTR = Y; LOG TR = X; A=B Y B=M LA ECUACIÓN 1 SE TRANSFORMA EN LA ECUACIÓN DE UNA RECTA.

$$\bar{Y} = M\bar{X} + B$$

ESTIMANDO SUS PARÁMETROS POR MEDIO DE LAS EXPRESIONES SIGUIENTES:

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{I=1}^{N} XI \; ; \quad \bar{X} = \frac{1}{26}\ (10.62) = 0.41$$

$$\bar{Y} = \frac{1}{N} \sum_{I=1}^{N} YI; \quad \bar{Y} = \frac{1}{26}\ (2508.8) = 96.49$$

$$B = M = \frac{S\ X\ Y}{S\ X^2}$$

DONDE

$$SXY = \frac{1}{26} \sum_{I,J=1}^{N} (X_I - \bar{X})^2 \quad (Y_J - \bar{Y})$$

$$SX^2 = \frac{1}{N} \sum_{I=1}^{N} (XI - \bar{X})^2$$

PARA OBTENER LOS VALORES DE SX^2 Y SXY SE EJEMPLIFICARÁ UN CÁLCULO Y DESPUÉS SÓLO SE RELACIONARÁN LOS DEMÁS VALORES.

$$SXY_1 = \frac{1}{26}\ (1.43 - 0.41)\ (180 - 96.47) = 3.27$$

$$S^2_{X_1} = \frac{1}{26}(1.43 - 0.41)^2 = 0.04$$

N°DE PMAX	S x Y	S^2_X
1	3.27	0.04
2	1.77	0.02
3	0.90	0.0112
4	0.614	0.0067
5	0.45	0.0039
6	0.33	0.0022
7	0.16	0.0012
8	0.048	0.0006
9	0.020	0.0002
10	0.003	0.00
11	0.0	0.00002
12	0.014	0.0001
13	0.030	0.0003

N°DE PMAX	S x Y	S^2_X
14	0.043	0.0006
15	0.063	0.0009
16	0.095	0.0012
17	0.133	0.0016
18	0.146	0.0020
19	0.165	0.0026
20	0.285	0.0030
21	0.358	0.0034
22	0.411	0.0039
23	0.449	0.0044
24	0.477	0.0049
25	0.562	0.0055
26	0.605	0.006

SIENDO

$$B = M = \frac{SXY}{Sx^2} = \frac{11.4009}{0.12643} = 90.1755$$

POR LO TANTO

$A = B = \bar{Y} - M\bar{X}$

$A = B = 96.1755 - (90.1755)(0.41)$

$A = 59.4980$

SUSTITUYENDO VALORES DE A Y B EN LA ECUACIÓN 1

PTR = A + B (LOG TR)

PTR = 59.4980 + 90.1755 (LOG TR)

HABIENDO CALCULADO LOS VALORES DE LOS PARÁMETROS DE AJUSTE A Y B SERÁ POSIBLE DETERMINAR LA LLUVIA DE DURACIÓN 24 HORAS PARA CUALQUIER PERIODO DE RETORNO, PREFERENTEMENTE COMPRENDIDO ENTRE CERO Y N, (N = NÚMERO DE AÑOS).

2° METODOLOGÍA. A LOS DATOS DE LA SERIE FORMADA SE LES AJUSTA - ALGUNA DE LAS FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES UTILIZADAS EN EL PROCESAMIENTO DE LLUVIA MÁXIMAS. PARA NUESTRO CASO- UTILIZAREMOS LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL.

METODOLOGÍA DE APLICACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL.

PASO 1). SE LLEVAN A UN PAPEL DE PROBABILIDAD GUMBEL POWELL (FIGURA 4.2), LOS VALORES DE LA SERIE DE PMAX CONTRA LOS VALORES DE - TR OBTENIDOS CON LA FÓRMULA DE WEIBULL, Y SE DEDUCE SI TALES DA-- TOS TIENEN TENDENCIA A UNA LÍNEA RECTA, ES DECIR, SI LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL ES ADECUADA.

PASO 2). SE CALCULAN LOS VALORES DE LA MEDIA DESVIACIÓN TÍPICA - SERIE MEDIA = 96.47 s= 33.34

PASO 3). EN BASE AL TAMAÑO M DE LA MUESTRA, SE DETERMINAN DE LA- TABLA 4.2 LOS VALORES CONSTANTES σ_N Y $\bar{X}_N$

N = 26 σ_N = 1.0961 $\bar{X}_N$ = 0.5320

PASO 4). LA DISTRIBUCIÓN SE APLICARÁ A LAS PROBABILIDADES QUE SE DAN EN LA SIGUIENTE TABLA 4.3, Y LLEVAR LOS VALORES DE $\bar{X}$, S, σ_N $\bar{X}_N$ Y DE LA VARIABLE REDUCIDA "Y" TOMADA DE LA TABLA 4.3 A LA E-- CUACIÓN 2, SE PODRÁN OBTENER LOS VALORES DE X, RESPECTIVOS A LOS PERIODOS DE RETORNO ANALIZADOS.

ECUACIÓN Y DATOS PARA LA OBTENCIÓN DE LA GRÁFICA.

$$X = \bar{X} + S\left(\frac{Y - \bar{X}_N}{\sigma_N}\right) \quad -(2)$$

$\bar{X}$ = 96.47

σ_N = 1.0961

$\bar{X}_N$ = 0.5320

S = 33.34

SUSTITUYENDO VALORES

$x = 96.47 + 33.34 \left(\frac{-1.527 - 0.5320}{1.0961}\right) = 33.84$ PARA $Y = -1.527$ $T_R = 1.01$

SE RELACIONAN LOS VALORES X PARA LOS DIFERENTES VALORES DE TR Y Y TOMADAS DE LA TABLA 4.3

X	Y	TR
33.84	- 1.527	1.01
54.92	- 0.834	1.11
65.80	- 0.476	1.25
91.45	0.367	2.0
97.89	0.579	2.33
125.91	1.500	5.0
170.62	2.970	20.0
220.0	4.600	100.0
269.29	6.214	500.0
290.40	6.908	1000.0

PASO 5). POR ÚLTIMO, SE GRAFICAN LOS VALORES DE X CALCULADOS, - CONTRA SUS CORRESPONDIENTES PERIODOS DE RETORNO, EN EL PAPEL -- GUMBEL - POWELL DEFINIÉNDOSE UNA LÍNEA RECTA. (FIG. 4.2).

EN BASE A LO ANTERIOR SE TIENEN 2 FORMAS PARA OBTENER LA PRECIPITACIÓN DE DURACIÓN 24 HORAS Y PERIODO DE RETORNO DETERMINADO.

LA PRIMERA ES CON LA ECUACIÓN N° 1 A LA CUAL SÓLO SE LE SUSTITUYE EL TR QUE SE REQUIERA; Y LA SEGUNDA EN BASE A LA GRÁFICA GUMBEL POWELL (FIG. 4.2)A LA CUAL SÓLO HAY QUE ENTRAR CON EL TR DETERMINADO HASTA CORTAR LA LÍNEA RECTA EN ESTE PUNTO SE TRAZA UNA - LÍNEA HORIZONTAL Y DONDE CORTA EL EJE DE LAS PRECIPITACIONES, -

SE OBTIENE EL VALOR DESEADO.

2.- CALCULAR EL NÚMERO DE DÍAS PROMEDIO CON LLUVIA POR AÑO, LO-ANTERIOR A PARTIR DEL REGISTRO DE LLUVIA DIARIA DE LA ESTACIÓN UTILIZADA.

PARA NUESTRO PROYECTO SE TOMA EL VALOR DE 15 QUE INDICA EL-NÚMERO PROMEDIO ANUAL DE DÍAS CON LLUVIA.

3.- CALCULAR O SELECCIONAR LA RELACIÓN DE LA LLUVIA DE DURACIÓN 1 HORA A 24 HORAS.

EN BASE A LOS RESULTADOS QUE PERMITEN OBTENER CUALQUIERA DE LAS DOS METODOLOGÍAS PRESENTADAS, SE PODRÁ OBTENER LA LLUVIA DE DURACIÓN 24 HORAS Y PERIODO DE RETORNO 2 AÑOS, LA CUAL - AL RELACIONAR CON LA LLUVIA DE UNA HORA CALCULADA EN LA FIGURA 4.3 EN LA CUAL SE ENTRA CON LA LLUVIA MEDIA DE LAS MÁXIMAS ANUALES DIARIAS HASTA INTERCEPTAR LA CURVA DE PROMEDIO ANUAL DE DÍAS CON LLUVIA, DE ESTE PUNTO SE TRAZA UNA HORIZONTAL HASTA CORTAR EL EJE DE LAS ORDENADAS OBTENIÉNDOSE-ASÍ LA LLUVIA DE DURACIÓN DE UNA HORA Y PERIODO DE 2 AÑOS.

CÁLCULO DE LA LLUVIA DURACIÓN 24 HRS. Y TR 2 AÑOS.

A).- GRÁFICA DE GUMBEL = 91 MM.

B).- ANALÍTICO P_{T_R} = 59.4780 + 90.1755 (LOG. 2) = 86.62
PROMEDIO = 88.82
CÁLCULO DE LA LLUVIA DURACIÓN 1 HORA Y TR 2 AÑOS.

DE LA FIGURA 4.3 SE OBTIENE UN VALOR DE 28 MM.

ANTES DE SEGUIR CON EL CÁLCULO CABE MENCIONAR QUE DESPUÉS DE MUCHOS EXPERIMENTOS Y ESTUDIOS, HAN CONCLUIDO LO SIGUIENTE, LA LLU

VIA DE T MINUTOS DE DURACIÓN TIENE UN COCIENTE O RELACIÓN ESTA-- BLE CON LA LLUVIA DE UNA HORA Y MISMO PERIODO DE RETORNO, POR- LO TANTO PARA NUESTRO ESTUDIO:

$$\text{RELACIÓN ESTABLE} = \frac{28}{88.82} = 0.32$$

UNA VEZ QUE SE OBTUVIERON LAS ECUACIONES Y LA RELACIÓN ESTABLE - SE CALCULAN LOS VALORES PARA CONSTRUIR LA CURVA P-D-TR

CÁLCULO DE LAS LLUVIAS EN 24 HORAS CON PERIODO DE RETORNO REQUE- RIDO ASÍ COMO LA CORRECCIÓN QUE SE LES HACE POR:
POR INTERVALO FIJO, EL VALOR REPRESENTATIVO CALCULADO DEBERÁ DE- SER MULTIPLICADO POR 1.13 PARA AJUSTARLO POR INTERVALO FIJO Y Ú- NICO DE OBSERVACIÓN PUES LOS REGISTROS DE LLUVIAS MÁXIMAS MENSUA LES DE 24 HORAS SE TOMA DE LAS 8 A.M. DE UN DÍA, A LAS 8 A.M. -- DEL DÍA SIGUIENTE.

POR MAGNITUD DE CUENCA. CON EL OBJETO DE ADECUAR EL VALOR REPRE- SENTATIVO PUNTUAL DESCRITO ANTERIORMENTE A UNA CUENCA DE MAGNI-- TUD DADA. EN BASE A LA FIGURA 4.4 SE CALCULARÁ EN FUNCIÓN DEL -- ÁREA DE LA CUENCA EN KM^2 EL FACTOR DE REDUCCIÓN, EN PORCENTAJE - PUNTUAL. PARA 142.6 KM^2 FACTOR DE REDUCCIÓN = 0.95 DONDE:

$$PTR = A+B\ (\text{LOG TR})$$

POR LO TANTO

VALORES CORREGIDOS PARA LLUVIA DE DURACIÓN DE 1 HORA CON DIFEREN TE TR.

	1A CORRECCIÓN	2A CORRECCIÓN
PTR 10 = 149.67	X 1.13 = 169.13	X 0.95 = 160.67
20 = 176.82	199.81	185.52
50 = 212.70	240.49	228.33
100 = 239.85	271.03	257.48
1000 = 330.02	372.92	354.28

A LOS VALORES DE PTR SIN CORREGIR SE CALCULA LA PRECIPITACIÓN DE UNA HORA CON DIFERENTE TR POR MEDIO DE LA RELACIÓN ESTABLE.

ESTO ES, SI TENEMOS LA P_{T_R} PARA UN DETERMINADO TR Y LA RELACIÓN-ESTABLE, BASTARÁ DESPEJAR LA PRECIPITACIÓN DE UNA HORA PARA OBTENER EL VALOR REQUERIDO . A ESTOS VALORES TAMBIÉN SE LES HACE LAS CORRECCIONES POR MAGNITUD DE CUENCA Y POR INTERVALO FIJO DE OBSERVACIÓN.

VALORES CORREGIDOS PARA LLUVIAS DE DURACIÓN DE UNA HORA CON DIFERENTE TR

RELACIÓN ESTABLE	PRECIPITACIÓN 1 HORA	1A CORRECCIÓN	2A CORRECCIÓN
0.32= X / 149.67	X10 = 47.89	X1.13 = 54.12	X0.95 = 51.41
	X20 = 56.58	63.94	60.74
	X50 = 68.06	76.91	73.06
	X100 = 76.75	86.73	82.39
	X1000 = 105.60	119.33	113.36

ESTOS DATOS CORREGIDOS, EL DE LLUVIA DE UNA Y 24 HORAS DE DURACIÓN Y DETERMINADO TR SE LLEVAN A LA FIGURA 4.1, UBICANDO LOS VALORES DE LA LLUVIA EN LOS EJES DE 1 Y 24 HORAS, UNIENDO LOS PUNTOS DE PRECIPITACIÓN CON IGUAL TR.

LO ANTERIOR SE MUESTRA GRÁFICAMENTE PARA SU MEJOR COMPRENSIÓN EN LA FIGURA 4.1.

CON ESTA TABLA TENEMOS GARANTIZADO LA OBTENCIÓN DE LLUVIAS DE -- CUALQUIER PERIODO COMPRENDIDO ENTRE 1 Y 24 HORAS, PARA LOS DIFERENTES TIEMPOS DE RETORNO USADOS EN EL CÁLCULO (10, 20, 50, 100- Y 1000 AÑOS, ASÍ COMO LA PMP).

4.2.2 PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE

ALGUNOS DISEÑOS DE OBRAS HIDRÁULICAS EN DONDE EXISTE GRAN PELI-- GRO DE PÉRDIDAS DE VIDAS HUMANAS DEBIDO A LA FALLA DE TAL ESTRUCTURA, O BIEN, DONDE EL MÉTODO DE ESTIMACIÓN DE LA AVENIDA REQUIERE EL CONOCIMIENTO DE LA CONDICIÓN MÁS DESFAVORABLE DE LLUVIA, - SE DEBE DE ESTIMAR LA LLAMADA: PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE - - (PMP).

DE MANERA MÁS COMPLETA LA PMP SE PUEDE DEFINIR COMO LA MAYOR CANTIDAD DE PRECIPITACIÓN METEOROLÓGICAMENTE POSIBLE QUE CORRESPONDE A DETERMINADA ÉPOCA DEL AÑO, SIN TENER EN CUENTA PARA NADA -- LAS TENDENCIAS CLIMÁTICAS QUE SE PRODUCE A LARGO PLAZO.

PARA CALCULAR LA PMP SE EMPLEA EL MÉTODO ESTADÍSTICO DE DAVID M. HERSHFIELD, LA METODOLOGÍA DE APLICACIÓN DE TAL MÉTODO SERÁ DESCRITA A CONTINUACIÓN.

EL CITADO MÉTODO FUE DEDUCIDO A PARTIR DE LOS REGISTROS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS DE 2600 ESTACIONES DE LAS CUALES EL- 90% PERTENECIÓ A LOS ESTADOS UNIDOS Y EN BASE EN LA ECUACIÓN GENERAL DE ANÁLISIS HIDROLÓGICOS DE FRECUENCIA, LA CUAL PARA EL CASO DE LA ESTIMACIÓN DE LA PMP SE CONVIERTE EN:

$$PMP = X_N + K_M S_N \qquad -(3)$$

PMP = PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE EN 24 HORAS EN MM.

X_N, S_N= MEDIA Y DESVIACIÓN TÍPICA, RESPECTIVAMENTE DE LA SERIE ANUAL DE LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS, PREVIAMENTE CORRE-- GIDAS POR EL VALOR MÁXIMO OBSERVADO Y LONGITUD DE REGIS-

TRO.

KM= FACTOR DE FRECUENCIA, FUNCIÓN DE LA MEDIA DE LA SERIE ANUAL Y DE LA DURACIÓN DE LA PMP QUE SE ESTIMA.

SECUELA DEL CÁLCULO DE LA PMP

PASO 1) SE INTEGRA UNA SERIE ANUAL EN BASE AL REGISTRO DISPONIBLE DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS DE 24 HORAS. TABLA 4.1

PASO 2) A LA SERIE ANUAL TOMADA SE SUPRIME EL EVENTO MÁXIMO, FORMÁNDOSE DOS SERIES (TODOS LOS DATOS=N) Y (TODOS LOS DATOS MENOS EL MÁXIMO=N-1) DE DATOS EXTREMOS. A CADA UNA DE ESTAS DOS SERIES SE LES CALULA SU MEDIA Y SU DESVIACIÓN.

		DESVIACIÓN E
MUESTRA N	$\bar{X}_N$=96.47	S'_N = 33.34
MUESTRA N-1	$\bar{X}_{N-M}$=93.132	S'_{NM}= 29.25

PASO 3) SE CALCULA EL FACTOR DE FRECUENCIA KM POR MEDIO DE LA FIG.4.5 EN BASE A LA MEDIA DE LA SERIE ANUAL ($\bar{X}_N$) Y DE LA DURACIÓN QUE ALCANZA (24 HORAS).

DE LA FIG. 4.5 KM. PARA 96.47 = 15.7

PASO 4) SE AJUSTAN O CORRIGEN LA MEDIA Y LA DESVIACIÓN TÍPICA DE LA SERIE ANUAL, POR MÁXIMA PRECIPITACIÓN OBSERVADA, CON EL AUXILIO DE LA FIG. 4.6 Y FIG.4.7 EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD DE REGISTRO (N) EN AÑOS Y DE LAS RELACIONES.

$$\frac{(\bar{X}_{N-M})}{(\bar{X}_N)} \qquad \frac{93.132}{96.47} = 0.9653$$

$$\frac{(S'_N - MM)}{(S'_N)} \qquad \frac{29.25}{33.34} = 0.877$$

N = 26

DE LAS FIGURAS 4.6 Y 4.7 EL FACTOR DE AJUSTE PARA $\bar{X}$ Y S ES DE 1.00 PARA AMBOS.

PASO 5) AHORA SE AJUSTAN O CORRIGEN LA $\bar{X}$ Y LA S DE LA SERIE ANUAL POR TAMAÑO DE MUESTRA, CON AUXILIO DE LA FIG. 4.8 TENIENDO EN CUENTA SOLAMENTE LA LONGITUD DEL REGISTRO EN AÑOS.

LONGITUD DE REGISTRO = 26 AÑOS.

DE LA FIGURA 4.8 CON N = 26 EL FACTOR DE CORRECCIÓN ES IGUAL:

PARA $\bar{X}$ F = 1.015

PARA S F = 1.050

POR LO TANTO LOS VALORES CORREGIDOS SERÁN:

$\bar{X}_N$ = 96.47 (1.00) (1.015) = 97.91

S_N = 33.34 (1.00) (1.050) = 35.007

PASO 6) CON ESTOS VALORES CORREGIDOS $\bar{X}_N$ Y S_N SE CALCULA LA PMP POR MEDIO DE LA ECUACIÓN N° 3

$PMP = \bar{X}_N + K_M S_N$

$PMP = 97.91 + 15.7 (35.007) = 647.5$

PASO 7) EN SEGUIDA LA PMP CALCULADA SE CORRIGEN POR INTERVALO-FIJO Y ÚNICO DE OBSERVACIÓN, PUES LOS DATOS UTILIZADOS PARA CALCULARLA SON LLUVIAS DE DURACIÓN 24 HORAS MEDIDAS DIARIAMENTE. POR LO TANTO LA PMP ANTERIOR SE MULTIPLICA POR 1.13

647.5 x 1.13 = 731.67

PMP_{24} = 731.67 MM.

PASO 8) CUANDO SE REQUIERE LA MAGNITUD DE LA PMP PARA DURACIONES DIFERENTES A 24 HORAS SE PUEDE DISTRIBUIR ÉSTA EN EL TIEMPO POR MEDIO DE LA TÉCNICA SIGUIENTE:

SE UTILIZA LA CURVA DE REGISTROS MUNDIALES DE LLUVIA (TABLA 4.4) DADA EN LA FIGURA 4.9, LOCALIZÁNDOSE PARA LA DURACIÓN DE 24 HORAS EL VALOR YA CORREGIDO DE LA PMP EN MM. Y TRAZANDO POR TAL PUNTO UNA LÍNEA RECTA PARALELA A LA ENVOLVENTE MUNDIAL SE PODRÁN LEER LAS MAGNITUDES DE LA PMP PARA CUALQUIER OTRA DURACIÓN O DURACIONES REQUERIDAS.

LO ANTERIOR SE MUESTRA EN LA FIG. 4.9

ADEMÁS SE OBTIENEN LOS VALORES DE UNA Y 24 HORAS Y SE VIERTEN EN LA FIG. 4.1 DEL U.S.SOIL C.S. OBTENIÉNDOSE LA GRÁFICA DE PMP.

PASO 9) POR ÚLTIMO, SE REALIZA EL AJUSTE O CORRECCIÓN DE LA PMP PUNTUAL POR CUENCA O MAGNITUD DE CUENCA DE ÁREA DEL PROYECTO, LO ANTERIOR, POR MEDIO DE LA FIG. 4.10 SIGUIENTE, TOMANDO EN CONSIDERACIÓN LA DURACIÓN ANALIZADA Y LA MAGNITUD DE CUENCA O ÁREA EN Km^2.

PARA EL ÁREA DE 142.6 Km^2 Y UNA DURACIÓN 24 HRS. DE LA FIG. 4.10
F = 0.97
POR LO TANTO
PMP = 731.67 x 0.97 = 709.72 MM.

UNA VEZ QUE SE CALCULÓ Y SE DIBUJÓ LA ENVOLVENTE PARA EL PROYECTO 1° DE ABRIL (FIG. 4.9) SE PODRÁ OBTENER EL VALOR DE LA PMP PARA CUALQUIER OTRA DURACIÓN O DURACIONES DE TIEMPO. ENTRANDO A DICHA TABLA CON LA DURACIÓN HASTA CORTAR LA ENVOLVENTE CALCULADA, DE AQUÍ SE TRAZA UNA HORIZONTAL HASTA CORTAR EL EJE DE LAS-

ORDENADAS OBTENIÉNDOSE EN ESTE PUNTO LA PMP DESEADA.

4.3 MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE AVENIDAS MÁXIMAS EN CUENCAS PEQUEÑAS

LAS METAS APLICABLES PARA LA ESTIMACIÓN DE AVENIDAS MÁXIMAS EN CUENCAS PEQUEÑAS SON LOS SIGUIENTES:

A).- MÉTODOS EMPÍRICOS

SON MÉTODOS DESARROLLADOS EN BASE A LA EXPERIENCIA Y JUICIO DEL AUTOR, UTILIZANDO TALES MÉTODOS PARA SU APLICACIÓN REGLAS PRÁCTICAS, FÓRMULAS EMPÍRICAS, TABLAS Y GRÁFICAS CONSTRUIDAS PARA TAL PROPÓSITO.

B).- MÉTODOS DIRECTOS

COMUNMENTE LLAMADO SECCIÓN PENDIENTE.

C).- MÉTODOS ESTADÍSTICOS

UTILIZANDO LOS CONCEPTOS ESTADÍSTICOS SE DESARROLLANDOS TIPOS DE ANÁLISIS:

1.- ANÁLISIS REGIONAL DE FRECUENCIA DE AVENIDAS, CADA VEZ MÁS EN PRÁCTICA MAYOR Y DE MEJOR GARANTÍA.

2.- ANÁLISIS DE CORRELACIÓN PARA DESARROLLAR FÓRMULAS O CARTAS QUE MUESTRAN EL EFECTO DE VARIOS FACTORES HIDROLÓGICOS EN LA AVENIDA MÁXIMA.

D).- MÉTODOS HIDROLÓGICOS

MÉTODOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO BASADOS EN LA APLICACIÓN DE HIDROGRAMAS UNITARIOS A LOS MODELOS DE TORMENTA DE DISEÑO.

LOS MÉTODOS EMPÍRICOS NUNCA DEBEN DE EVITARSE, PUES AUNQUE SU CONFIABILIDAD ES ESCASA, POR SU RAPIDEZ DE APLICACIÓN -

PERMITEN DEFINIR EL ORDEN DE MAGNITUD DE LA AVENIDA QUE - SE ESTIMA.

4.3.1. Fórmulas Empíricas

EL INCONVENIENTE PRINCIPAL QUE PRESENTAN LOS RESULTADOS - OBTENIDOS DE LA APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS EMPÍRICAS, DERIVA DEL HECHO QUE ÉSTAS SE ESTÁN UTILIZANDO EN CUENCAS - DISTINTAS AQUÉLLAS EN LAS QUE FUERON DEDUCIDAS, POR LO -- SUS COEFICIENTES DEBERÍAN DE SER AJUSTADOS, LO CUAL RESULTA SUMAMENTE DIFÍCIL. SIN EMBARGO, DEBIDO A LA CORRELA- - CIÓN QUE EXISTE ENTRE LA MAGNITUD DE CUENCA Y EL GASTO MÁXIMO, LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON LAS FÓRMULAS EMPÍRICAS PODRÁN SERVIR PARA ACOTAR LA MAGNITUD DE LAS AVENIDAS DEL PROYECTO.

EN LA TABLA N°.4.7 SE PRESENTA UN RESUMEN DE 15 FÓRMULAS- EMPÍRICAS.

4.3.2. Métodos Empíricos

MÉTODO EMPÍRICO DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE

EL SIGUIENTE MÉTODO EMPÍRICO PARA EL CÁLCULO DE LAS AVENIDAS DE PROYECTO, FUE DESARROLLADO POR EL U.S.S.C.S. EN LA ZONA NORTE DE AFRICA, EL PROCEDIMIENTO UTILIZA CIERTOS -- CRITERIOS YA ESTABLECIDOS POR EL SCS, COMO ES EL CÁLCULO- DE LA LLUVIA EN EXCESO, EN BASE AL PARÁMETRO N O NÚMERO - DE LA CURVA DE ESCURRIMIENTO, LA RAZÓN DE LO ANTERIOR, RADICA EN LA SIMILITUD DEL CLIMA DEL NORTE DE AFRICA Y EL - DE LA REGIÓN OCCIDENTAL DE LOS ESTADOS UNIDOS.

Secuela de Aplicación

PASO 1).- SE DETERMINAN LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS FISIOGRÁFICAS DE LA CUENCA:

A= MAGNITUD DE LA CUENCA = 142.6 Km^2

N= NÚMERO DE LA CURVA DE ESCURRIMIENTO PARA LA CONDICIÓN MEDIA DE HUMEDAD EN LA CUENCA, ADIMENSIONAL.

N = 70

Tc=Tiempo de concentración en horas.

Para obtener el Tc según Kirpich

$$Tc = 0.39 \left[(L)^2 / S \right] 0.385$$

L = Longitud del colector principal en Km.

S = Pendiente de cauce principal en porcentaje y calculada como, H/L.

$$S = \frac{660}{17700} = 3.9$$

$$Tc = 0.39 \left[(17.7)^2 / 3.9 \right] 0.385 = 2.2$$

Paso 2).- Se calculan las lluvias de duración 6 horas y períodos de retorno, los de las Avenidas de Proyecto. Lo anterior, en base a las curvas P-D-Tr construidas para la cuenca del proyecto. (Fig. 4.1)

Paso 3).- En base al número N de la cuenca, se calculan las -- lluvias en exceso para acada una de las lluvias de-- terminadas en el paso anterior, por medio de la fórmula siguiente:

$$Pe = \frac{(P - \frac{5080}{N} + 50.8)^2}{P + \frac{20320}{N} - 203.2}$$

Siendo:

Pe = precipitación o lluvia en exceso en mm.

P = lluvia de duración 6 horas y determinado período de retorno, mm.

DONDE:

P_6 100 = 158

P_6 1000 = 220

POR LO TANTO:

PE = 75.72

PE =127.96

PASO 4).-DE LA TABLA 4.8 EN FUNCIÓN DE LA MAGNITUD DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SE DETERMINA EL VALOR DEL GASTO UNITARIO (Q).

Q = 0.094

PASO 5).-POR ÚLTIMO, SE MULTIPLICAN EL GASTO UNITARIO (Q) LA LLUVIA EN EXCESO (PE) Y LA MAGNITUD DE CUENCA (A), PARA OBTENER EL GASTO MÁXIMO (Q) EN M^3/ SEG., ESTO ES:

Q = q(PE) A

Q PARA 100 AÑOS = 971.79

Q PARA 1000 AÑOS = 1642.23

4.3.3. Métodos Hidrológicos

Los métodos hidrológicos pretenden reproducir matemáticamente - el fenómeno de la avenida. Tiene la ventaja de poder simular aceptablemente el proceso hidrológico de la avenida si se estiman satisfactoriamente los parámetros necesarios.

-Método del Hidrograma Unitario Instantáneo de I-PAI-WU Secuela de Aplicación.

Paso 1) Se determinan las siguientes características fisiográficas de la cuenca.

A = área de la cuenca en Km^2 = 142.6

L = Longitud del cauce principal en porcentaje y calculada por la fórmula de Taylor Schwarz.

Para obtener la pendiente media del colector principal, se dibuja el perfil del colector principal, teniendo - en el eje de las ordenadas las elevaciones en metros y en el eje de abcisas la distancia en km. Una vez que - se dibujó el perfil se traza una línea recta, la cual- realice una igualación de áreas, en el perfil del co-- lector (fig. 4.11).

La pendiente media del colector principal se da por la fórmula.

$$S = \frac{H}{L} \quad - (4)$$

S = pendiente del colector

H = elevación del colector

L = distancia total del colector

$$S = \frac{690}{17700} = 3.9\% \quad \text{PENDIENTE GENERAL}$$

LA PENDIENTE POR IGUALACIÓN DE ÁREAS SE DA CON LA - MISMA FÓRMULA, CON LA VARIANTE QUE H, ES IGUAL A LA - ELEVACIÓN INDICADA CON LA LÍNEA DE IGUALACIÓN DE ÁREAS

$$S = \frac{280}{17700} = 1.6\%$$

EL MÉTODO DE TAYLOR - SCHWARTZ CONSISTE EN LA APLICACIÓN DE LA SIGUIENTE FÓRMULA:

$$S = \left[\frac{M}{\frac{1}{S1} + \frac{1}{S2} \ldots \frac{1}{SN}} \right]^2$$

DONDE:

S = PENDIENTE DEL COLECTOR

M = NÚMERO DE PENDIENTES UNITARIAS

S_N = PENDIENTE UNITARIA, ÉSTA SE OBTIENE CON LA FÓRMULA 4 DONDE:

H = ALTURA POR KM. DEL COLECTOR EN METROS

L = DISTANCIA POR UNIDAD DE LONGITUD EN METROS.

EL PERFIL DEL COLECTOR PRINCIPAL SE MUESTRA EN LA - FIGURA 4.11 DEL CUAL SE OBTIENEN LOS VALORES REQUERIDOS.

$$S = \frac{18}{136.68} = 0.017$$

$S = 1.7\%$

N = NÚMERO DE LA CURVA DE ESCURRIMIENTO, PARA LA -- CONDICIÓN MEDIA DE HUMEDAD EN LA CUENCA.

PARA OBTENER N SE HACE LA SIGUIENTE INTRODUCCIÓN.

EL VALOR DEL POTENCIAL DE RETENCIÓN MÁXIMO Y POR LO - TANTO LA PRECIPITACIÓN EN EXCESO, DEPENDERÁN DE LA HUMEDAD QUE CONTENGA EL SUELO EN EL INSTANTE EN QUE SE- PRESENTE LA TORMENTA LO ANTERIOR, ES DEFINIDO Y TOMADO EN CUENTA, EN BASE A LA LLAMADA: CONDICIÓN DE HUMEDAD ANTECEDENTE (CHA), PARA EL CUAL SE TIENEN TRES NIVELES, DE ACUERDO A LA CANTIDAD DE LLUVIA OCURRIDA EN LOS CINCO DÍAS ANTECEDENTES O PREVIOS AL QUE SE ANALIZA, TALES NIVELES SON:

CHA I (SECA) BAJO POTENCIAL DE ESCURRIMIENTO. LOS SUELOS DE LA CUENCA ESTÁN SECOS, PERO EN BUEN ESTADO PARA ARARSE Y CULTIVARSE.

CHA II (MEDIA) CONDICIÓN PROMEDIO

CHA III (HÚMEDA) ALTO POTENCIAL DE ESCURRIMIENTO. LA- CUENCA ESTÁ PRÁCTICAMENTE SATURADA - POR LAS LLUVIAS ANTECEDENTES.

EN BASE A ESTA CLASIFICACIÓN SE PROCEDERÁ A CALCULAR- EL NÚMERO DE LA CURVA DE ESCURRIMIENTO.

1).- SE DETERMINAN LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS - DE LA CUENCA.

GEOLOGÍA
- 85% SUELO TIPO B (LUTITAS ALTERADAS)
- 15% SUELO TIPO C (ARCILLAS)

COBERTURA
- 60% BOSQUE CHAPARRAL (DEL 50 AL 75%)
- 25% PASTIZAL (50 AL 75%)
- 10% TIERRAS DE CULTIVO
- 5% CAMINOS Y ZONAS URBANAS

2).- SE DETERMINAN LOS VALORES DEL NÚMERO DE LA CURVA DE ESCURRIMIENTO PARA LOS COMPLEJOS HIDRÁULICOS SUELO - COBERTURA, DE LA TABLA 4.5 PARA LA CONDICIÓN CHA II, EN BASE AL PORCENTAJE DE ÁREA, TIPO DE SUELO Y COBERTURA.

$$N_{II} = 0.6(66) + 0.25(69) + 0.10(91) + 0.50(87)$$

$$N_{II} = 70.3 \simeq 70$$

NÚMERO DE CURVA DE ESCURRIMIENTO PARA LA CONDICIÓN MEDIA DE HUMEDAD EN LA CUENCA.

PASO 2).- EN BASE A LAS CARACTERÍSTICAS YA DEFINIDAS SE CALCULAN LOS VALORES DEL TIEMPO PICO (TP) Y DEL COEFICIENTE DEL ALMACENAMIENTO (K1).

DE ACUERDO AL VALOR DE TP SE ESCOGE LA DURACIÓN DE LA TORMENTA (D) EN HORAS.

$$TP = 0.93\ (A)^{1.085}\ (L)^{-1.233}(S)^{0.668}$$

A = ÁREA DE LA CUENCA Km^2

L = LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL EN Km.

S = PENDIENTE PROMEDIO DEL CAUCE PRINCIPAL EN PORCENTAJE Y CALCULADA EN BASE A LA FÓRMULA DE TAYLOR-SCHWARTZ.

POR LO TANTO

$$TP = 0.93(142.6)^{1.085}\ (17.7)^{-1.233}\ (1.7)^{-0.668} = 4.10$$

$$TP = 4.10$$

PARA EL COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO K_1

$$K_1 = 0.73(A)^{0.937}\ (L)^{-1.474}\ (S)^{-1.473}$$

DONDE A,L Y S SON LAS MISMAS LITERALES QUE EN LA ECUACIÓN DE TP

$$K_1 = 0.73(142.6)^{0.937}\ (17.7)^{-1.474}\ (1.7)^{-1.473} = 0.50$$

$$K_1 = 0.50$$

POR CONSIGUIENTE Y DE ACUERDO AL VALOR DE TP SE ADOPTA UN VALOR PARA LA DURACIÓN DE LA TORMENTA:
D = 4 HORAS.

PASO 3).- PARA LA DURACIÓN (D) DEL PASO ANTERIOR Y LOS PERIODOS DE RETORNO DE LAS AVENIDAS DEL PROYECTO (100 AÑOS PARA EL VERTEDOR Y 1000 PARA LA AVENIDA MÁXIMA) SE DETERMINAN LA PRECIPITACIÓN TOTAL CORRESPONDIENTE, DE LAS CURVAS P-D-TR FORMADAS PARA LA CUENCA (FIG. 4.1).

LO ANTERIOR SE LOGRA ENTRANDO A LA CURVA P-D-TR CON EL VALOR DE "D" EN HORAS, HASTA INTERCEPTAR LA CURVA DEL TR DESEADO, DE ESE PUNTO SE TRAZA UNA HORIZONTAL HASTA CORTAR EL EJE DE LAS ORDENADAS, EN EL CUAL SE -

ENCUENTRAN LAS PRECIPITACIONES, SIENDO ESTE VALOR EL REPRESENTATIVO DE LA PRECIPITACIÓN PARA UN TIEMPO -- "D" Y UN TR DETERMINADO.

(P4) 100 ES IGUAL A PRECIPITACIÓN CON DURACIÓN DE 4- HORAS Y TR = 100 AÑOS.

POR LO TANTO

P4) 100 = 135
P4) 1000 = 190

PASO 4).- EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE N DE LA CURVA DE ESCURRI- - MIENTO SE CALCULAN LAS PRECIPITACIONES EN EXCESO (PE) POR MEDIO DE LA ECUACIÓN SIGUIENTE:

$$PE = \frac{\left(P - \frac{5080}{N} + 50.8\right)^2}{P + \frac{20320}{N} - 203.2} \quad -(5)$$

P = PRECIPITACIÓN CON DURACIÓN 4 HORAS
POR LO TANTO
PE) 100 = 57.72
PE)1000 =102.13

PASO 5).- POR MEDIO DE LA SIGUIENTE ECUACIÓN SE CALCULA EL VA- LOR DEL NÚMERO DE RECIPIENTES LINEALES QUE SIMULAN - LA CUENCA (N) Y SE DETERMINA CON TAL VALOR EN LA TA- BLA FIGURA 4.12 LA FUNCIÓN DE N Y TP. F(N,TP)

$$N = \frac{4TP}{K1} \qquad N = \frac{4(4.10)}{0.5} = 32.8 \qquad F(N,TP) = 2.2$$

PASO 6).- SE DETERMINA EL GASTO MÁXIMO DE LA AVENIDA, POR ME-- DIO DE LA FÓRMULA:

$$QP = 0.278 \frac{A\ PE}{TP} F(N,TP)$$

$$QP\ 100 = 0.278 \frac{(142.6)\ (57.72)}{4.10} (2.2) = 1227.80$$

$$QP\ 1000 = 2172.48$$

PASO 7).- EN BASE AL PARÁMETRO N SE OBTIENE DE LA TABLA 4.6 -- LOS VALORES DE LA RELACIÓN Q/QP PARA LOS DIVERSOS VALORES DE T/TP TABULADOS, LAS PRIMERAS RELACIONES SE - MULTIPLICAN POR EL VALOR QP (PASO ANTERIOR) Y LAS SEGUNDAS POR EL VALOR DE TP (PASO 2) Y SE VAN DEFINIENDO PAREJAS DE GASTO Y TIEMPO PARA DIBUJAR EL PROBABLE HIDROGRAMA DE LA AVENIDA QUE SE ESTIMA.

CUANDO EL VALOR DEL PARÁMETRO N NO SE ENCUENTRA TABULADO, SE UTILIZA LA SIGUIENTE ECUACIÓN PARA DEFINIR - LAS RELACIONES Q/QP DANDO VALORES A T/TP ESTO ES:

$$Q/QP = (T/TP)^{N1} \left[E^{-(N-1)} \right]^{(T/TP-1)} \qquad --(1)$$

T/TP = DATOS TABULADOS EN LA TABLA 4.6

Q/QP = VALORES PARA LOS HIDROGRAMAS EN FUNCIÓN DE "N" OBTENIDOS CON LA ECUACIÓN 1 YA QUE N NO SE ENCUENTRA TABULADO EN LA TABLA 4.6

T/TP	Q/QP	(T/TP) TP	(Q/QP) Q 100	(Q/QP) Q 1000
0.2	0.0	0.82	0.00	0.00
0.4	0.00004	1.64	0.03	0.09
0.6	0.029	2.46	36.19	64.03
0.8	0.479	3.28	588.17	1040.71
1.0	1.000	4.10	1227.80	2172.48
1.2	0.570	4.92	699.81	1238.24
1.4	0.133	5.74	162.84	288.14
1.6	0.016	6.56	19.67	34.87
1.8	0.001	7.38	1.43	2.55
2.0	0.00006	8.20	0.07	0.13
2.2	0.0	9.02	0.01	0.00

CON ESTOS DATOS SE CONSTRUYEN LOS HIDROGRAMAS DE LA AVENIDA MÁXIMA Y LA DEL VERTEDOR, POR MEDIO DEL MÉTODO DESCRITO, FIGURAS 4.13 Y 4.14

REALIZANDO LAS RESPECTIVAS SECUELAS DE APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO DE DONAL M. GRAY Y DEL MÉTODO DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE.

TENEMOS LOS SIGUIENTES RESULTADOS:

	VERTEDOR	AVENIDA MÁXIMA
I-PAI-WU	1227.80	2172.48
DONAL M. GRAY	1020.88	1608.61
U.S. SOIL C.SERVICE	819.80	2006.68

DE LOS CUALES SE MUESTRAN SUS RESPECTIVAS GRÁFICAS FIGURAS - - 4.15, 4.16, 4.17, Y 4.18.

Y SEGÚN EL MÉTODO EMPÍRICO DEL U.S. SOIL C. SERVICE TENEMOS:

VERTEDOR 971.99 M^3/SEG.
REVISIÓN DEL BORDO 1642.23 M^3/SEG.

POR LO QUE SE ADOPTA UNA AVENIDA PARA EL DISEÑO DEL VERDEDOR- DE 1000M^3 / SEG. Y UN TP DE 3.5 HORAS, Y PARA LA REVISIÓN DEL BORDO LIBRE UNA AVENIDA DE 2000 M^3/SEG., Y UN TP DE 4 HORAS,- FIGURA 4.19 , LO CUAL SE OBTIENE AL TRANSPONER LOS 3 HI-- DROGRAMAS OBTENIDOS POR LOS DIFERENTES MÉTODOS PARA EL DISEÑO DEL VERTEDOR Y LA REVISIÓN DEL BORDO LIBRE.

UNA VEZ REALIZADAS ESTAS GRÁFICAS SE TABULAN LAS PAREJAS DE - DATOS QUE DEFINEN LOS HIDROGRAMAS: FINAL DEL VERTEDOR Y DE REVISIÓN DEL BORDO LIBRE, FIGURAS, 4.20 Y 4.21

4.4 TRANSITO DE AVENIDAS EN EMBALSES

LOS ASENTAMIENTOS HUMANOS GENERADOS POR LOS BENEFICIOS - -- QUE REPORTA LOS ESCURRIMIENTOS SUPERFICIALES, POR LO GENE-- RAL SE LOCALIZAN A LAS ORILLAS DE LOS CAUCES. EN ESTOS CA- SOS, ES NECESARIO TOMAR MEDIDAS TENDIENTES A LIMITAR O CON- TROLAR LAS AVENIDAS DEL CAUCE COMO SON: ALMACENAMIENTOS PA- RA CONTROL DE AVENIDAS, DIQUES, MUROS DE DEFENSA, ETC.

LOS PROCEDIMIENTOS O MÉTODOS PARA DISEÑAR Y OPERAR TALES ES TRUCTURAS, SON LÓGICAMENTE IMPORTANTES, DENTRO DE LOS CUA-- LES SE TIENE EL TEMA DENOMINADO: TRÁNSITO DE AVENIDAS.

DEFINICION

TRÁNSITO DE AVENIDA.- ES EL PROCESO DE DETERMINACIÓN PRO- GRESIVA DE LA SINCRONIZACIÓN Y FORMA DE LA ONDA DE LA AVENI DA EN PUNTOS SUCESIVOS A LO LARGO DEL RÍO O A TRAVÉS DE UN EMBALSE O TAMBIÉN; ES EL PROCEDIMIENTO MATEMÁTICO PARA CAL- CULAR EL HIDROGRAMA DE SALIDA, DADAS ALGUNAS (NO NECESARIA- MENTE TODAS) DE LAS DIMENSIONES FÍSICAS DE EL ALMACENAMIEN- TO Y EL HIDROGRAMA DE ENTRADAS.

OTRA DEFINICIÓN SEGÚN FLOOD ROUTING ES: LA TÉCNICA HIDROLÓ- GICA UTILIZADA PARA CALCULAR EL EFECTO DEL ALMACENAMIENTO - EN UN CANAL O EN UN EMBALSE, SOBRE LA FORMA Y MOVIMIENTO DE UNA ONDA DE AVENIDA.

EN LA DEFINICIÓN ANTERIOR "EL EFECTO DEL ALMACENAMIENTO" SE REFIERE AL SIGUIENTE FENÓMENO. CUANDO UNA ONDA DE AVENIDA - (HIDROGRAMA) ENTRA EN UN RÍO O EN UN EMBALSE LLENO (O PAR-- CIALMENTE LLENO), EL GASTO AUMENTA PROGRESIVAMENTE, AUMEN-- TANDO TAMBIÉN EL NIVEL DEL AGUA Y POR LO TANTO, EL ALMACENA MIENTO TEMPORAL. POSTERIORMENTE SE PRESENTA UNA ETAPA DE -- RECESIÓN O VACIADO, EN LA CUAL EL RÍO O EL EMBALSE PRODUCEN

UN VOLUMEN IGUAL AL ALMACENADO Y COMO RESULTADO DEL FENÓMENO DESCRITO, LA ONDA DE LA AVENIDA PARECE AUMENTAR SU TIEMPO BASE Y SI EL VOLÚMEN PERMANECE CONSTANTE (NO HAY SALIDAS NI ENTRADAS DE GASTO) LA ONDA ADEMÁS REDUCE SU PICO, ES DECIR, LA AVENIDA ES ATENUADA.

REGULARIZACIÓN DE LA AVENIDA.- LA ENTRADA DE UN HIDROGRAMA EN UN EMBALSE LLENO CON VERTEDOR SENCILLO ORIGINARÁ UN VERTIDO IGUAL A LA DIFERENCIA ENTRE EL GASTO QUE ENTRA AL EMBALSE Y EL QUE SE ACUMULA EN ÉSTE AL IR SUBIENDO EL NIVEL HASTA UN MÁXIMO, DESDE EL CUAL, EL GASTO DE ENTRADA SE INCREMENTA CON EL APORTADO POR EL VACIADO DEL VOLUMEN RETENIDO.

FACTORES QUE INFLUYEN EN LA REGULARIZACIÓN DE LA AVENIDA

1. EMBALSES QUE A PEQUEÑOS INCREMENTOS DE ELEVACIÓN (CARGA HIDRAÚLICA, EN EL VERTEDOR) ORIGINAN GRANDES VOLÚMENES DE ALMACENAMIENTO, REGULARIZARÁN MÁS LAS AVENIDAS.

2. LOS HIDROGRAMAS "ESBELTOS" ES DECIR, AVENIDAS CON DURACIONES CORTAS Y PICOS FUERTES, COMO LAS ORIGINADAS POR LAS CUENCAS MONTAÑOSAS, SE REGULARIZAN MEJOR, DEBIDO AL REDUCIDO VOLUMEN QUE TRANSPORTA TAL AVENIDA.

3. ENTRE MÁS REDUCIDAS SEAN LAS DIMENSIONES DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS, SE REQUERIRÁN MAYORES CARGAS HIDRAÚLICAS PARA DESFOGAR UN CIERTO GASTO, LO CUAL SE TRADUCE EN UN MAYOR ALMACENAMIENTO EN EL EMBALSE Y POR LO TANTO, EN UNA MEJOR REGULARIZACIÓN.

APLICACIONES PRÁCTICAS DEL TRÁNSITO DE AVENIDAS

EL TRÁNSITO DE AVENIDAS SE UTILIZA EN ESPECIAL, PARA DETER

MINAR LOS BENEFICIOS DE LAS OBRAS DE CONTROL DE AVENIDAS EXISTENTES O EN PROYECTO, PARA DEFINIR LOS EFECTOS AGUAS ABAJO DE LA OPERACIÓN DE UN EMBALSE O PLANTA HIDROELÉCTRICA, ADEMÁS, SE PUEDE EMPLEAR PARA RECONSTRUIR EL HIDRÓGRAMA DE LA AVENIDA EN RÍOS Y EMBALSES REGULADOS, O PARA REVISAR LA VERACIDAD DE LOS REGISTROS HIDROMÉTRICOS EN DIFERENTES PARTES DE UN RÍO.

EN EL DISEÑO Y OPERACIÓN DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS, LOS ESTUDIOS DE TRÁNSITO DE AVENIDAS SE UTILIZAN PARA RESOLVER DOS TIPOS DE PROBLEMAS PLANTEADOS Y QUE COINCIDEN CON LAS ETAPAS POR LA QUE UNA OBRA HIDRÁULICA ATRAVIESA Y QUE SON:

I. DIMENSIONAMIENTO DE LAS OBRAS DE PROTECCIÓN, DESVÍO Y REVISIÓN DEL PROGRAMA DE CIERRE DE LA CORTINA, DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA OBRA.

II. DETERMINACIÓN DEL GASTO MÁXIMO DE DESCARGA Y EL NIVEL DE LAS AGUAS MÁXIMAS EXTRAORDINARIAS (N.A.M.E.) EN EL EMBALSE EN OPERACIÓN O BAJO DISEÑO.

EL TRÁNSITO DE LA AVENIDA A TRAVÉS DE UN EMBALSE ES UN PROBLEMA SIMPLE EN EL QUE LA DESCARGA PUEDE SER EXPRESADA COMO UNA FUNCIÓN DE LA ELEVACIÓN DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA Y ENTONCES, EL ALMACENAMIENTO EN EL EMBALSE SE PUEDE PLANTEAR EN BASE A LA ECUACIÓN DE CONTINUIDAD, FUNCIÓN DE LA LEY DE ENTRADA DEL GASTO Y DE LA LEY DE SALIDAS, LA PRIMERA ES EL HIDROGRAMA DE LA AVENIDA Y LA SEGUNDA DEPENDE DEL TIPO Y DIMENSIÓN DEL VERTEDOR.

EXISTEN DIVERSOS MÉTODOS PROPUESTOS PARA ESTUDIAR EL EFECTO REGULADOR DE LOS EMBALSES, PERO PARA NUESTRO ESTUDIO EMPLEAREMOS EL:

MÉTODO ARITMÉTICO DE INCREMENTOS.

5.4.1. - MÉTODO ARITMÉTICO DE INCREMENTOS

EN UN CIERTO INSTANTE, EL GASTO QUE SE VIERTE POR LA ESTRUCTURA DE EXCEDENCIAS ES IGUAL A LA SUMA ALGEBRAÍCA ENTRE EL GASTO QUE ENTRA Y EL QUE SE ESTÁ ALMACENANDO EN EL EMBALSE, LA DEFINICIÓN ANTERIOR ES LA ECUACIÓN DE CONTINUIDAD:

$$(Q_E - P_S)\,\Delta T = \Delta V = \Delta z_I\,(A z_I) \quad \ldots \quad (5.1)$$

EN LA CUAL:

Q_E= GASTO DE ENTRADA MEDIDO A LA MITAD DEL INCREMENTO DE TIEMPO, ΔT, EN M^3/SEG.

Q_S= GASTO DE SALIDA PROMEDIO, DURANTE EL INCREMENTO DE TIEMPO ΔT EN M^3/SEG.

ΔV= VOLUMEN ACUMULADO O VACIADO DEL EMBALSE, SEGÚN SU SIGNO:
(+) PARA LOS VOLÚMENES ACUMULADOS
(-) PARA LOS VOLÚMENES QUE SE VACIAN EN M^3.

Δz_I= ASCENSO O DESCENSO DEL NIVEL DEL AGUA EN EL EMBALSE EN EL INCREMENTO DE TIEMPO ΔT, DEBIDO A LA ACUMULACIÓN O VACIADO DEL VOLUMEN EN M.

ΔT= INCREMENTO DE TIEMPO EN SEGUNDOS.

CONOCIDAS LAS DOS SIGUIENTES LEYES:

1. VARIACIÓN EN EL TIEMPO DE LOS GASTOS DE ENTRADA ES DECIR:
   $Q_E = Q_E(T)$ HIDROGRAMA DE ENTRADAS

2. VARIACIÓN DE LAS SUPERFICIES DE EMBALSE CONTRA SUS COTAS ES DECIR:
   $\Delta z_I = \Delta z_I(z)$ CURVA ELEVACIÓN-ÁREAS DE EMBALSE.

SE PODRÁ IR OBTENIENDO EN BASE A LA ECUACIÓN 5.1, LOS VALORES DE Azi PARA CADA INCREMENTO DE TIEMPO ANALIZADO, O SEA, LAS ALTURAS QUE VA TENIENDO EL EMBALSE POR EFECTOS DE VOLUMEN ACUMULADO O VACIADO.

EL INCREMENTO DE TIEMPO DEBE DE SER SUFICIENTEMENTE PEQUEÑO PARA SUPONER QUE LA VARIACIÓN DEL ÁREA DE EMBALSE Azi, ES -- DESPRECIABLE DURANTE TAL LAPSO DE TIEMPO, LO ANTERIOR, PORQUE EL MÉTODO UTILIZA EN EL ANÁLISIS DE CADA INCREMENTO ÚNICAMENTE EL ÁREA AL INICIO DE TAL LAPSO DE TIEMPO. UN AT DE UN 1/25 DEL TIEMPO BASE DEL HIDROGRAMA DE ENTRADAS SE CONSIDERA SUFICIENTE O ACEPTABLE.

UNA CONSIDERACIÓN CRÍTICA Y SIMPLIFICATORIA A LA VEZ, ES LA SIGUIENTE:

SE SUPONE QUE CUANDO LA AVENIDA ENTRA AL EMBALSE ÉSTE SE ENCUENTRA LLENO, SUPOSICIÓN BASTANTE FACTIBLE, PUÉS SE HA OBSERVADO QUE LAS AVENIDAS SE PRESENTAN EN MEDIO O AL FINAL - DEL PERÍODO LLUVIOSO.

SECUELA DE APLICACIÓN

LA SECUELA QUE SE DESCRIBE A CONTINUACIÓN PARA REALIZAR EL TRÂNSITO DE UNA AVENIDA EN UN EMBALSE, SE LLEVA A CABO EN - LA FORMA DE CÁLCULO NÚM. 1 Y LAS COLUMNAS QUE SE CITAN CO-- RRESPONDEN A TAL FORMA.

PASO 1).- SE SELECCIONA EL INCREMENTO DE TIEMPO AT A UTILIZAR, PREFERENTEMENTE CONSTANTE (PUDIENDO SER VARIABLE), EN HORAS Y SE LLEVA A LA COLUMNA 0, LOS TIEMPOS DE LA MITAD DE CADA INTERVALO. PARA NUESTRO CASO SE ADOPTA AT 0.25 HRS. - POR LO QUE LA MITAD DEL INTERVALO ES DE 0.125 HRS.

PASO 2).- PARA CADA UNO DE LOS INCREMENTOS DE TIEMPO SE OBTIENEN EN SU MITAD DEL HIDROGRAMA DE LA AVENIDA LOS GASTOS

DE ENTRADA Qe TOMADOS DEL HIDROGRAMA FINAL PARA EL DISEÑO DEL VERTEDOR FIG. 4.24 Y SE ANOTAN EN LA COLUMNA 3 COMO - DATOS.

PASO 3).- SE OBTIENEN LOS SIGUIENTES DATOS COMPLEMENTA--- RIOS:

C= COEFICIENTE DE DESCARGA DEL VERTEDOR, FUNCIÓN DE SU LAPSO Y GEOMETRÍA PARA NUESTRO PROYECTO C=2 ADI-- MENSIONAL.

L= LONGITUD DE LA CRESTA VERTEDORA L= 100 M.

NAN= ELEVACIÓN DE LA CRESTA VERTEDORA. EL NAN PARA LA OBRA ES DE 297.90 M. QUE ES EL DATO INICIAL DE LA COLUMNA 5.

PASO 4).- SE INCIA EL CÁLCULO CONSIDERANDO QUE EL GASTO - DE SALIDA PARA EL PRIMER INCREMENTO ES CERO (COL. 2) EN SE GUIDA SE CALCULA EL VALOR DE LA COL. 4 (CONSIDERANDO SU -- SIGNO) QUE RESULTA DE REALIZAR LA SUBSTRACCIÓN DE Qe-Qs -- MULTIPLICADO POR 900 SEG. QUE ES EL EQUIVALENTE A ΔT, ESTE VALOR OBTENIDO SE DIVIDE ENTRE EL VALOR DE LA COLUMNA 5 - (ÁREA AL NIVEL DEL NAN, CALCULADA DE LA CURVA ELEVACIONES-ÁREAS, ESTA GRÁFICA SE CONSTRUYE PARTIENDO DE LA CURVA ELE VACIONES-ÁREAS-VOLÚMENES FIG. 4.26), YA CALCULADAS ESTAS - COLUMNAS SE PROCEDE A OBTENER EL INCREMENTO DE NIVEL EN EL EMBALSE, EN M., QUE ES IGUAL A DIVIDIR LA COLUMNA 4 ENTRE LA 5 REGISTRANDO ESTOS VALORES EN LA COLUMNA 6.

PASO 5).- EN BASE AL VALOR CALCULADO PARA EL INCREMENTO - (CON SU SIGNO) DE NIVEL, SE PUEDE OBTENER EL NIVEL DE AGUA EN EL EMBALSE COLUMNA 1, SUMANDO AL VALOR INICIAL DE LA -- COL. 1 EL DE LA COL. 6., AL FINAL DEL INTERVALO DE TIEMPO ANALIZADO. PARA TAL VALOR SE CÁLCULA EL ÁREA DE EMBALSE EN LA CURVA ELEVACIONES-ÁREAS, FIG.4.26 Y SE ANOTA EN LA - --

COLUMNA 5. EN SEGUIDA SE EVALUA EL GASTO DE SALIDA DEBIDO AL INCREMENTO ΔI QUE ES LA CARGA INICIAL DE VERTIDO DE - - ACUERDO A LA FÓRMULA $Qs = CLH^{2/3}$.

PASO 6).- SE REPITEN LOS PASOS 4 Y 5 Y ASÍ SUCESIVAMENTE - HASTA CONCLUIR TODOS LOS ΔT NECESARIOS PARA DEFINIR EL HIDROGRAMA DE SALIDA (COLUMNA 0 Y COLUMNA 2).

LA ÚLTIMA COLUMNA DE LA FORMA NÚM. 1 SE UTILIZA PARA LLEVAR EL CONTROL SOBRE EL MOVIMIENTO DEL AGUA EN EL EMBALSE Y PARA ANOTAR EL GASTO MÁXIMO DE DESCARGA O SALIDA (COLUMNA 2), QUE ES EL GASTO DE REGULACIÓN O DE DISEÑO DEL VERTEDOR.

LOS RESULTADOS DEL ESTUDIO, QUE SE OBTUVIERON CON EL MÉTODO MENCIONADO SE MUESTRAN EN LA TABLA 4.13. CABE MENCIONAR QUE EL CÁLCULO DEL MÉTODO ANTERIOR SOLO PRESENTA UN CÁLCULO, CONSIDERANDO PARA LOS DEMÁS LA MISMA SECUELA. (3 ALTERNATIVAS CON DIFERENTE LONGITUD DEL VERTEDOR 100, 120 Y 150 M. PARA UN ALMACENAMIENTO INICIAL DE 8 MILLONES DE METROS CÚBICOS A LA ELEVACIÓN DE 297.90 M).

EN LA TABLA SIGUIENTE SE MUESTRAN LOS VALORES OBTENIDOS:

CONCEPTO		1A. ALTERN.	2A. ALTERN.	3A. ALTER.
LONGITUD DEL VERTEDOR	M	100	120	150
ALMACENAMIENTO INICIAL	HM3	8	8	8
Q. MÁX. DE SALIDA	M3/SEG.	817.52	831.0	868.6
CARGA SOBRE EL VERTEDOR	M	2.56	2.9	2.03

UNA VEZ CONCLUIDO EL CÁLCULO, SE PODRÁ TRAZAR EL HIDROGRAMA DE SALIDAS, GRAFICANDO LOS PUNTOS DE LA FORMA DE CÁLCULO NÚM. 1 (COLUMNAS CERO CONTRA COLUMNA 2) COMO SE MUESTRA EN LA FIG. 4.21

FIG. 4.1

METODO DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE PARA LA DISTRIBUCION EN EL TIEMPO DE LA LLUVIA DE 24 HORAS

PROYECTO: 1° de Abril MPIO: Llera EDO: Tamps.

ESTACION: _____ CALCULO: Raúl Díaz FECHA: _____

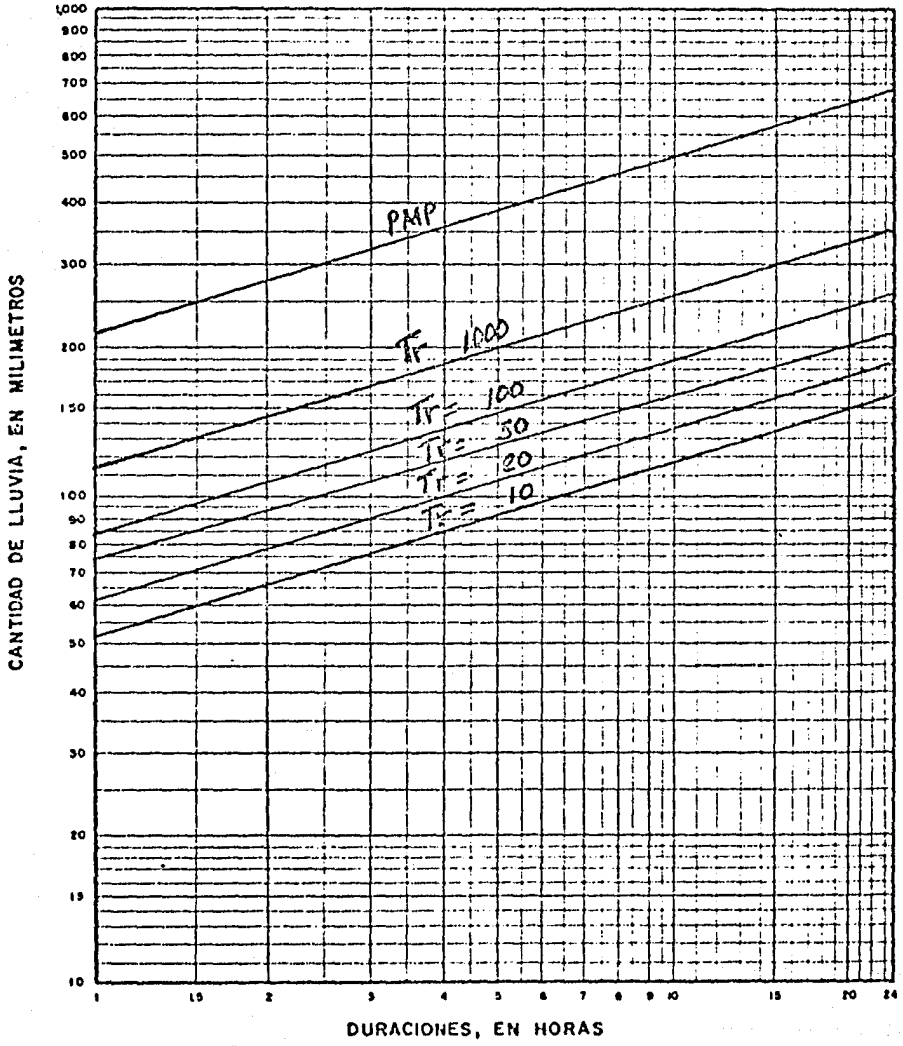


FIG. 4.2

PAPEL DE PROBABILIDAD GUMBEL – POWELL

Proy.: 1°de Abril Edo.: Tamps Estación: _____ Datos procesados: _____ Periodo: 55-80

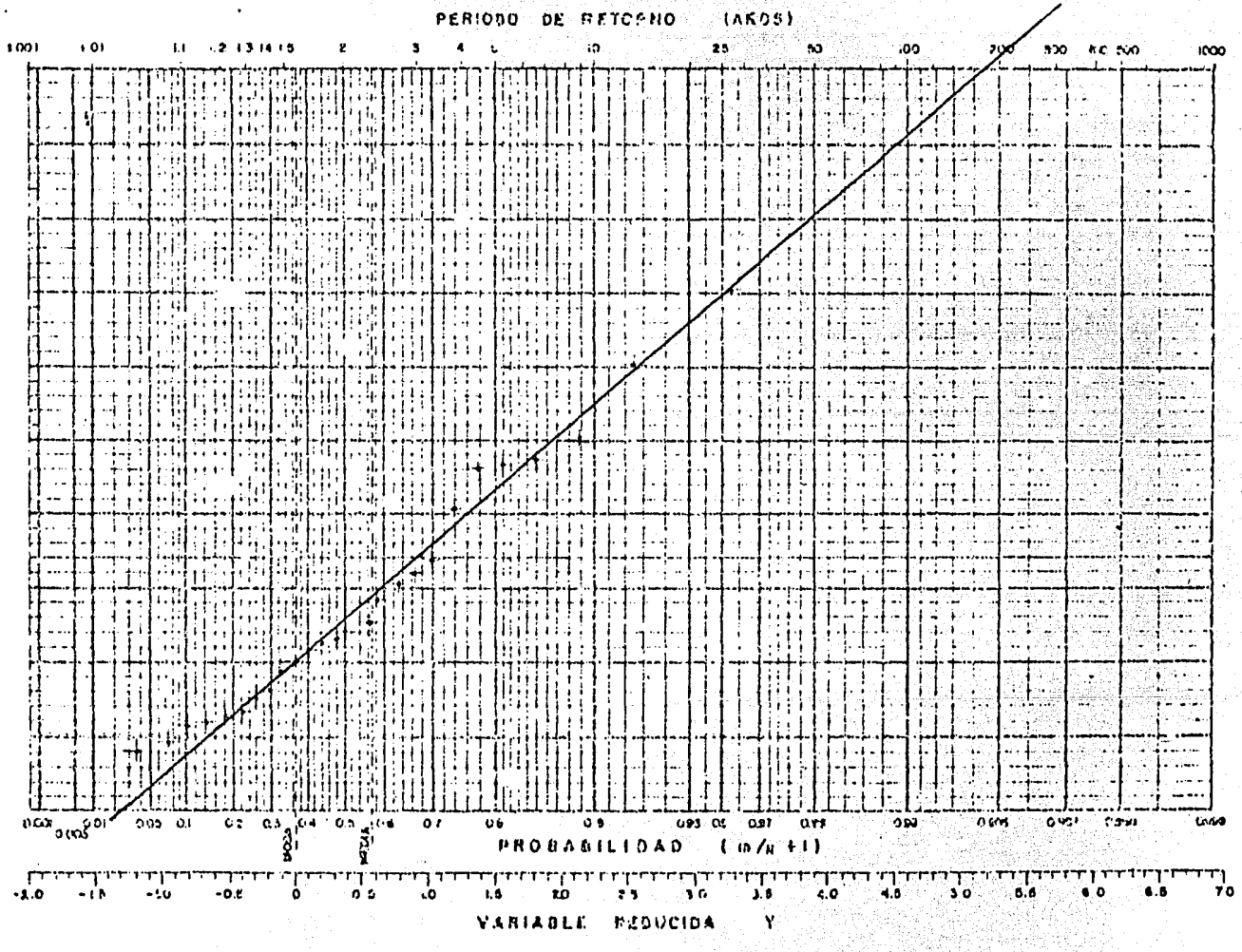


FIG. 4.3

DIAGRAMA PARA LA ESTIMACION DE LA LLUVIA DE DURACION 1 HORA Y PERIODO DE RETORNO 2 AÑOS

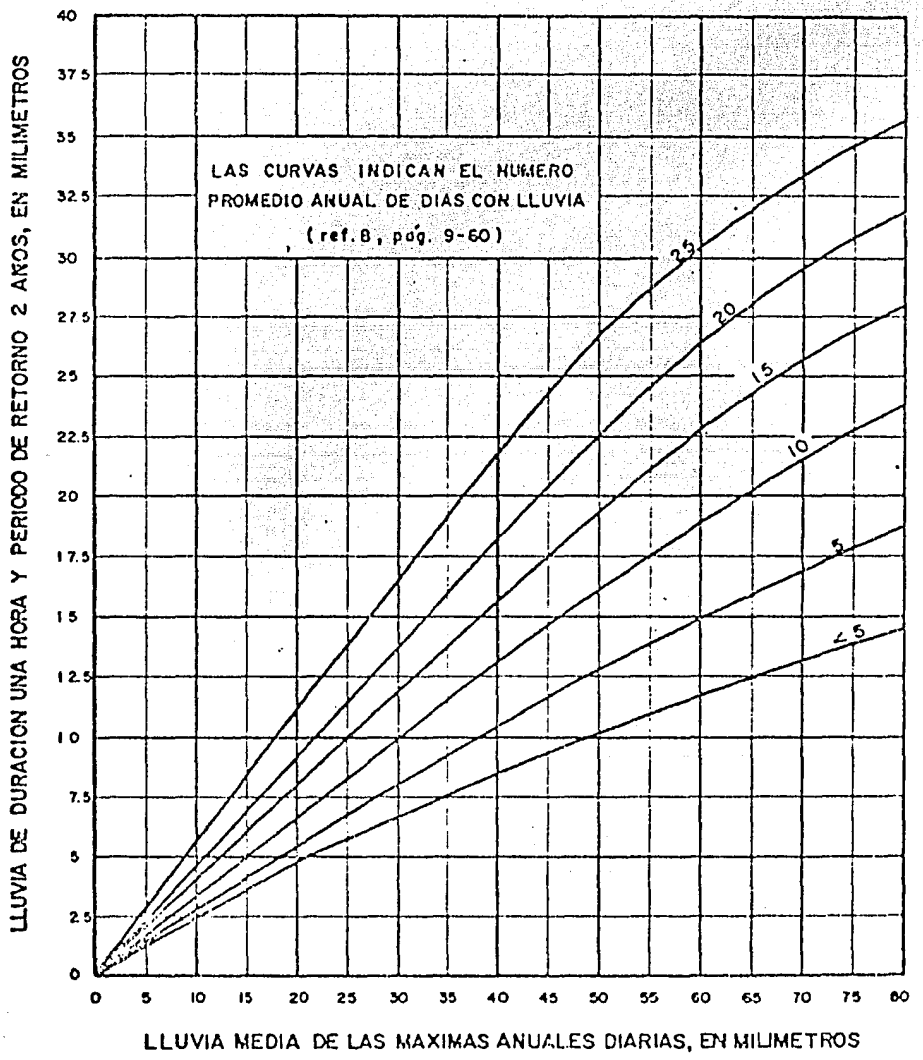


FIG. 4.4

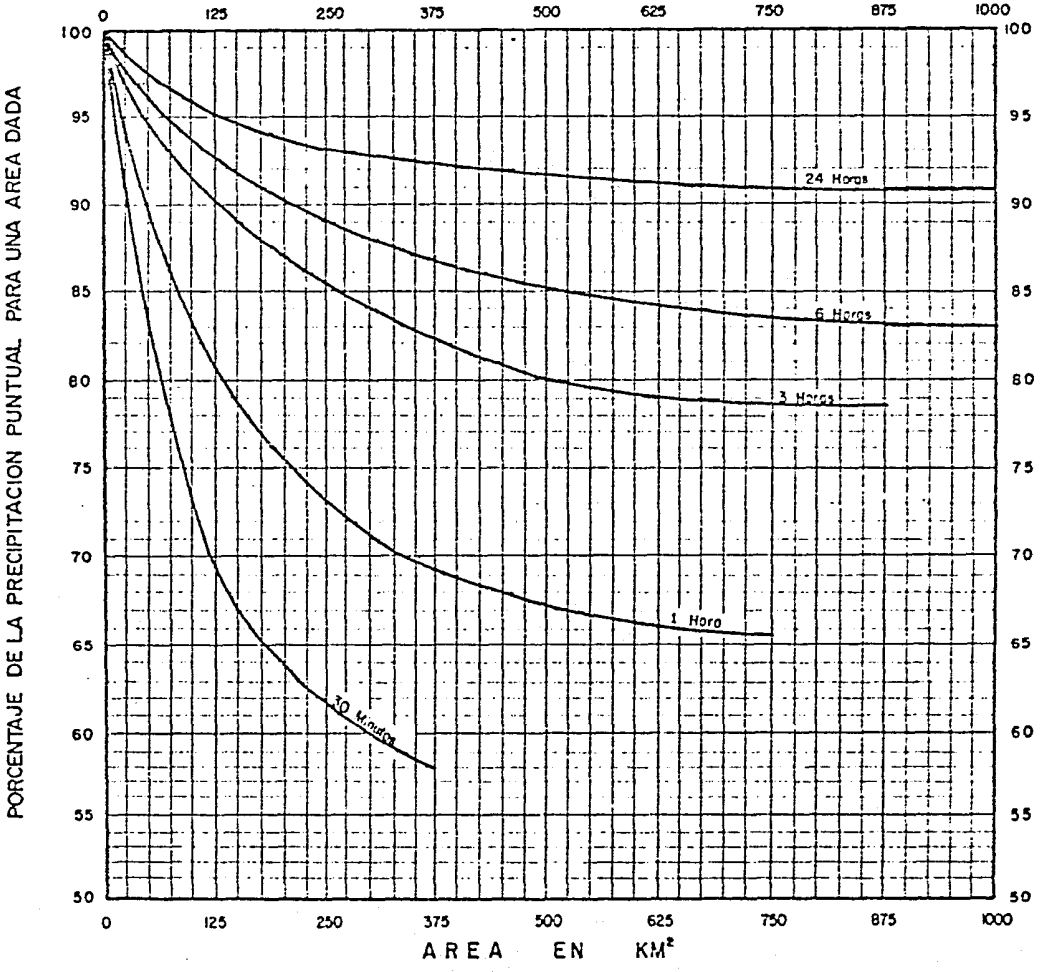


FIG. 4.5

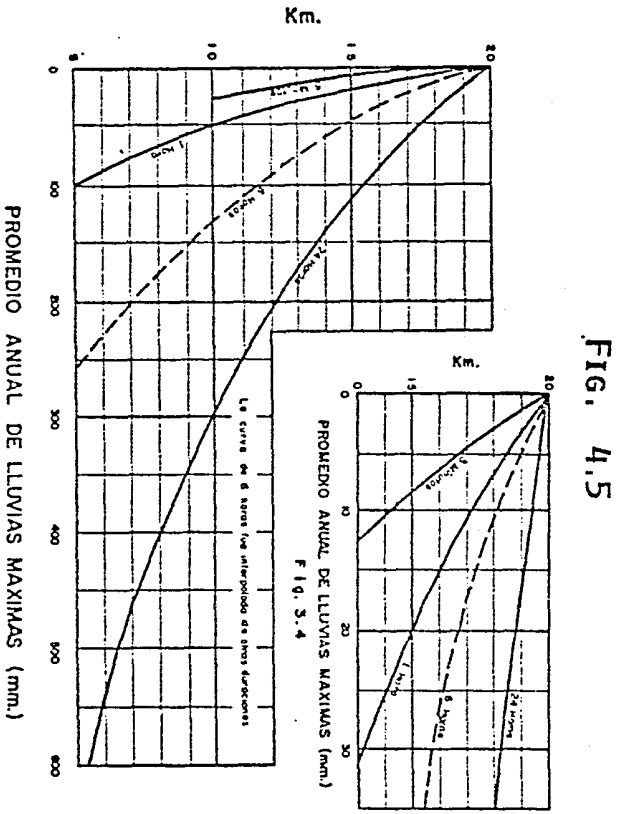


FIG. 3.4

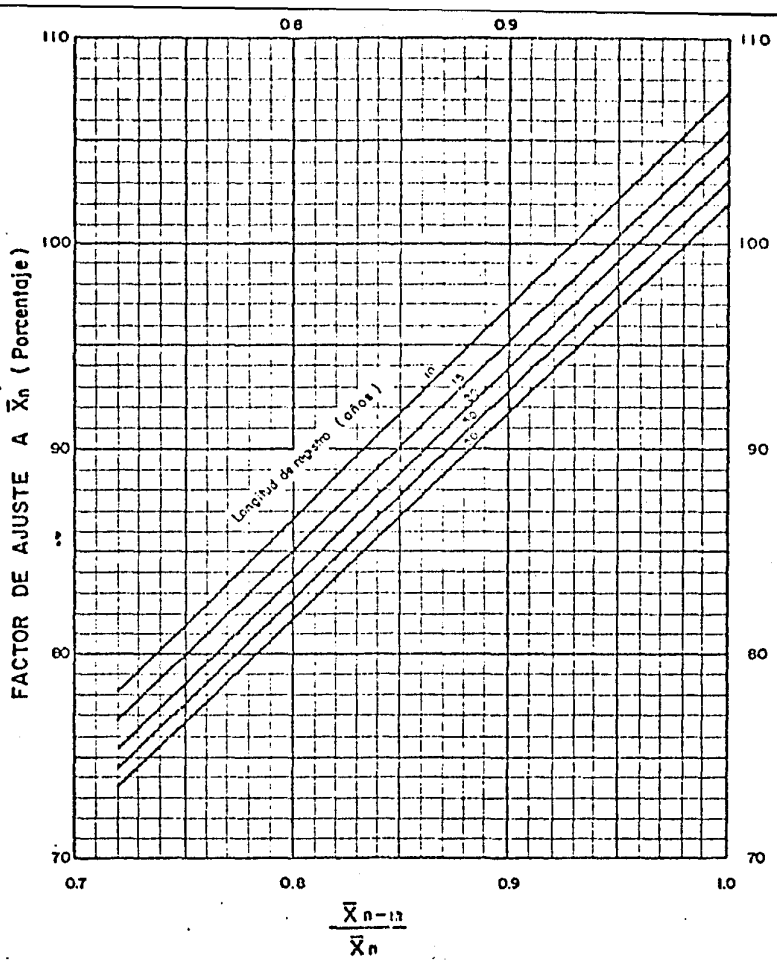
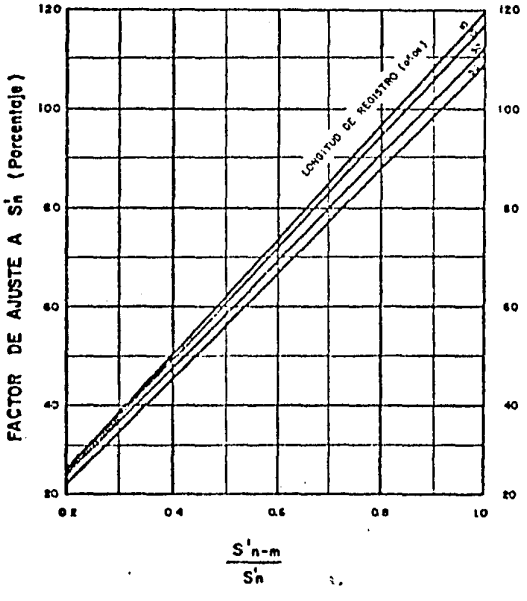

FACTOR DE AJUSTE A $\bar{X}_n$ (Porcentaje)
Longitud de registro (años)
$\frac{\bar{X}_{n-m}}{\bar{X}_n}$

FIG. 4.8

FIG. 4.7


FACTOR DE AJUSTE A S'_n (Porcentaje)
LONGITUD DE REGISTRO (años)
$\frac{S'_{n-m}}{S'_n}$

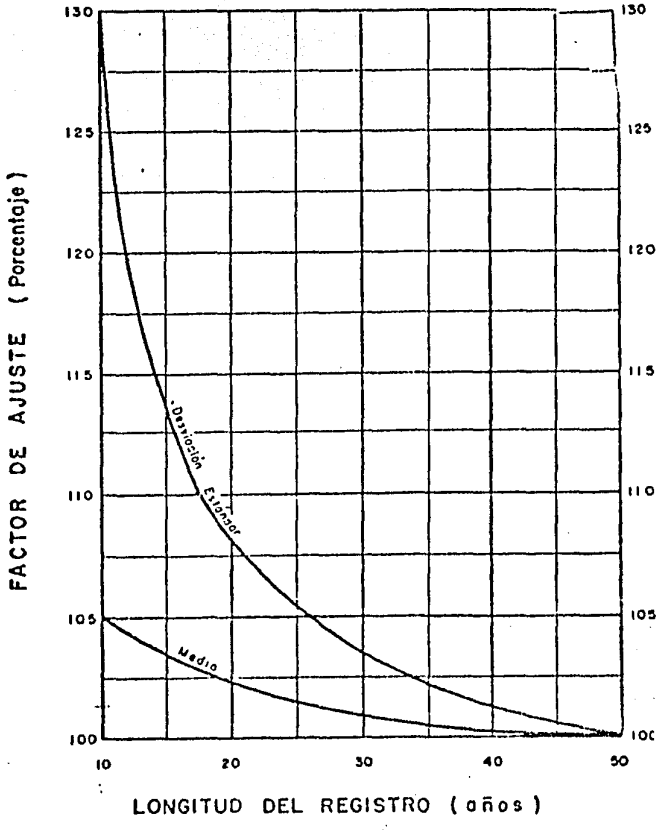
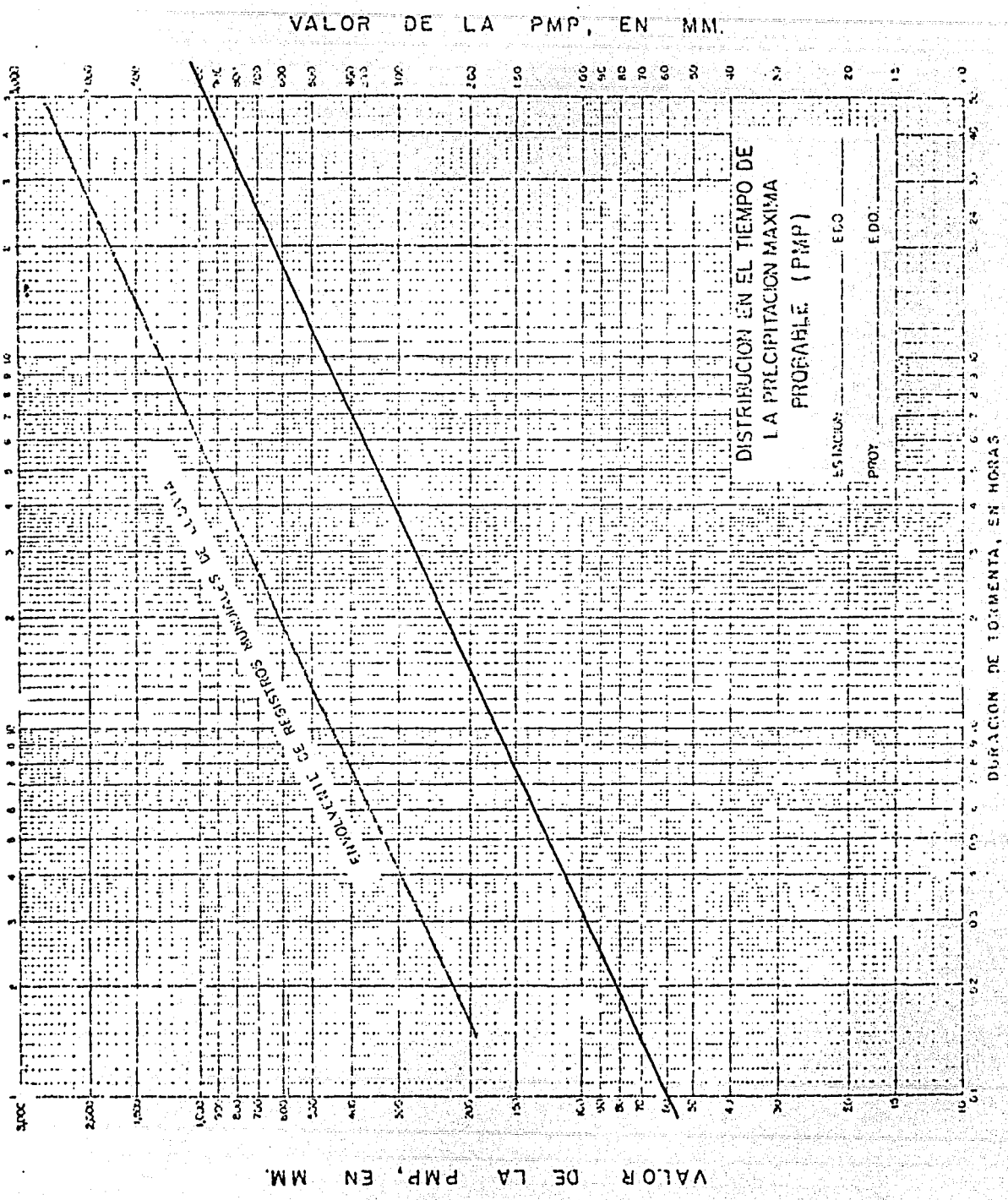
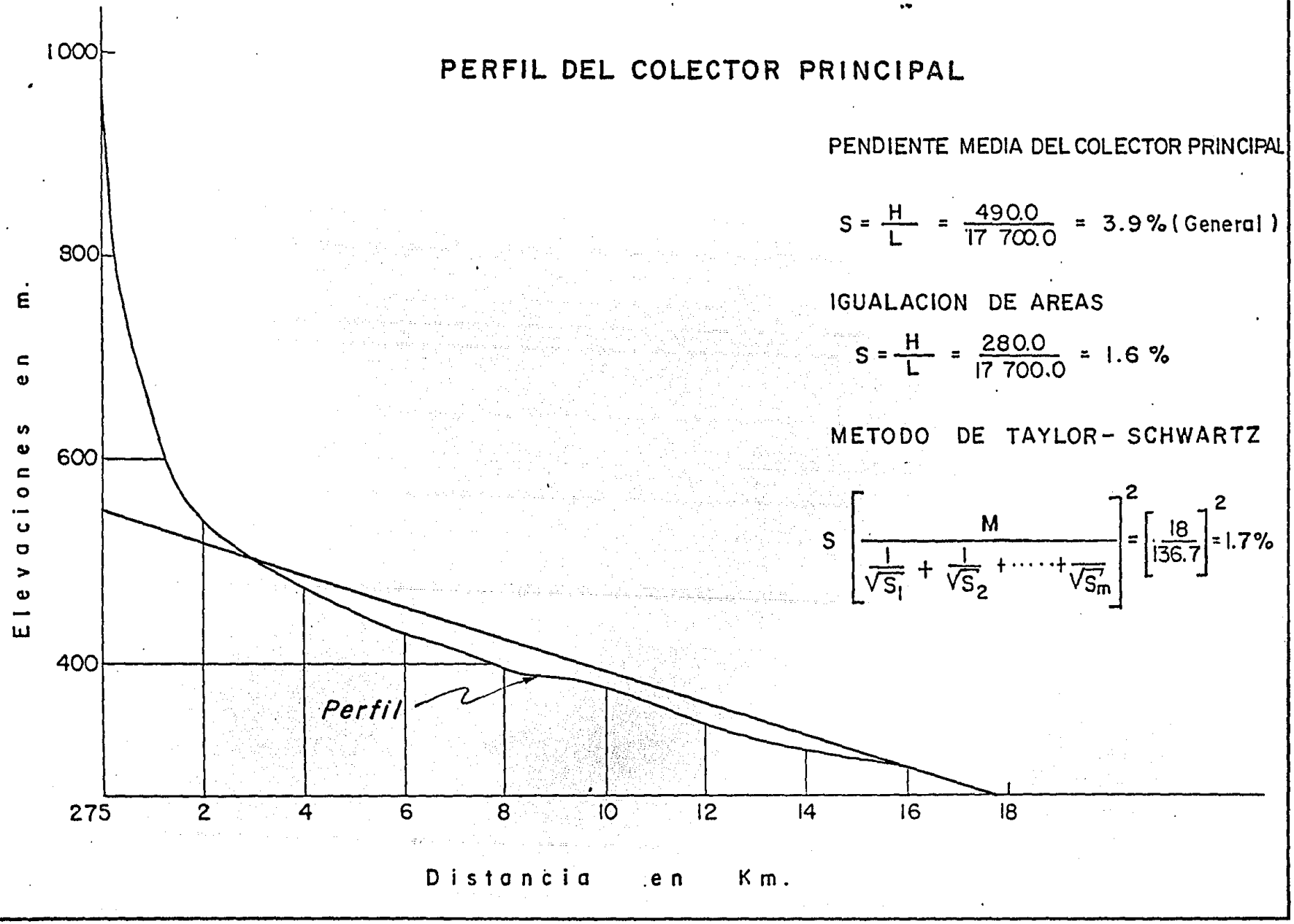

FACTOR DE AJUSTE (Porcentaje)
Desviación Estándar
Media
LONGITUD DEL REGISTRO (años)

FIG. 4.9


VALOR DE LA PMP, EN MM.
DISTRIBUCION EN EL TIEMPO DE LA PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE (PMP)
ESTACION
EDO
PROY
EDO.
ENVOLVENTE DE REGISTROS MUNDIALES DE LLUVIA
DURACION DE TORMENTA, EN HORAS
VALOR DE LA PMP, EN MM.

PERFIL DEL COLECTOR PRINCIPAL



PENDIENTE MEDIA DEL COLECTOR PRINCIPAL

$$S = \frac{H}{L} = \frac{490.0}{17\,700.0} = 3.9\%\ (\text{General})$$

IGUALACION DE AREAS

$$S = \frac{H}{L} = \frac{280.0}{17\,700.0} = 1.6\ \%$$

METODO DE TAYLOR- SCHWARTZ

$$S\left[\frac{M}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \cdots\cdots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}}\right]^2 = \left[\frac{18}{136.7}\right]^2 = 1.7\%$$

FIG. 4.10

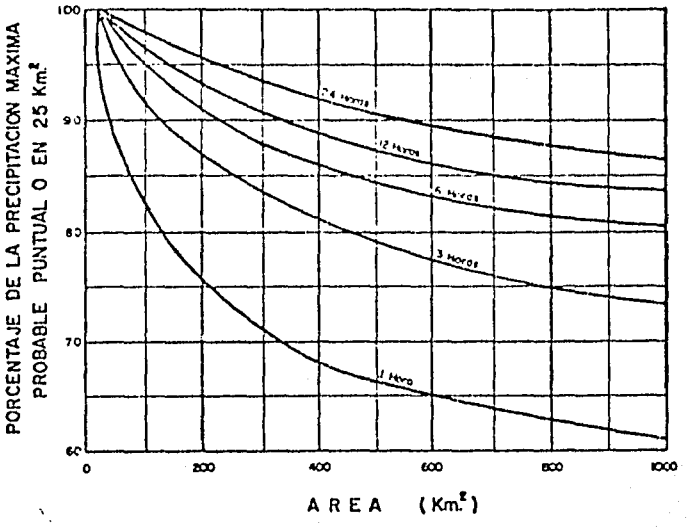


FIG. 4.12

METODO DE I - PAI WU

GRAFICA PARA EL CALCULO DE LA FUNCION f (n, tp)

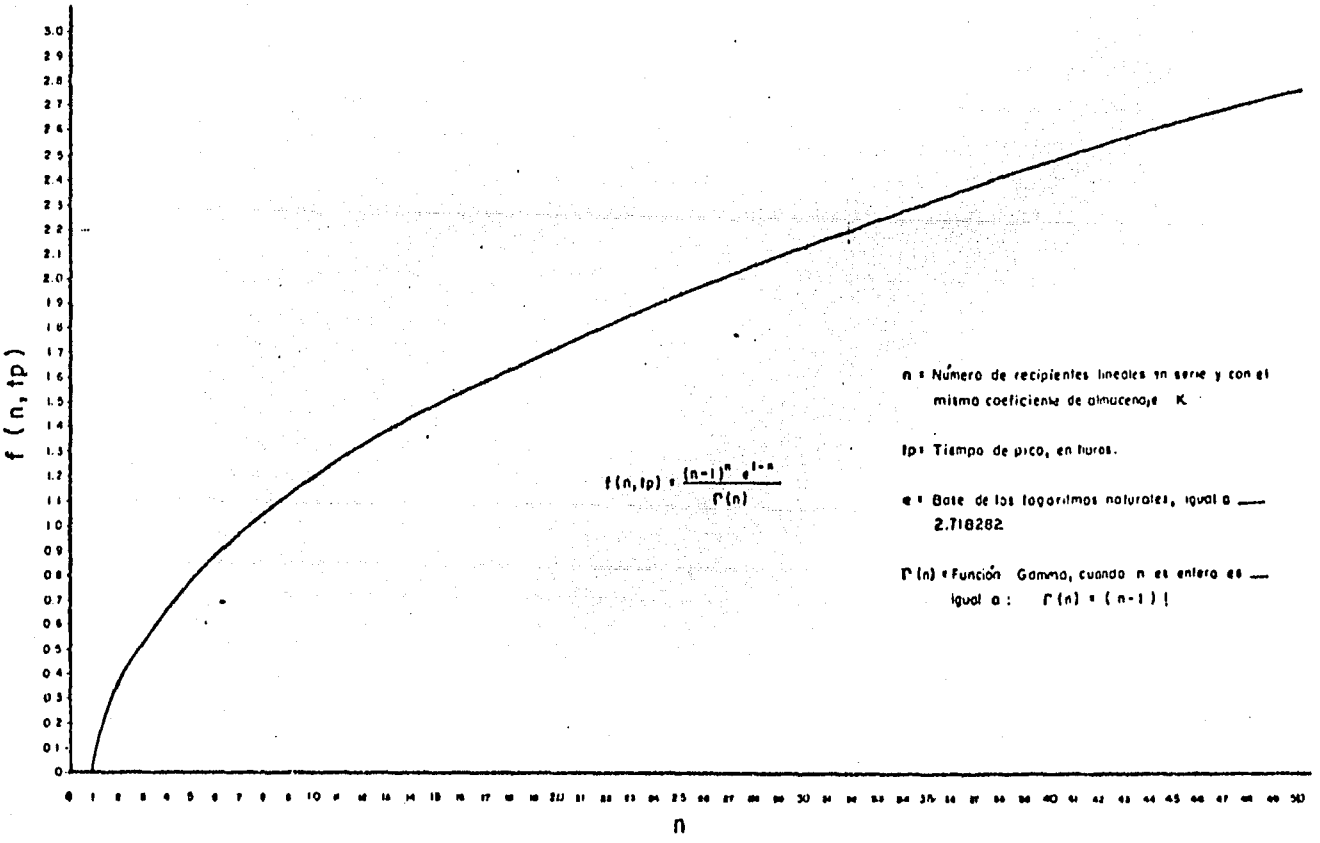


TABLA 4.1

LLUVIA MAXIMA EN 24 HORAS

NÚM.	AÑO	P. (MAX.) 24 HORAS
1	1955	96.5
2	56	140.0
3	57	62.1
4	58	107.0
5	59	63.0
6	1960	62.0
7	61	101.0
8	62	134.5
9	63	80.0
10	64	58.1
11	65	70.0
12	66	180.0
13	67	160.5
14	68	65.4
15	69	56.1
16	1970	104.5
17	71	82.7
18	72	72.5
19	73	77.2
20	74	87.8
21	75	90.0
22	76	120.0
23	77	133.0
24	78	137.5
25	79	87.0
26	1980	85.5

TABLA 4.2

Valores de σ_N y $\overline{X}_N$

N	σ_N	$\overline{X}_N$	N	σ_N	$\overline{X}_N$
8	0.9043	0.4843	49	1.1590	0.5481
9	0.9288	0.4902	50	1.16066	0.54854
10	0.9497	0.4952	51	1.1623	0.5489
11	0.9676	0.4996	52	1.1638	0.5493
12	0.9833	0.5035	53	1.1653	0.5497
13	0.9972	0.5070	54	1.1667	0.5501
14	1.0095	0.5100	55	1.1681	0.5504
15	1.02057	0.5128	56	1.1696	0.5508
16	1.0316	0.5157	57	1.1708	0.5511
17	1.0411	0.5181	58	1.1721	0.5515
18	1.0493	0.5202	59	1.1734	0.5518
19	1.0566	0.5220	60	1.17467	0.55208
20	1.05283	0.52355	62	1.1770	0.5527
21	1.0596	0.5252	64	1.1793	0.5533
22	1.0754	0.5268	66	1.1814	0.5538
23	1.0811	0.5283	68	1.1834	0.5543
24	1.0864	0.5296	70	1.18536	0.55477
25	1.09145	0.53086	72	1.1873	0.5552
26	1.0961	0.5320	74	1.1890	0.5557
27	1.1004	0.5332	76	1.1906	0.5561
28	1.1047	0.5343	78	1.1923	0.5565
29	1.1086	0.5353	80	1.19382	0.55688
30	1.11238	0.53622	82	1.1953	0.5572
31	1.1159	0.5371	84	1.1967	0.5576
32	1.1193	0.5380	86	1.1980	0.5580
33	1.1226	0.5388	88	1.1994	0.5583
34	1.1255	0.5396	90	1.20073	0.55850
35	1.12847	0.54034	92	1.2020	0.5589
36	1.1313	0.5410	94	1.2032	0.5592
37	1.1339	0.5418	96	1.2044	0.5595
38	1.1363	0.5424	98	1.2055	0.5598
39	1.1388	0.5430	100	1.20649	0.56002
40	1.14132	0.54362	150	1.22534	0.56461
41	1.1436	0.5442	200	1.23598	0.56715
42	1.1458	0.5448	250	1.24292	0.56878
43	1.1480	0.5453	300	1.24786	0.56993
44	1.1499	0.5458	400	1.25450	0.57144
45	1.15185	0.54630	500	1.25880	0.57240
46	1.1538	0.5468	750	1.26506	0.57377
47	1.1557	0.5473	1000	1.26851	0.57450
48	1.1574	0.5477	∞	1.28255	0.57722

T A B L A 4.3

PUNTO	$P(X \leq x)$	$P(X \leq x)$	Período de retorno (años)	Variable reducida (y)
1	0.010	0.990	1.01	- 1.527
2	0.100	0.900	1.11	- 0.834
3	0.200	0.800	1.25	- 0.476
4	0.500	0.500	2	0.367
5	0.571	0.429	2.33(+)	0.579
6	0.800	0.200	5	1.500
7	0.950	0.050	20	2.970
8	0.990	0.010	100	4.600
9	0.998	0.002	500	6.214
10	0.999	0.001	1000	6.908

TABLA 4.4

TABLA DE LOS REGISTROS MUNDIALES DE LLUVIA *

No.	DURACION		LAMINA DE LLUVIA		LOCALIZACION DE LA ESTACION	FECHA DE TORMENTA
		Horas	Pulgadas	mm.		
1	1 minuto	0.20	1.23	31.2	Unionville, Maryland USA	Julio 4 1956
2	8 minutos	0.13	4.96	126.0	Fussen, Bavaria	Mayo 25 1920
3	15 minutos	0.25	7.80	198.1	Plum Point, Jamaica	Mayo 12 1916
4	20 minutos	0.33	8.10	205.7	Curtea-de-Arges, Rumania	Julio 7 1889
5	42 minutos	0.70	12.00	304.8	Holt, Missouri USA	Junio 22 1947
6	2 hrs 10 min.	1.17	19.00	482.6	Rockport, W Virginia USA	Julio 18 1889
7	2 hrs 45 min.	2.75	22.00	558.8	D'Hanis, Texas, USA	Mayo 31 1935
8	4 hrs 30 min.	4.50	30.80	782.3	Smethport, Pennsylvania	Julio 18 1942
9	9 hrs	9.00	42.79	1,086.9	Belouve, La Reunión	Febrero 28 1964
10	12 hrs	12.00	52.76	1,340.1	Belouve, La Reunión	Febrero 28-29 1964
11	18 hrs. 30 min.	18.50	66.49	1,688.8	Belouve, La Reunión	Febrero 28-29 1964
12	24 hrs	24.00	73.62	1,869.9	Cilaos, La Reunión	Marzo 15-16 1952
13	2 días	48.00	98.42	2,499.9	Cilaos, La Reunión	Marzo 15-17 1952
14	3 días	72.00	127.56	3,240.0	Cilaos, La Reunión	Marzo 15-18 1952
15	4 días	96.00	137.95	3,503.9	Cilaos, La Reunión	Marzo 14-18 1952
16	5 días	120.00	151.73	3,853.9	Cilaos, La Reunión	Marzo 13-18 1952
17	6 días	144.00	159.65	4,055.1	Cilaos, La Reunión	Marzo 13-19 1952
18	7 días	168.00	161.81	4,110.0	Cilaos, La Reunión	Marzo 12-19 1952
19	8 días	192.00	162.59	4,129.8	Cilaos, La Reunión	Marzo 11-19 1952
20	15 días	360.00	188.88	4,797.6	Cherrapunji, India	Enero 24-Julio 8 1931
21	31 días	744.00	366.14	9,300.0	Cherrapunji, India	Julio 1861
22	2 meses	1,488.00	502.63	12,766.8	Cherrapunji, India	Junio-Julio 1861
23	3 meses	2,232.00	644.44	16,368.8	Cherrapunji, India	Mayo-Julio 1861
24	4 meses	2,976.00	737.70	18,737.0	Cherrapunji, India	Abril-Julio 1861
25	5 meses	3,720.00	803.02	20,402.0	Cherrapunji, India	Abril-Agosto 1861
26	6 meses	4,464.00	884.03	22,454.4	Cherrapunji, India	Abril-Septiembre 1861
27	11 meses	8,184.00	905.12	22,990.0	Cherrapunji, India	Enero-Noviembre 1861
28	1 año	8,928.00	1041.78	26,461.2	Cherrapunji, India	Agosto 1860
29	2 años	17,856.00	605.05	40,768.3	Cherrapunji, India	Julio 1861
						1860-1861

Reference : Paulhus, J.L.H., "Indian Ocean and Taiwan Rainfalls Set New Records," Monthly Weather Review, v. 93, no. 5, May 1965, pp. 331-335.

TABLA 4.5

NUMEROS DE LA CURVA DE ESCURRIMIENTO PARA LOS COMPLEJOS HIDROLOGICOS SUELO — COBERTURA

(Para cuencas en condición II e Ia = 0.2 S)

COBERTURA			GRUPO HIDROLOGICO DE SUELOS			
USO DEL TERRENO	TRATAMIENTO O PRACTICA	CONDICION HIDROLOGICA	A	B	C	D
BARBECHO	Surco recto	Pobre	77	86	91	94
CULTIVOS EN SURCO	Surco recto	Pobre	72	81	88	91
	Surco recto	Buena	67	78	85	89
	Surco a nivel	Pobre	70	79	84	88
	Surco a nivel	Buena	65	75	82	86
	Surco a nivel y terraza	Pobre	66	74	80	82
	Surco a nivel y terraza	Buena	62	71	78	81
CEREALES FINOS	Surco recto	Pobre	65	76	84	88
	Surco recto	Buena	63	75	83	87
	Surco a nivel	Pobre	63	74	82	85
	Surco a nivel	Buena	61	73	81	84
	Surco a nivel y terraza	Pobre	61	72	79	82
	Surco a nivel y terraza	Buena	59	70	78	81
LEGUMBRES (SEMBRADAS CON MAQUINARIA O AL VOLTEO) O ROTACION DE PRADERA	Surco recto	Pobre	66	77	85	89
	Surco recto	Buena	58	72	81	85
	Surco a nivel	Pobre	64	75	83	85
	Surco a nivel	Buena	55	69	78	83
	Surco a nivel y terraza	Pobre	63	73	80	83
	Surco a nivel y terraza	Buena	51	67	76	80
PRADERA NATURAL Y PASTIZAL		Pobre	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	Surco a nivel	Pobre	47	67	81	88
	Surco a nivel	Regular	25	59	75	83
	Surco a nivel	Buena	6	35	70	79
PRADERA PERMANENTE		Buena	30	58	71	78
BOSQUE		Pobre	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
CASCOS DE HACIENDA			59	74	82	86
CAMINOS DE TIERRA (1)			72	82	87	89
CAMINOS CON PAVIMENTOS CURSOS (1)			74	84	90	92
SUPERFICIE IMPERMEABLE			100	100	100	100

(1) Incluyendo el derecho de vía

TABLA 4.6

VALORES DE Q/Q_p PARA LOS HIDROGRAMAS ADIMENSIONALES DE I-PAI WU

t/t_p	VALORES DEL PARAMETRO "n"											
	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	10.0
0.2	0.723	0.615	0.523	0.445	0 384	0 297	0.198	0 088	0.039	0 017	0 006	0 001
0.4	0. 881	0.827	0 776	0.729	0 673	0 622	0.531	0 387	0 228	0 206	0 150	0 058
0.6	0.957	0.936	0.915	0 895	0 871	0 847	0.801	0 717	0 642	0 575	0 514	0.369
0.8	0.991	0 986	0 982	0.977	0.971	0 956	0 955	0.933	0 912	0.891	0 870	0.812
1.0	1 000	1 000	1.000	1 000	1.000	1 000	1 000	1 000	1 000	1.000	1.000	1 000
1.2	0.993	0.989	0 986	0 982	0 975	0 974	0 965	0 948	0 932	0 915	0 899	0 853
1.4	0.975	0 963	0 950	0 930	0 924	0 909	0 881	0 825	0 776	0 728	0 685	0 565
1.6	0.949	0 925	0 901	0 870	0 850	0 823	0 771	0 677	0 595	0 522	0 458	0 310
1.8	0 919	0 880	0 844	0 809	0 767	0 727	0 654	0 529	0 429	0 346	0 280	0 148
2.0	0.884	0 832	0.782	0 736	0 681	0 631	0 541	0 398	0 293	0 215	0.159	0 063
2.2	0 848	0 781	0 719	0 665	0 598	0 539	0 439	0 291	0 193	0 128	0 085	0 025
2.4	0 811	0 730	0 657	0 592	0 519	0 455	0 350	0 207	0 123	0 075	0 043	0 009
2.6	0 773	0 679	0 597	0 525	0 447	0 390	0 276	0 145	0 076	0 040	0 021	0 003
2.8	0 735	0 630	0 540	0 463	0. 382	0 315	0 214	0 099	0 046	0 021	0 010	0.000
3.0	0 697	0 582	0. 486	0 406	0 324	0 259	0 165	0 067	0 027	0 011	0 000	
3.2	0 661	0 537	0 436	0 355	0 274	0 211	0 126	0 045	0 016	0 006		
3.4	0 625	0 494	0 390	0.308	0 230	0 171	0 095	0 029	0 009	0 000		
3.6	0.590	0. 459	0 345	0.267	0 192	0.138	0 071	0 019	0 000			
3.8	0 557	0 415	0 310	0 231	0 160	0 111	0.053	0 012				
4.0	0.524	0. 380	0 275	0.199	0 133	0.089	0 040	0 008				
4.2	0 494	0. 347	0 244	0 171	0. 110	0 071	0 029	0 000				
4.4	0.464	0 316	0. 215	0.147	0 091	0 056	0 022					
4.6	0 436	0 288	0 190	0.126	0.075	0 045	0 016					
4.8	0.410	0 262	0 168	0 107	0.061	0 035	0 012					
5.0	0.384	0 238	0 148	0 092	0 050	0 028	0 008					
5.2	0 327	0 187	0 107	0.061	0 030	0 015	0 000					
6.0	0.277	0 146	0 077	0 040	0 018	0.008						
6.5	0 234	0.113	0 055	0.027	0 011							
7.0	0.198	0 088	0 039	0.017								
7.5	0 166	0 068	0 028	0 011								
8.0	0.140	0 052	0 020	0.000								
8.5	0 117	0 040	0 014									
9.0	0 098	0 031	0 010									
9.5	0 082	0 024	0 000									
10.0	0 069	0 018										
11.0	0 048	0 010										
12.0	0.033	0 000										
13.0	0 023											
14.0	0 016											
15.0	0 011											
16.0	0 000											

Fig. 4.13

DIAGRAMA DE DISEÑO DEL VERTEDOR

METODO I - PAI WU

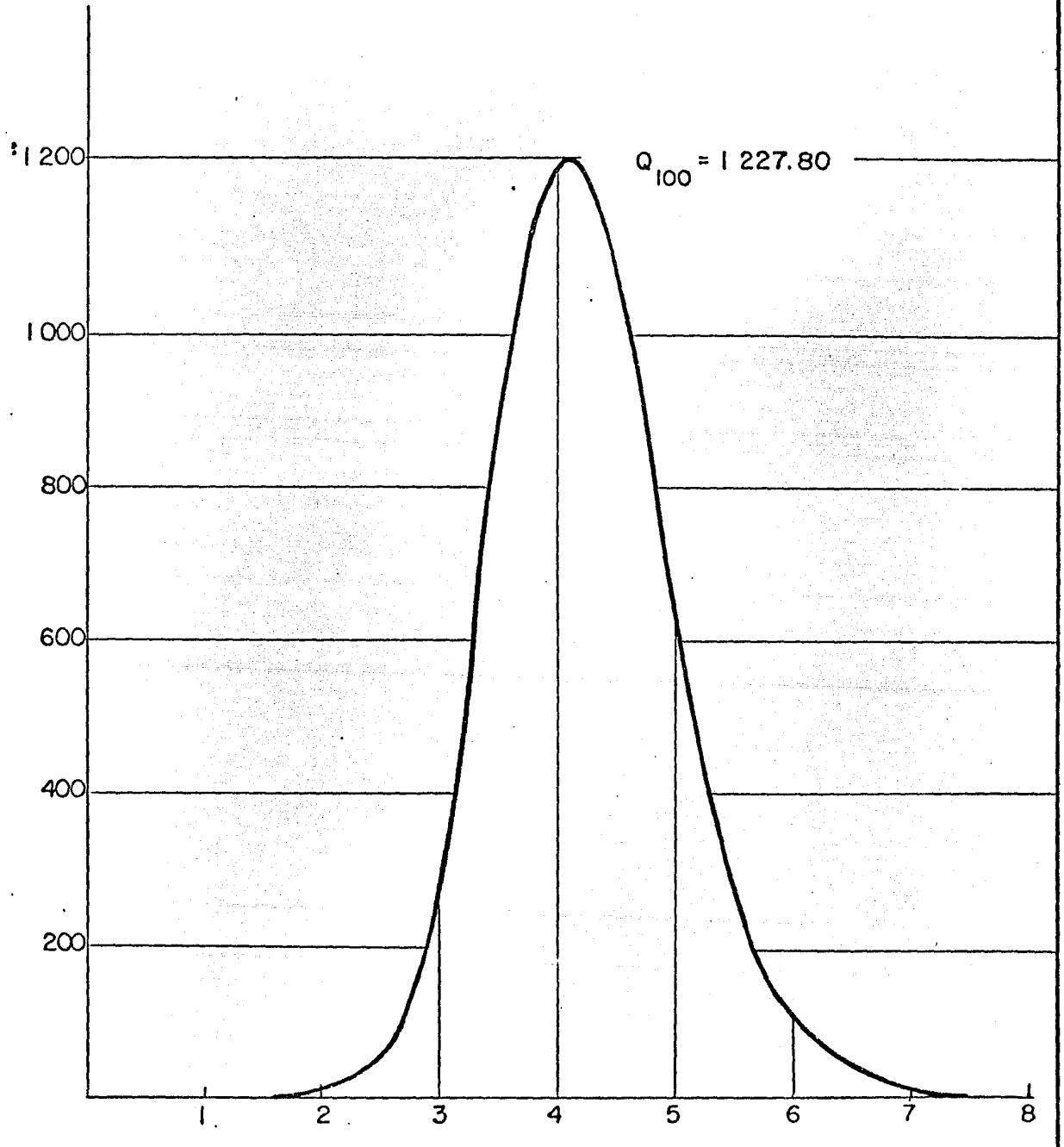


Fig. 4.14

HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA

METODO I - PAI - WU

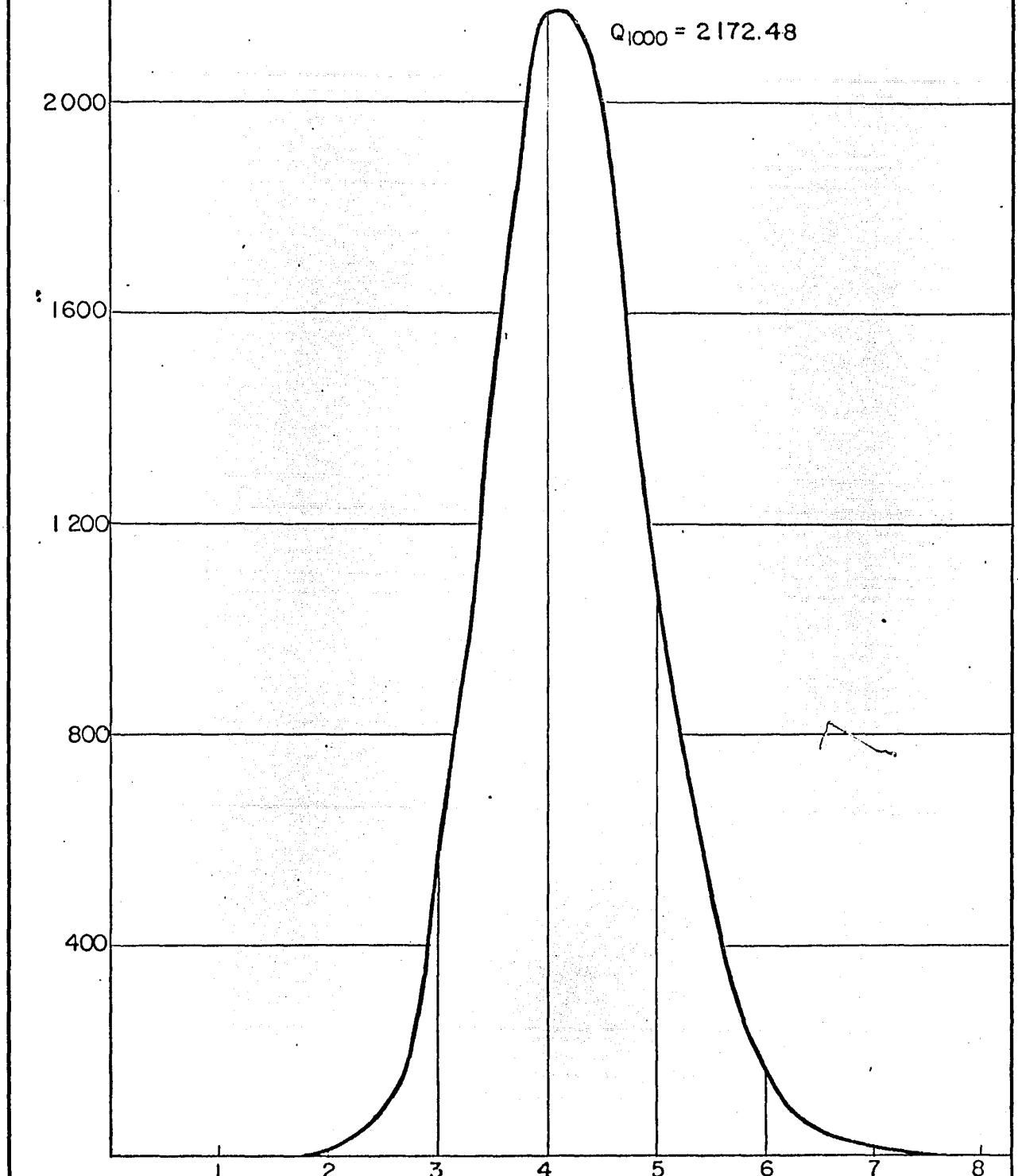


Fig. 4.15

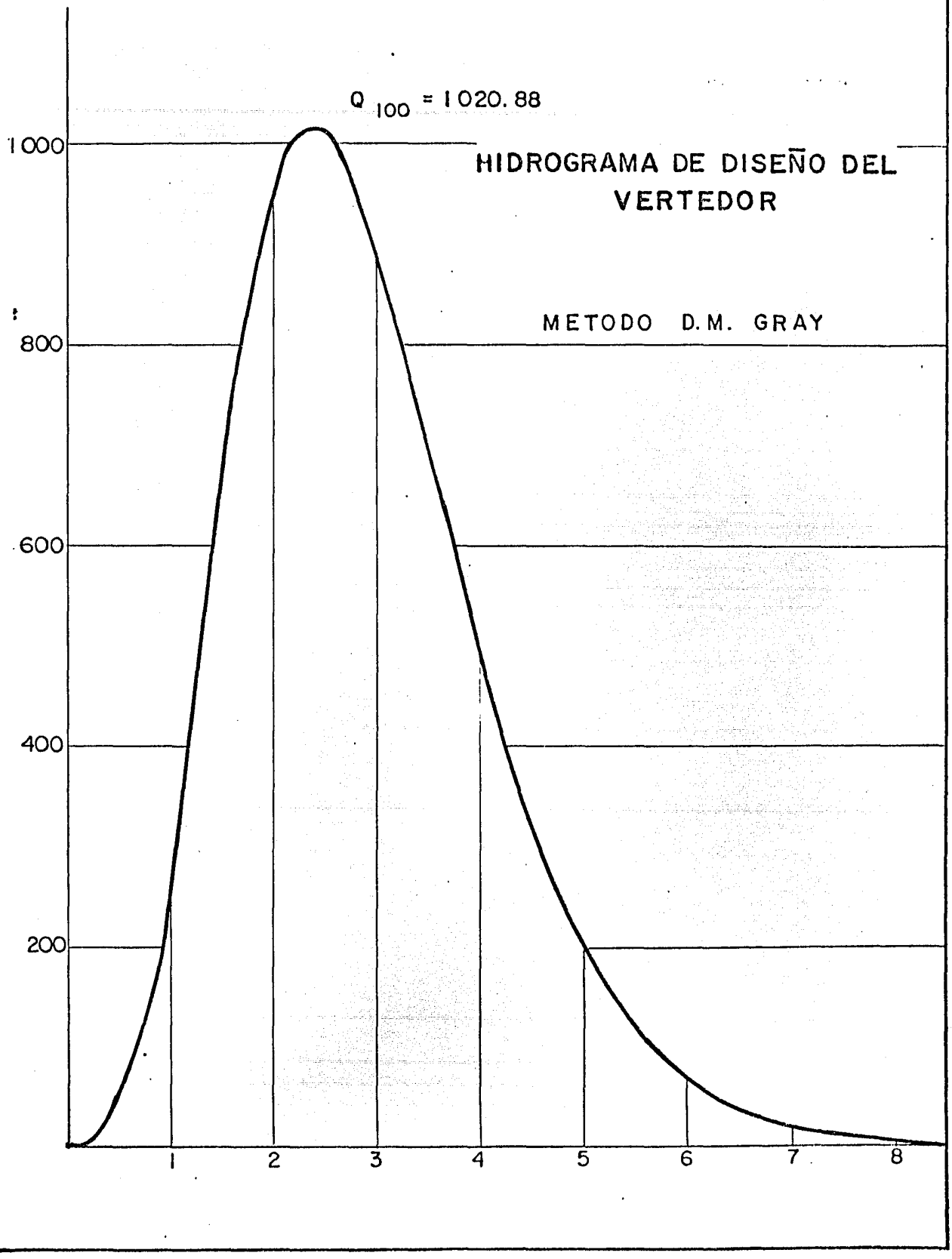

Q 100 = 1020.88
HIDROGRAMA DE DISEÑO DEL VERTEDOR
METODO D.M. GRAY
1000
800
600
400
200
1
2
3
4
5
6
7
8

Fig. 4.16

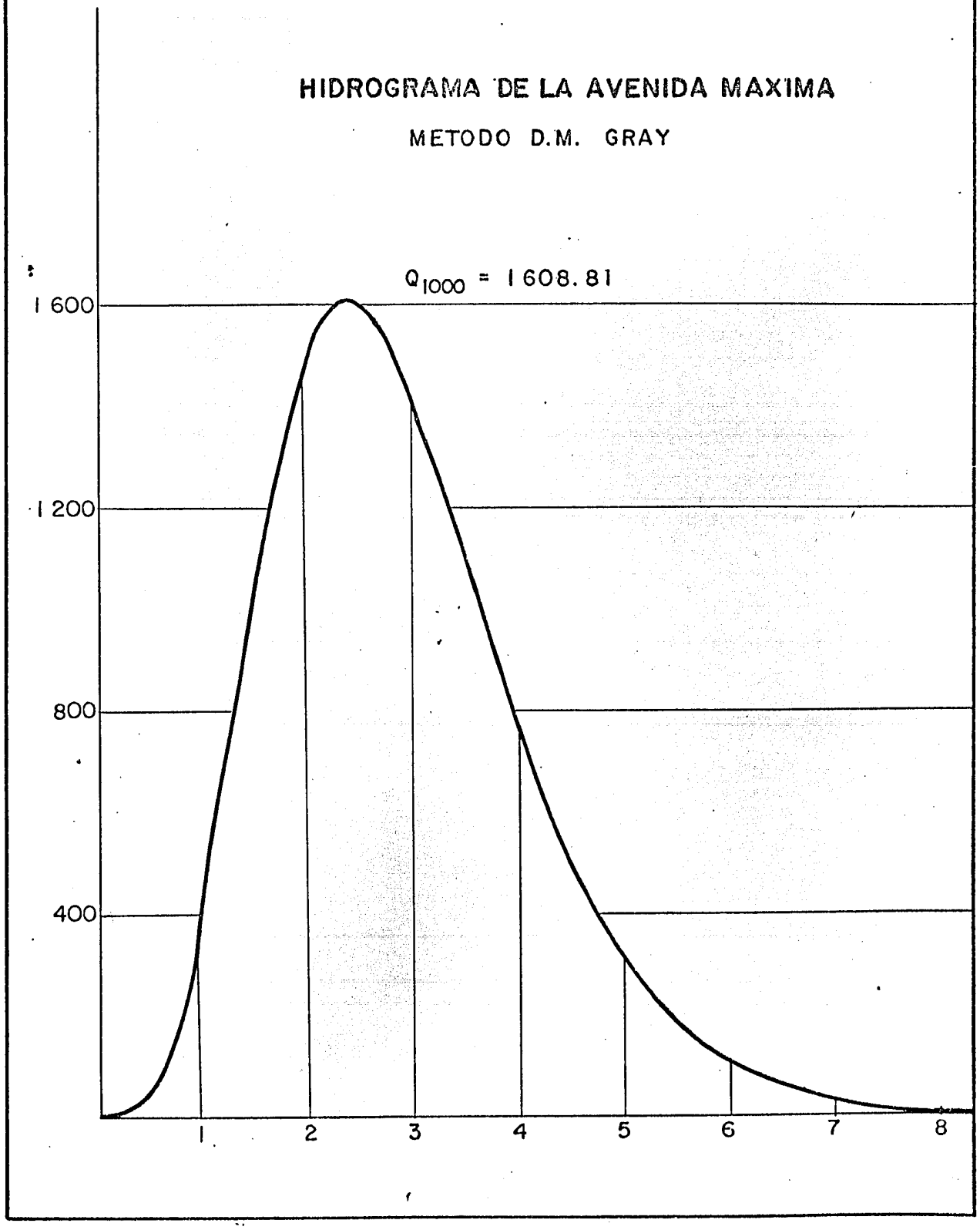

HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA
METODO D.M. GRAY
Q_{1000} = 1608.81
1 600
1 200
800
400
1
2
3
4
5
6
7
8

Fig. 4.17

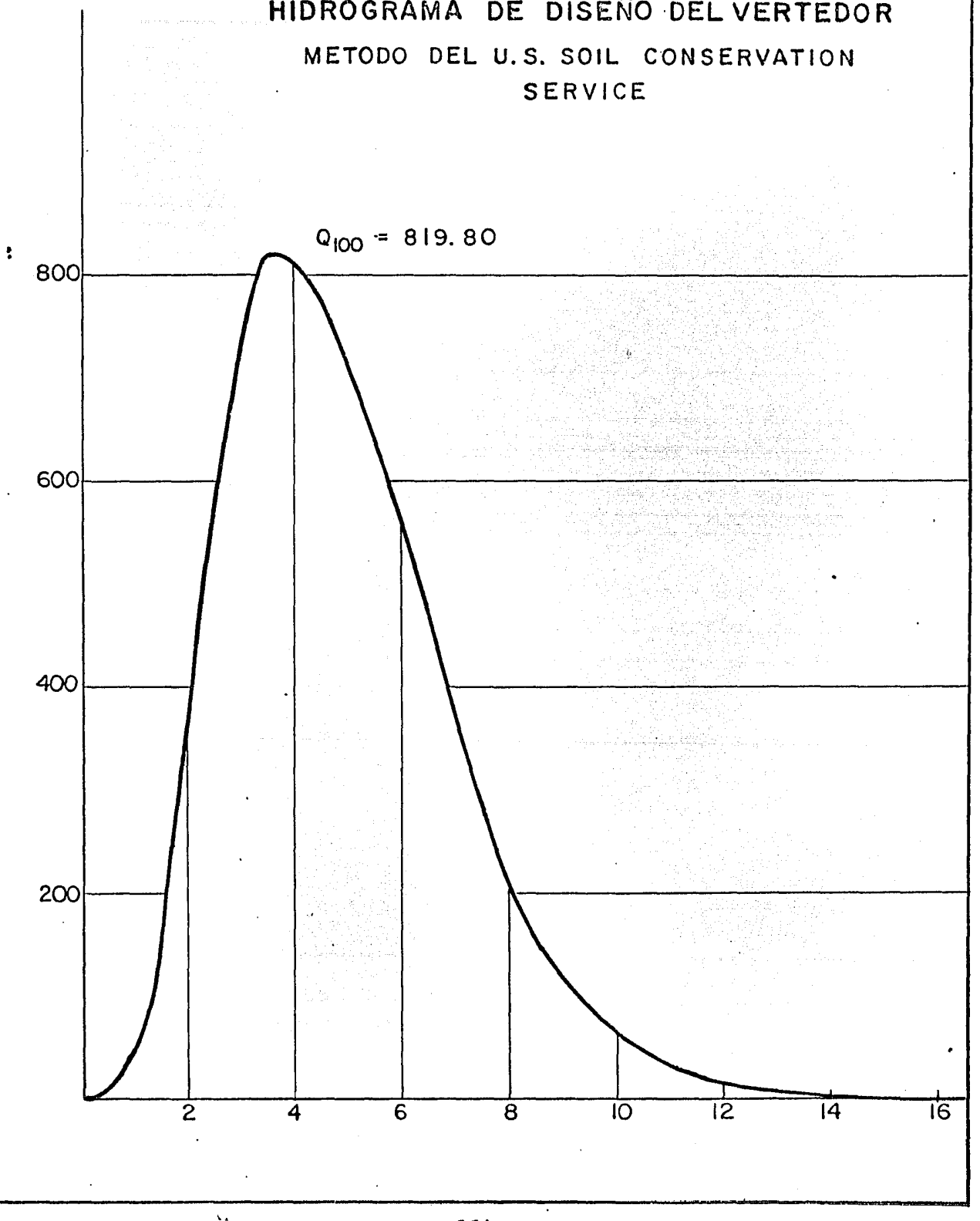

HIDROGRAMA DE DISEÑO DEL VERTEDOR
METODO DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE
Q_{100} = 819.80
800
600
400
200
2
4
6
8
10
12
14
16

Fig. 4.18

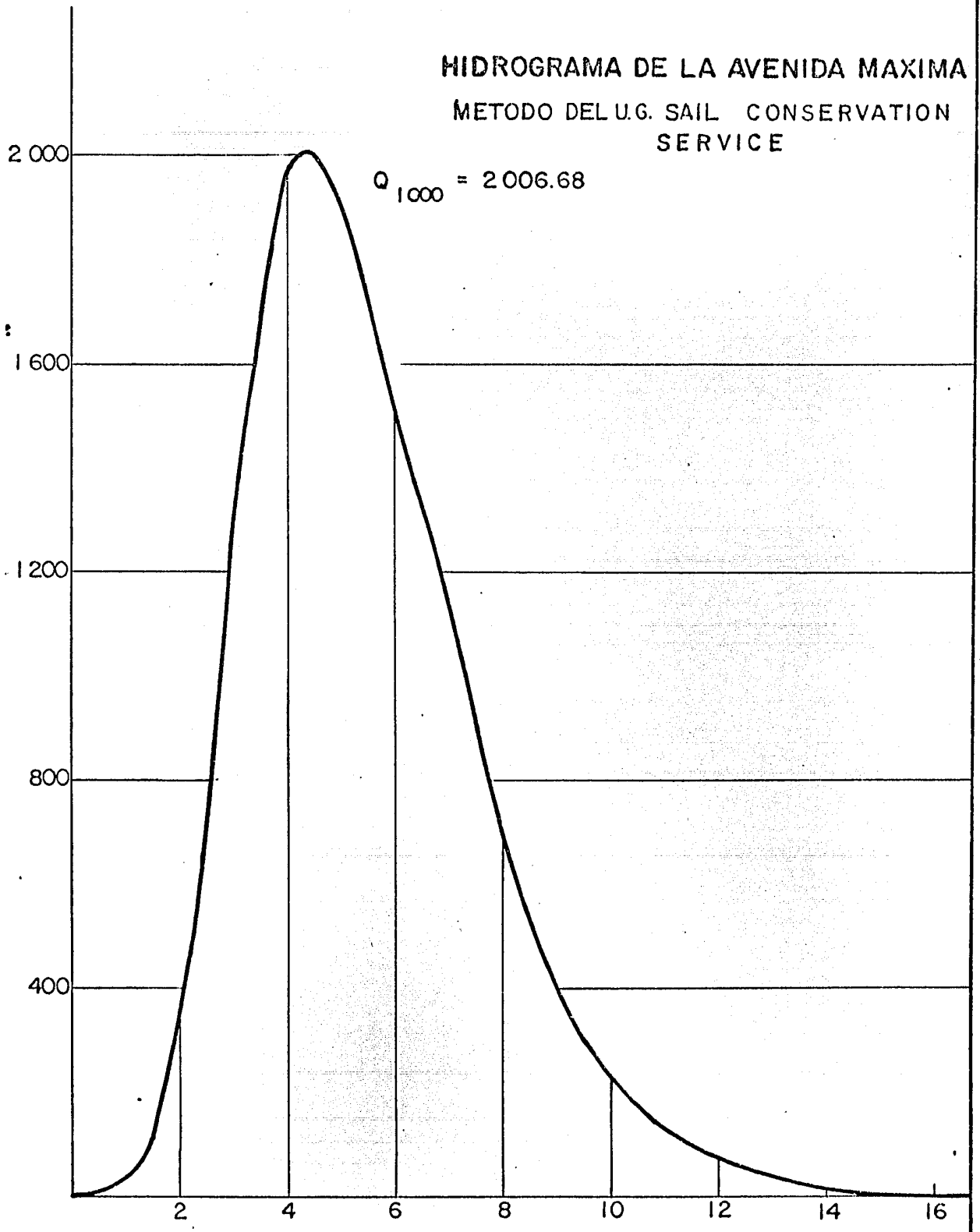

HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA
METODO DEL U.G. SAIL CONSERVATION SERVICE
Q_{1000} = 2006.68
2 000
1 600
1200
800
400
2
4
6
8
10
12
14
16

Fig. 4.19

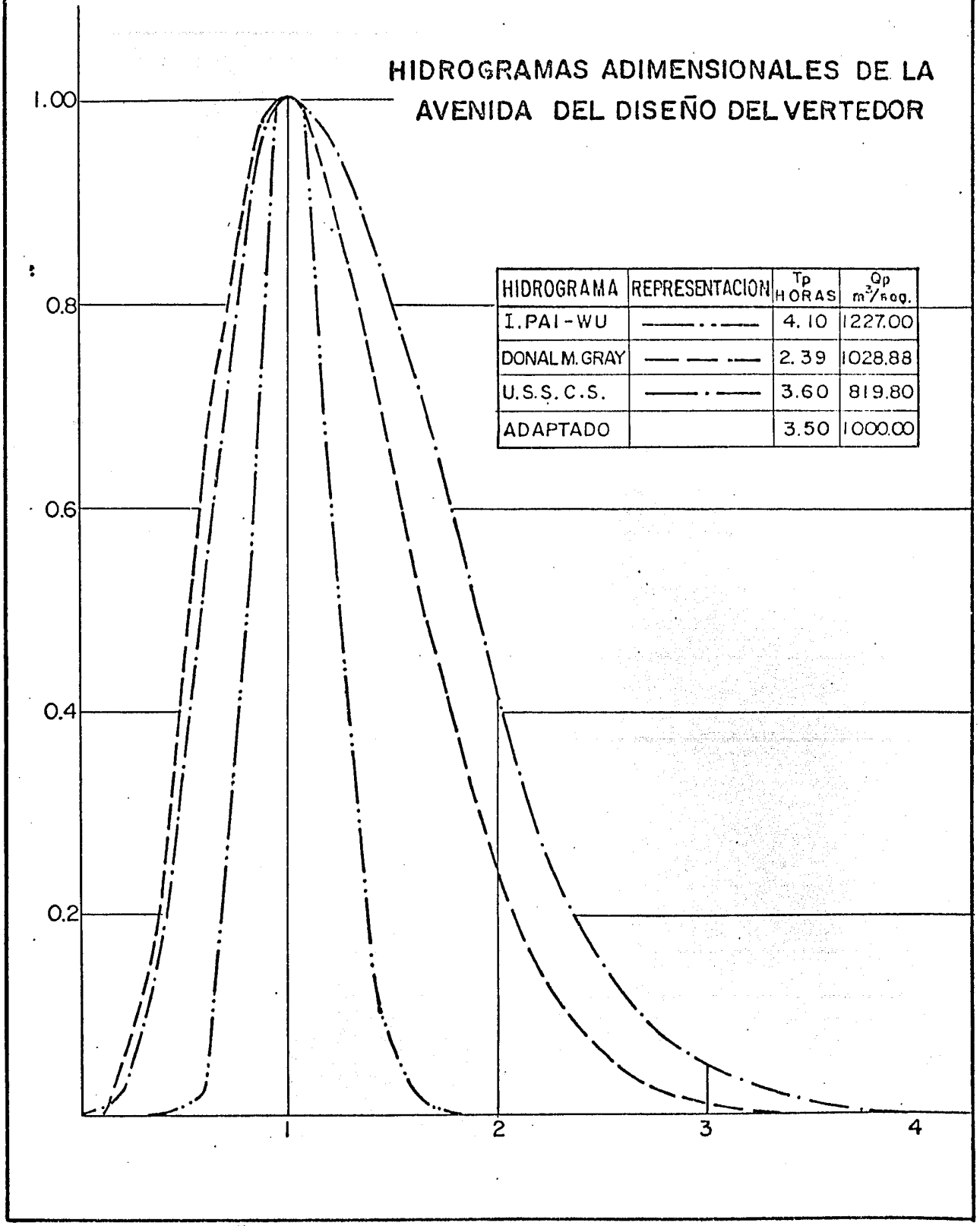
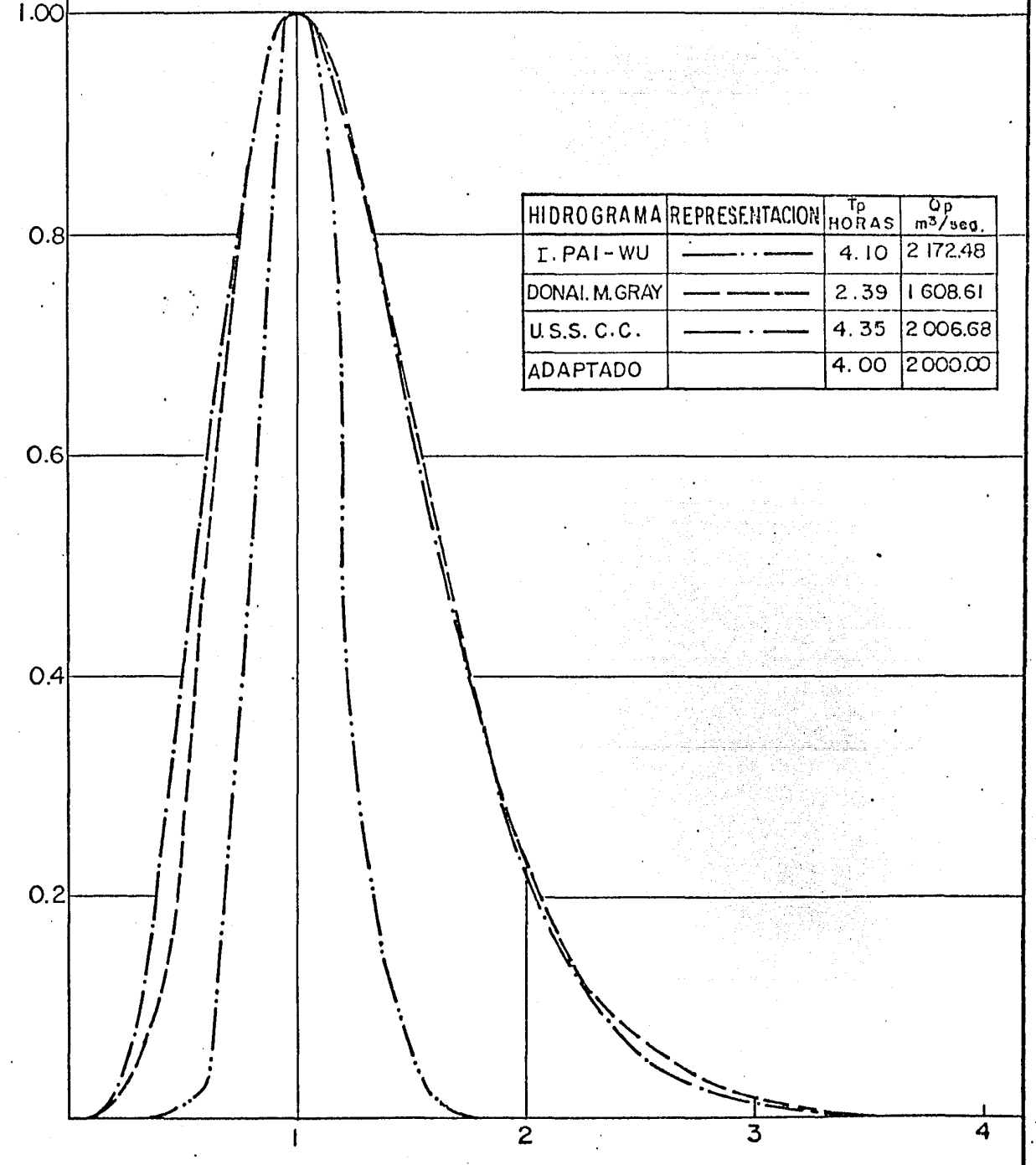

HIDROGRAMAS ADIMENSIONALES DE LA AVENIDA DEL DISEÑO DEL VERTEDOR
1.00
0.8
0.6
0.4
0.2
1
2
3
4
HIDROGRAMA | REPRESENTACION | Tp HORAS | Qp m³/seg.
I.PAI-WU | 4.10 | 1227.00
DONAL M. GRAY | 2.39 | 1028.88
U.S.S.C.S. | 3.60 | 819.80
ADAPTADO | 3.50 | 1000.00

Fig. 4.20

HIDROGRAMAS ADIMENSIONALES DE LA AVENIDA MAXIMA



HIDROGRAMA	REPRESENTACION	Tp HORAS	Qp m³/seg.
I. PAI - WU	——·· ——	4.10	2 172.48
DONAL. M. GRAY	— — — —	2.39	1 608.61
U.S.S. C.C.	—— · ——	4.35	2 006.68
ADAPTADO		4.00	2000.00

Fig. 4.21

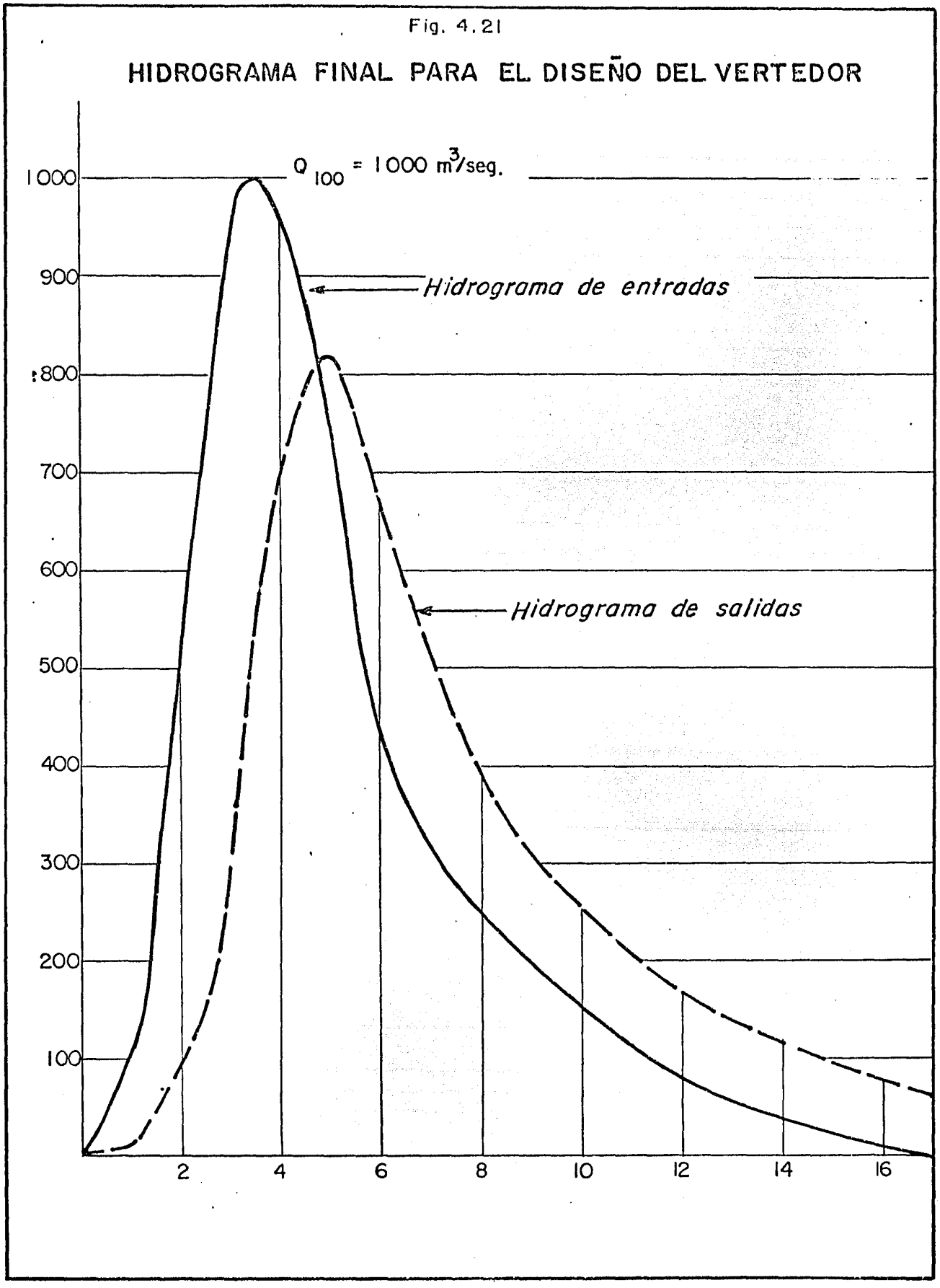
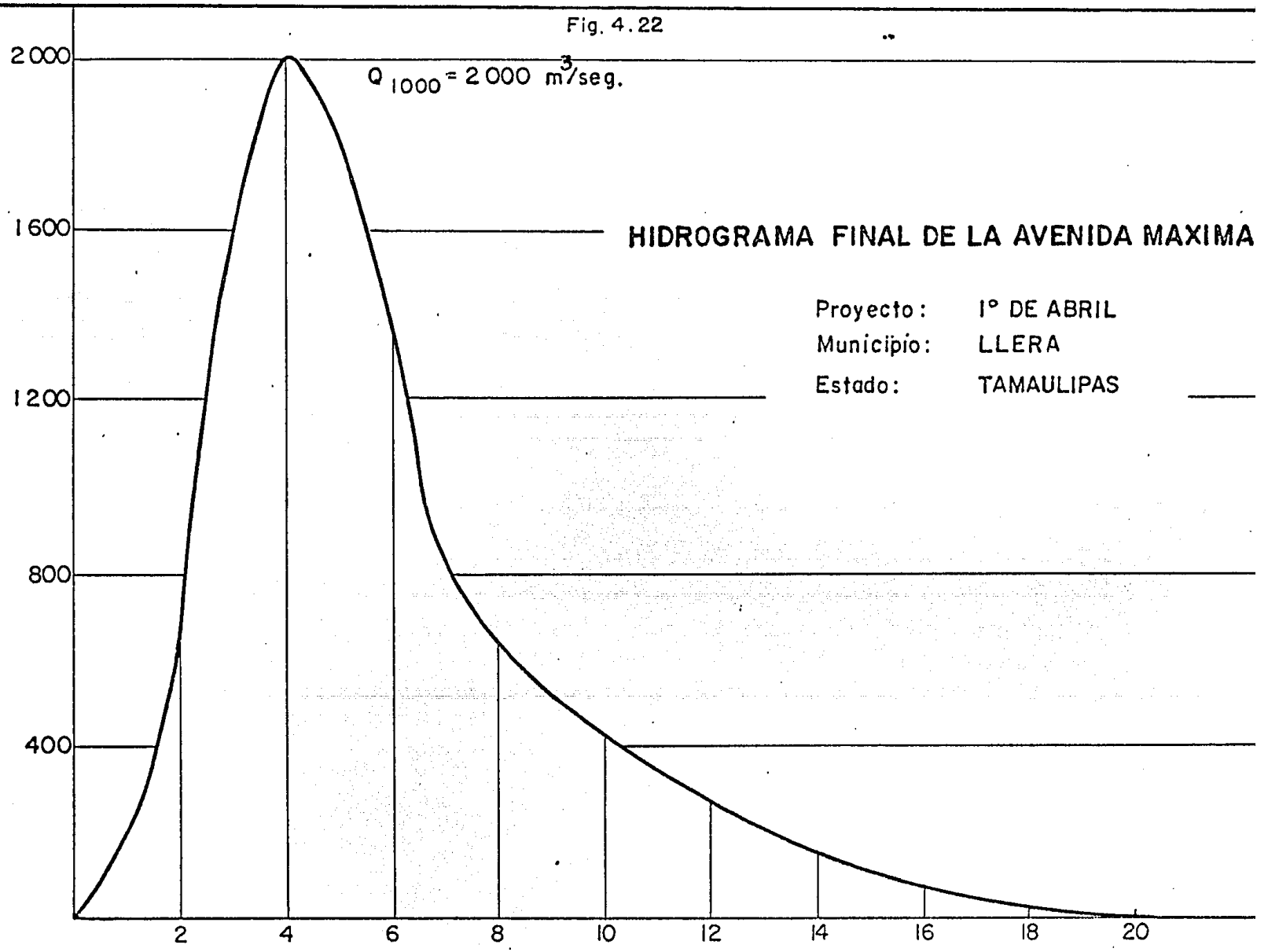

HIDROGRAMA FINAL PARA EL DISEÑO DEL VERTEDOR
Q_{100} = 1000 m³/seg.
Hidrograma de entradas
Hidrograma de salidas
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
2
4
6
8
10
12
14
16

Fig. 4.22



HIDROGRAMA FINAL DE LA AVENIDA MAXIMA

Proyecto: 1° DE ABRIL
Municipio: LLERA
Estado: TAMAULIPAS

Fig. 4.23

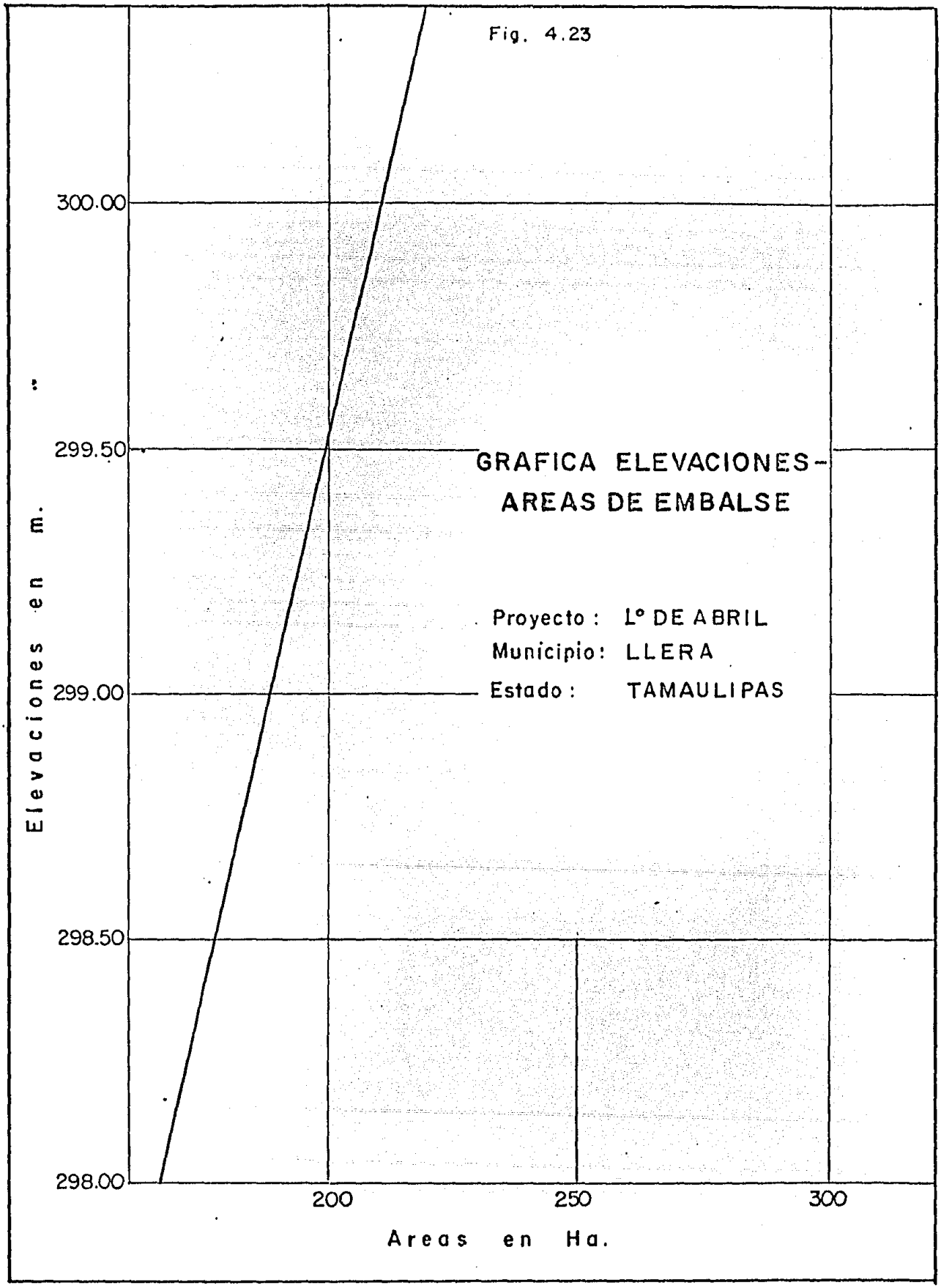

300.00
299.50
299.00
298.50
298.00
Elevaciones en m.
200
250
300
Areas en Ha.
GRAFICA ELEVACIONES-
AREAS DE EMBALSE
Proyecto : L° DE ABRIL
Municipio: LLERA
Estado : TAMAULIPAS

Fig. 4.23

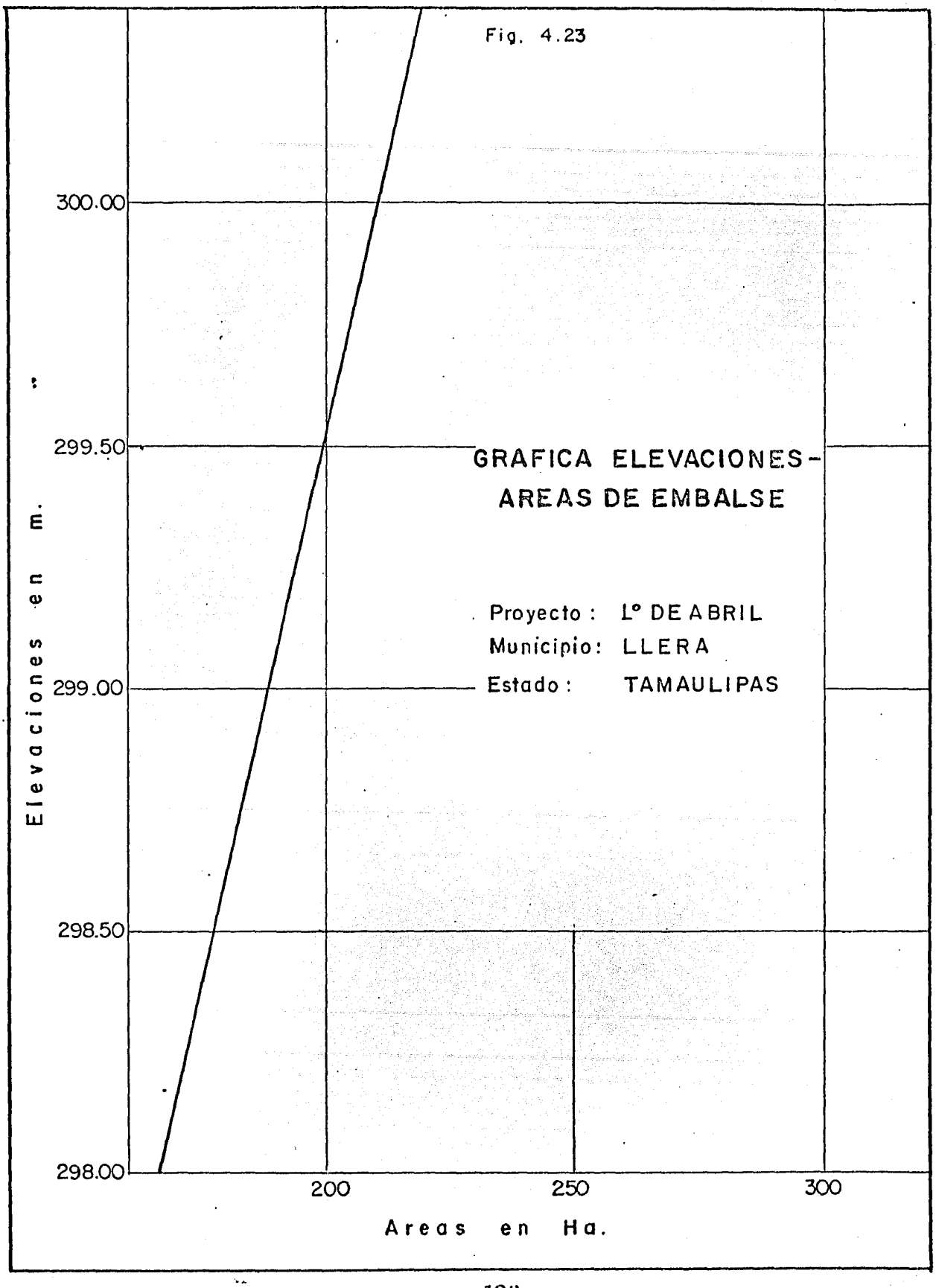

300.00
299.50
299.00
298.50
298.00
Elevaciones en m.
200
250
300
Areas en Ha.
GRAFICA ELEVACIONES - AREAS DE EMBALSE
Proyecto : L° DE ABRIL
Municipio: LLERA
Estado : TAMAULIPAS

TABLA 4.7

No.	AUTOR	PAIS	F O R M U L A	LIMITACIONES DE LAS FORMULAS
1	GETE		$Q_{Tr} = (4 + 16 \log. Tr)\sqrt{A}$	Fórmula generalizada en España
2	MORGAN	ESCOCIA	$Q_{Tr} = 52.707\ C\ A^{0.5}$ C = 1.00, Tr = 500 años; C = 0.464, Tr = 50 años C = 0.585, Tr = 100 años; C = 0.215, Tr = 5 años	
3	FULLER	U. S. A.	$Q_{Tr} = Q_m (1 + 0.8 \log. Tr)$ $Q_m = q\left(1 + \frac{2.66}{A^{0.3}}\right)$	
4	BRANSBY WILLIAMS	INGLATERRA	$Q_M = 79.412\ A^{0.92}$	Areas mayores de 26 Km^2
5		FRANCIA	$Q_M = 150\ A^{0.9}$	Grandes lluvias; $400 \leq 3{,}000\ Km^2$
6		FRANCIA	$Q = 200\ A^{0.4}$	$30 \leq A \leq 10{,}000\ Km^2$
7	RYVES	INDIA	$Q = 10.106\ A^{0.67}$	
8	VALENTINI	ITALIA	$Q = 27\ A^{0.5}$	
9	SCIMEMI	ITALIA	$Q_M = \left(\frac{600}{A+10} + 1\right) A$	Areas menores de 1,000 Km^2
10	BARATTA	ITALIA	$Q_M = \left(\frac{280}{A} + 2\right) A$	Cuencas montañosas
11	GIANDOTTI	ITALIA	$Q_M = \left(\frac{532.5}{A+16.2} + 5\right) A$	Cuencas montañosas
12	FORTI	ITALIA	$Q = \left(2.35\ \frac{500}{A+125} + 0.5\right) A$	Lluvias máximas de 200mm en 24 horas
13	KUICHLING	U. S. A.	$Q_M = \left(\frac{3596.24}{A+558.296} + 0.081\right) A$	Avenidas poco frecuentes
14	HYDERABAD	INDIA	$Q_M = 49.554\ (0.3861\ A)^{\left(0.9499 - \frac{1}{14}\log A\right)}$	Río Tungabhadra
15	CREAGER	U. S. A.	$Q = 39.077\ (0.3861\ A)^{0.935\ A^{-0.048}}$	Avenidas normales

A = Area de la cuenca, en Km^2

Tr = Período de retorno, en años

Q_{Tr} = Gasto de avenida máxima para un Tr, en $m^3/seg.$

Q_m = Valor medio de los gastos máximos instantáneos, en $m^3/seg.$

q = Valor medio de los gastos máximos diarios, en $m^3/seg.$

Q_M = Gasto de avenida máxima, en $m^3/seg.$

Q = Gasto de avenida normal, en $m^3/seg.$

TABLA 4.8

GASTO UNITARIO EN FUNCION DEL TIEMPO DE CONCENTRACION

TIEMPO DE CONCENTRACION, EN HORAS	GASTO UNITARIO, EN m³/seg/km/km²	TIEMPO DE CONCENTRACION, EN HORAS	GASTO UNITARIO, EN m³/seg/km/km²	TIEMPO DE CONCENTRACION EN HORAS	GASTO UNITARIO, EN m³/seg/km/km²
0.1 o menor	0.337	1.0	0.158	8.0	0.039
0.2	0.300	1.5	0.120	10.0	0.034
0.3	0.271	2.0	0.100	12.0	0.030
0.4	0.246	2.5	0.086	14.0	0.027
0.5	0.226	3.0	0.076	16.0	0.025
0.6	0.208	4.0	0.063	18.0	0.023
0.7	0.195	5.0	0.054	20.0	0.021
0.8	0.180	6.0	0.048	22.0	0.020
0.9	0.168	7.0	0.043	24.0	0.019

FORMA DE CALCULO No. 4.1

METODO ARITMETICO PARA EL TRANSITO DE LA AVENIDA EN UN EMBALSE

PROYECTO: 1°de Abril MPIO.: Llera EDO.: Tamaulipas

Δt = 6.25 hrs. = 900 seg. C = 2.0 L = 100 m. $Q = CLH^{3/2}$ H = ACUM (ΔZ_i)

PUNTO No.	0 t (hrs.)	1 $Z_i = Z_{i-1} + \Delta Z_{i-1}$ (m.)	2 $Q_S = CLH^{3/2}$ (m^3/seg)	3 Q_E (m^3/seg)	4 = (3 − 2)Δt $(Q_E - Q_S)\,\Delta t$ (m^3)	5 A_{Z_i} (m^2)	6 = 4/5 ΔZ_i (m)	$Q_{MAX.}$ de Regulación (m^3/seg)
1	0.125	297.90	0	8	7200	1660000	0.004	↑
2	0.375	297.904	0.05	32	28754	1660000	0.02	↑
3	0.625	297.924	0.744	60	53330	1665000	0.032	↑
4	0.875	297.956	2.650	82	71414	1671000	0.043	↑
5	1.125	297.999	6.229	130	111393	1680000	0.066	↑
6	1.375	298.065	13.442	190	158902	1689000	0.094	↑
7	1.625	298.159	26.374	285	232763	1715000	0.135	↑
8	1.875	298.295	49.598	415	382861	1745000	0.219	↑
9	2.125	298.514	96.319	598	451512	1790000	0.252	↑
10	2.375	298.766	161.246	750	529878	1844000	0.287	↑
11	2.625	299.053	247.773	857	548345	1905000	0.287	↑
12	2.875	299.341	345.904	938	532886	1965000	0.271	↑
13	3.125	299.612	448.007	975	474292	2025000	0.234	↑
14	3.375	299.846	543.022	998	409480	2073000	0.197	↑
15	3.625	300.043	627.427	997	332615	2107000	0.158	↑
16	3.875	300.200	697.624	970	245138	2150000	0.114	↑
17	4.125	300.314	750.129	944	174484	2174000	0.080	↑
18	4.375	300.394	787.847	900	100936	2191000	0.046	↑
19	4.625	300.440	809.651	850	36314.1	2200000	0.016	↑
20	4.875	300.456	817.524	795	-20271	2203000	-0.009	817.524
21	5.125	300.447	812.968	720	-83671	2201000	-0.038	↓
22	5.375	300.409	794.843	637	-142058	2195000	-0.065	↓
23	5.625	300.344	764.156	540	-201.74	2180000	-0.092	↓
24	5.875	300.252	721.416	470	-226274	2160000	-0.105	↓
25	6.125	300.147	663.650	425	-223785	2155000	-0.104	↓

C A P I T U L O V

DIMENSIONAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE LA PRESA

5.1. OBRAS DE DESVIO

5.2. CORTINA

5.2.1. CALCULO DEL BORDO LIBRE

5.2.2. SECCIONES DE LA CORTINA

5.3. OBRAS DE EXCEDENCIAS

5.3.1. VERTEDOR

5.3.2. TANQUE AMORTIGUADOR

5.4. OBRA DE TOMA

5.4.1. CALCULO DEL GASTO DE DISEÑO

5.4.2. DISEÑO DE LA TUBERIA

5.4.3. CALCULO DE PERDIDAS DE CARGA

DIMENSIONES DE LAS ESTRUCTURAS DE LA PRESA:
OBRAS DE DESVIO

LAS OBRAS DE DESVÍO TIENEN POR OBJETO DEJAR SECO EL SITIO DE - CONSTRUCCIÓN DE UNA CORTINA Y LAS OBRAS AUXILIARES DURANTE EL- PERÍODO DE CONSTRUCCIÓN, PARA LA CUAL ES NECESARIO DESVIAR TEMPORALMENTE EL ESCURRIMIENTO DEL RÍO.

EN GENERAL LOS ESQUEMAS QUE SE ESTUDIAN PARA EL DESVÍO DEL ESCURRIMIENTO DE UN RÍO SERÁN DIFERENTES CUANDO SE TRATE DE UNA- CORTINA DE CONCRETO O UNA DE MATERIALES GRADUADOS. EN EL PRIMER CASO POCO O NINGÚN DAÑO OCASIONARÍA QUE CIERTOS VOLÚMENES- DE AGUA PASARÁN POR ENCIMA DE LA ESTRUCTURA; NO ASÍ EN EL SEGUNDO CASO, EN QUE EL AGUA PODRÍA EROSIONAR LA ESTRUCTURA Y -- PROVOCAR UNA FALLA DE GRAVES CONSECUENCIAS.

POR OTRA PARTE, PUEDE INFLUIR EN LA SELECCIÓN DEL DESVÍO EL TAMAÑO DE LA ESTRUCTURA, PUES PARA UNA ESTRUCTURA RELATIVAMENTE- PEQUEÑA, EN LA QUE EL TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN SEA MENOR QUE EL- PERÍODO DE ESTIAJE EL DESVÍO SERÁ DISTINTO PARA UNA ESTRUCTURA RELATIVAMENTE GRANDE EN LA QUE EL TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN SEA - MAYOR A UNO O VARIOS PERÍODOS HIDROLÓGICOS ANUALES CONSECUTIVOS, COMPRENDIENDO SECAS Y LLUVIAS. EN ESTE ÚLTIMO CASO HABRÁ- NECESIDAD DE DESVIAR EL ESCURRIMIENTO TOTAL TANTO DE SECAS COMO DE LLUVIAS, DE VARIOS PERÍODOS HIDROLÓGICOS ANUALES; O ESCOJER UN PERÍODO ABUNDANTE QUE SE CONSIDERE TÍPICO, VALUANDO LOS GASTOS MÁXIMOS PROBABLES.

CON EL OBJETO DE PODER DETERMINAR EL CONJUNTO Y LA DIMENSIÓN - DE LAS ESTRUCTURAS QUE FORMEN LA MEJOR SOLUCIÓN PARA EL DESVÍO SE CONSIDERAN LOS FACTORES SIGUIENTES:

1).- RÉGIMEN DEL ESCURRIMIENTO.

2).- MAGNITUD Y FRECUENCIA DE LAS AVENIDAS DURANTE EL DESVÍO

3).- MÉTODOS DE DESVIACIÓN.

PARA EL INCISO 1, EL RÉGIMEN QUE SE OBSERVA DE UNA CORRIENTE, ES QUE SUMINISTRA LA INFORMACIÓN DE MAYOR CONFIANZA EN CUANTO A LAS CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO, EN UN SITIO DETERMINADO, POR LO QUE SE DEBERÁ CONSULTAR SIEMPRE QUE DE ÉL SE DISPONGA.

POR LO GENERAL SE PUEDE DECIR QUÉ PERÍODOS (MÍNIMOS) DEL ORDEN DE 15 O 20 AÑOS DE REGISTRO SE PUEDEN CONSIDERAR ACEPTABLES.

PARA EL INCISO 2, EN LA GRAN MAYORÍA DE LOS CASOS LAS OBRAS DE DESVIACIÓN SE PROYECTAN PARA EL PICO DE UNA AVENIDA.

EN ESTAS CONDICIONES, ES NECESARIO DISPONER DE UNA CURVA DE FRECUENCIA, CON EL OBJETO DE PODER VALORAR LOS RIESGOS QUE REPRESENTEN CIERTOS GASTOS ESCOGIDOS Y EL COSTO DE LAS OBRAS CORRESPONDIENTES.

POR OTRA PARTE, EL PICO DE UNA AVENIDA SE PUEDE CALCULAR POR MÉTODOS EMPÍRICOS O MÉTODOS ESTADÍSTICOS, SIENDO MÁS CONFIABLES ESTOS ÚLTIMOS, CABE SEÑALAR ADEMÁS QUE ES PRÁCTICO EN NUESTRO PAÍS SELECCIONAR COMO GASTO DE DISEÑO PARA EL DESVÍO EL CORRESPONDIENTE A UN PERÍODO DE 20 A 30 AÑOS.

PARA EL INCISO 3, LA PLANIFICACIÓN DEL CONJUNTO DE ESTRUCTURAS QUE FORMAN UN DESVÍO DEPENDERÁ PRINCIPALMENTE DE CINCO ELEMENTOS:

1.- MAGNITUD DEL FLUJO QUE SE VA A DESVIAR.

2.- CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SITIO DE CONSTRUCCIÓN: TOPOGRÁFICAS, GEOLÓGICAS, ETC.

3.- TIPO DE CORTINA POR CONSTRUIR: DE CONCRETO O MATERIALES -

GRADUADOS, VERTEDORA O NO VERTEDORA.

4.- CARACTERÍSTICAS Y LOCALIZACIÓN DEL RESTO DE LAS ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS QUE FORMAN LA PRESA, COMO LA OBRA DE TOMA, OBRA DE EXCEDENCIAS, OBRA DE CONTROL, ETC.

5.- LA PROBABLE SECUENCIA DE LAS ACTIVIDADES CONSTRUCTIVAS.

DE ESTA MANERA, UTILIZANDO LOS DOS PRIMEROS ELEMENTOS QUE PROPORCIONA LA NATURALEZA Y LOS TRES ÚLTIMOS, CUYA DETERMINACIÓN CORRESPONDE AL INGENIERO DE SELECCIONAR UN CONJUNTO DE ESTRUCTURAS CON CARACTERÍSTICAS ÓPTIMAS, CONSIDERANDO PRACTICABILIDAD ECONÓMICA Y RIESGOS CALCULADOS.

LAS OBRAS DE DESVIACIÓN DEBERÁN SER TALES QUE PUEDAN INCORPORAR AL PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN CON UN MÍNIMO DE PÉRDIDAS, PELIGRO Y RETRASO.

ES PRÁCTICA COMÚN EFECTUAR EL DESVÍO DE UNA CORRIENTE MEDIANTE LA UTILIZACIÓN DE UNA O VARIAS DE LAS ESTRUCTURAS SIGUIENTES:

1.- CANAL O TAJO TEMPORAL A TRAVÉS DEL SITIO DE CONSTRUCCIÓN.

2.- HUECO O PASO TEMPORAL A TRAVÉS DE LA CORTINA DE CONCRETO.

3.- CONDUCTO A TRAVÉS DEL CUERPO DE LA CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS.

4.- TÚNELES A TRAVÉS DE LAS LADERAS DE LA BOQUILLA.

5.1. OBRA DE DESVÍO PARA LA PRESA 1o. DE ABRIL

LA DESVIACIÓN Y CONTROL DE LA CORRIENTE APROVECHADA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA CORTINA, NO REQUIERE INVERSIÓN ADICIONAL, -

YA QUE EL PERÍODO DE CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA SERÁ EN LA ÉPOCA DE ESTIAJE, DE TAL FORMA QUE LOS ESCURRIMIENTOS SEAN MÍNIMOS, LOGRANDO CON ESTO QUE HAYA CONTINUIDAD EN LOS TRABAJOS.

5.2. CORTINA

LA CORTINA ES UNA ESTRUCTURA QUE SE COLOCA ATRAVESADA EN EL LECHO DE UN RÍO COMO OBSTÁCULO AL FLUJO DEL MISMO CON EL OBJETO DE FORMAR UN ALMACENAMIENTO O UNA DESVIACIÓN.

5.2.1. CÁLCULO DEL BORDO LIBRE

PARA LA OBTENCIÓN DE LA ALTURA DEL BORDO LIBRE LA DIRECCIÓN GENERAL DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE LA SARH ESPECIFICA QUE SE LE DEBE DAR UNA ALTURA DE 1.57 M. MÁS LA ALTURA DE LA CARGA HIDRÁULICA 2.56 TOMADA DE LA FORMA DE CÁLCULO NO. 1 OBTENIÉNDOSE CON ESTO UNA ALTURA DE BORDO LIBRE DE 4.13.

CON EL HIDROGRAMA DE AVENIDA MÁXIMA O REVISIÓN DEL BORDO LIBRE OBTENIDA CON EL MISMO PROCEDIMIENTO DE LA FORMA DE CÁLCULO NO. 1 SE TIENE UNA CARGA HIDRÁULICA DE 3.68 POR LO QUE ESTA ALTURA, PARA QUE EL DIMENSIONAMIENTO DEL BORDO LIBRE ESTÉ BIEN CALCULADO, DEBE SER MENOR O IGUAL AL CALCULADO ANTERIORMENTE, POR LO QUE $4.13 > 3.68$.

POR LO QUE SE ADOPTA UNA ALTURA DE BORDO LIBRE DE 4.13.

5.2.2. SECCIONES DE LA CORTINA

CORTINAS DE MATERIALES GRADUADOS. ESTE TIPO DE CORTINAS CONSISTE EN UNA ZONA CENTRAL O CORAZÓN IMPERMEABLE, CON ZONAS SEMIPERMEABLES Y PERMEABLES COLOCADAS PROGRESIVAMENTE HACIA AGUAS ABAJO Y AGUAS ARRIBA DESDE DICHO CORAZÓN.

DEPENDIENDO DE LOS MATERIALES DISPONIBLES EN LA REGIÓN, LOS --

RESPALDOS DE MATERIAL PERMEABLE SE PUEDEN CONSTRUIR CON GRAVAS O ENROCAMIENTOS DE BUENA CALIDAD.

LAS CALIDADES QUE DE LOS DIFERENTES MATERIALES SE COLOCAN EN - EL CUERPO DE LA CORTINA DEPENDEN EN GRAN PARTE DE SU DISPONIBILIDAD EN LA ZONA ECONÓMICAMENTE, Y DE LAS CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS MISMOS.

LA ESTABILIDAD DE ESTAS ESTRUCTURAS ES UNA FUNCIÓN DE LA ESTABILIDAD DE SUS TALUDES, EN LAS DIVERSAS CONDICIONES DE TRABAJO EN DONDE EL FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DEL CUERPO DE LAS MISMAS DESEMPEÑAN UN PAPEL SUMAMENTE IMPORTANTE.

LA CORTINA PARA EL PROYECTO 1o. DE ABRIL SERÁ DE MATERIALES -- GRADUADOS CON UNA LONGITUD 1 550.M. Y DE UNA ALTURA MÁXIMA DE- 21.30 M. HASTA EL DESPLANTE, ANCHO DE LA CORONA DE 6.00 M. TALUDES EXTERIORES DE 1.75:1 EN LOS PRIMEROS 4 METROS, A PARTIR- DE LA CORONA Y 2:1 A PARTIR DE LOS PRIMEROS 4 METROS HASTA EL- DESPLANTE. ESTARÁ CONSTRUIDA POR UN NÚCLEO CON ANCHO DE CORONA DE 4.0M. EL TALUD DE ÉSTE SERÁ DE 0.3:1 DE LA ESTACIÓN 0+500 A LA ESTACIÓN 1+400 Y DE 0.5:1 EN LOS TRAMOS EXTREMOS (DE LAS ESTACIONES 0+030 A 0+450 Y DE LA 1+450 A LA 1+600) LIGADOS ME- - DIANTE TRANSICIONES DE 50 M. DE LONGITUD; SOBRE EL NÚCLEO DESCANSARÁ UN FILTRO DE ARENA QUE SERVIRÁ DE TRANSICIÓN ENTRE EL- MATERIAL IMPERMEABLE Y LOS RESPALDOS QUE SERÁN DE REGAZA EN LA QUE SE APOYARÁ LA PROTECCIÓN DE ENROCAMIENTO SEMIACOMODADO AMBAS DE 1.0 M. DE ESPESOR.

5.3. OBRAS DE EXCEDENCIAS

LAS OBRAS DE EXCEDENCIAS SON ESTRUCTURAS QUE FORMAN PARTE IN-- TRINSECA DE UNA PRESA, SEA DE ALMACENAMIENTO O DERIVACIÓN Y CUYA FUNCIÓN ES LA DE PERMITIR LA SALIDA DE VOLÚMENES DE AGUA -- EXCEDENTES A LOS DE APROVECHAMIENTO.

POR LO QUE EL VERTEDOR ES LA VÁLVULA DE SEGURIDAD DE UNA PRESA Y ÉSTE, DEBE DE TENER CAPACIDAD PARA DESCARGAR GRANDES AVENIDAS -- SIN DAÑAR LA PRESA O CUALQUIERA DE SUS ESTRUCTURAS Y AL MISMO -- TIEMPO MANTENER EL NIVEL DEL VASO ABAJO DE ALGÚN NIVEL MÁXIMO DE TERMINADO PREVIAMENTE.

5.3.1. VERTEDOR

EL VERTEDOR ESTARÁ UBICADO EN LA MARGEN DERECHA Y SERÁ TIPO CA-- NAL LATERAL CON PERFIL CREGER Y LONGITUD DE CRESTA DE 100M. DISE ÑADO PARA UNA AVENIDA REGULARIZADO O DE PROYECTO DE 817.52 - -- M^3/SEG. POR LO CUAL LA CARGA HIDRÁULICA SERÁ DE 2.56 M. TALES -- VALORES TOMADOS DE LA FORMA DE CÁLCULO N° 1.

PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DEL VERTEDOR SE ANALIZÓ EN EL CAPÍ- TULO IV, EN EL TRÁNSITO DE LA AVENIDA MÁXIMA PROBABLE POR EL VA- SO DE LA PRESA, CONSIDERANDO 3 DIFERENTES LONGITUDES DE VERTEDOR 100 M. 120 M. Y 150 M. CUYOS RESULTADOS SE MUESTRAN EN LA TABLA QUE APARECE EN EL TRÁNSITO DE AVENIDAS, POR LO TANTO DE DICHA TA BLA SE INFIERE QUE LA 1º ALTERNATIVA ES COMPATIBLE A RESERVA DE- LOS RESULTADOS QUE SE OBTENGAN DEL ANÁLISIS ECONÓMICO, COSTO DEL VERTEDOR COSTO DE LA PRESA. SE RECOMIENDA LA LONGITUD DE 100 M. DE VERTEDOR CUYAS CARACTERÍSTICAS DEL PROBLEMA CUANDO SE PRESEN- TA EL EMBALSE MÁXIMO SON LAS SIGUIENTES:

LONGITUD DEL VERTEDOR	100.00 M.
GASTO DE REGULARIZACIÓN	1000 M^3/SEG.
GASTO MÁXIMO DESFOGADO	817.52 M^3/SEG.
ALMACENAMIENTO	8 MILLONES DE M^3
ELEVACIÓN INICIAL (NAMO)	297.90
ELEVACIÓN MÁXIMA (NAME)	300.46

DE ACUERDO A LOS RESULTADOS ANTERIORES Y APLICANDO LA FÓRMULA DE FRANCIS, LA CUAL SE UTILIZA PARA DETERMINAR LAS CARACTERÍSTICAS- DEL VERTEDOR, REVISAREMOS LA CARGA SOBRE LA CRESTA CON LA SIGUIEN

TE ECUACIÓN:

$$Q = CLH^{3/2} \quad (1)$$

DONDE
Q = GASTO DEL VERTEDOR
C = COEFICIENTE DE DESCARGA = 2.0
L = LONGITUD EFECTIVA DEL VERTEDOR = 100M.
H = CARGA SOBRE LA CRESTA DEL VERTEDOR

PROPONIENDO EL MISMO COEFICIENTE DE DESCARGA EMPLEADO PARA EL TRÁNSITO DE AVENIDA C = 2.00

DESPEJANDO H DE LA ECUACIÓN (1)

$$H = \frac{Q^{2/3}}{CL}$$

$$H = \frac{817.52^{2/3}}{2.00\ (100)} = 2.56$$

$$H = 2.56$$

POR LO QUE LA CARGA ES CORRECTA.

5.3.2. TANQUE AMORTIGUADOR

EL TANQUE AMORTIGUADOR ES EL DISPOSITIVO AGUAS ABAJO QUE TIENE POR OBJETO EL DISIPAR LA MAYOR CANTIDAD POSIBLE DE ENERGÍA QUE- TRAE CONSIGO EL AGUA AL CAER POR EL CIMACIO, PARA LA PROTE- -- CCIÓN DEL VERTEDOR.

SU DIMENSIONAMIENTO SE REDUCE A LA DETERMINACIÓN DE SU LONGI-- TUD Y SU PROFUNDIDAD PARA LO CUAL SE PROCEDE EN LA FORMA SI- - GUIENTE:

SE CALCULA EL TIRANTE CRÍTICO DC, Y LA CARGA DE VELOCIDAD HVT, PARA OBTENER LA CARGA SOBRE EL VERTEDOR H', MEDIANTE LA SIGUIEN

TES EXPRESIONES:

$$DC = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{G}}$$

$q = \frac{Q}{L}$ GASTO MÁXIMO
LONGITUD DEL VERTEDOR

$$H_{VT} = \frac{DC}{2}$$

$$H' = 1.5\ DC$$

CONOCIDA H' SE CALCULA LA ELEVACIÓN DE CARGA TOTAL IGUAL A LA - - ELEVACIÓN DE LA CRESTA MAS H'.

SE SUPONE LA PROFUNDIDAD "P" DEL COLCHÓN PARA OBTENER LA ELEVA- - CIÓN DE SU PISO. SE DETERMINA LA ALTURA TOTAL HT.

HT= ELEVACIÓN DE LA CRESTA + H' - ELEVACIÓN DEL COLCHÓN

SE SUPONE UN VALOR DE D_1 PARA ENCONTRAR LA ALTURA DE CAÍDA H_1, -- CALCULÁNDOSE LA VELOCIDAD AL PIE DEL CIMACIO.

$$H_1 = HT - D_1$$

$$VT = \sqrt{2G\ H_1}$$

EL ÁREA DE LA SECCIÓN VERTEDORA POR METRO LINEAL SERÁ:

$$A_1 = \frac{Q}{VT}$$

Y EL TIRANTE D_1 SUPUESTO DEBE SER:

$$D_1 - \frac{A_1}{L}$$

SI EL VALOR OBTENIDO PARA D_1 NO COINCIDE CON EL SUPUESTO, SE HA-- RÁN TANTEOS CON NUEVOS VALORES DE D_1 HASTA QUE SATISFAGA LA IGUAL DAD ANTERIOR.

EL TIRANTE CONJUGADO SE CALCULARÁ APLICANDO LA FÓRMULA SIGUIENTE:

$$D2 = -\frac{D1}{2} - \sqrt{\frac{2D1Vt^2}{g} + \frac{D1^2}{4}}$$

UNA VEZ CALCULADO D_2 SE DEBE DE VERIFICAR EL VALOR DE LA PROFUNDIDAD (P) DEL COLCHÓN QUE SE SUPUSO, LA CUAL DEBERÁ SER LA DIFERENCIA ENTRE EL TIRANTE CONJUGADO Y EL TIRANTE NORMAL "D_n" A LA ENTRADA DEL CANAL DE SALIDA; SIN EMBARGO, EN LA PRÁCTICA SE TOMA EL VALOR DE:

$$P = 1.15\ D2 - Dn$$

EL VALOR DE D_N ES UN VALOR DIFÍCIL DE OBTENER CON PRECISIÓN YA QUE DEPENDE DE LA PENDIENTE DEL CANAL Y SUS CONDICIONES DE DESCARGA, QUE POR LO GENERAL SON IRREGULARES. CONSERVADORAMENTE SE FIJARÁ EL VALOR DE D_N APROXIMADAMENTE IGUAL A DC DETERMINADO PARA LA CRESTA DEL CIMACIO.

PARA LOS CALCULOS HIDRÁULICOS ANTERIORES SE ACEPTA UN VALOR DE SUMERGENCIA:

$$H_S = \frac{H}{3}$$

LA LONGITUD DEL DELANTAL PARA QUE PRODUZCA EL SALTO HIDRÁULICO SERÁ:

$$L = 5\ (D_2 - D_1)$$

DE LAS FÓRMULAS ANTERIORES TENEMOS PARA NUESTRO PROYECTO, SE REQUIERE PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL TANQUE AMORTIGUADOR, UNA PLANTILLA DE 28M. DE ANCHO, UNA PROFUNDIDAD P= 2.50 M. Y UNA LONGITUD DE 15.20 M.

LA ELEVACIÓN DE LA PLANTILLA DEL TANQUE AMORTIGUADOR SE LOCALIZA A LOS 291.94 M.S.N.M Y LA DESCARGA AL CANAL DE DESFOGE HACIA EL RÍO SE LOCALIZA EN LA COTA 294.44 M.S.N.M.

5.4. OBRA DE TOMA

SE DENOMINA OBRA DE TOMA AL CONJUNTO DE ESTRUCTURAS QUE SE CONS-- TRUYEN CON OBJETO DE EXTRAER EL AGUA EN FORMA CONTROLADA Y PODER- UTILIZARLA CON EL FIN PARA EL CUAL HA SIDO PROYECTADO SU APROVE-- CHAMIENTO.

LA OBRA DE TOMA SE ALOJARÁ EN LA MARGEN IZQUIERDA A LA ELEVACIÓN- DE 286.10 M., CON UNA CAPACIDAD DE 1 M^3/SEG., DISEÑADA EN TUBO- DE LÁMINA DE ACERO TRABAJANDO A PRESIÓN CON UNA LONGITUD APROXIMA DAMENTE DE 52.5 M. PERMITIENDO DESALOJAR EL GASTO ANTERIORMENTE - SEÑALADO.

5.4.1. CALCULO DEL GASTO DE DISEÑO

PARA REALIZAR ESTE CÁLCULO NOS APOYAREMOS CON LA SIGUIENTE ECUA-- CIÓN:

$$Q = \frac{A \times L_B \times P \times K}{86400 \times N} \qquad \text{---(A)}$$

DONDE

Q= GASTO DE DISEÑO EN M^3/SEG.
A= AREA POR REGAR, EN M^2
L_B= LÁMINA BRUTA DE RIEGO, EN M.
P= PORCENTAJE DEL MES DE MÁXIMA DEMANDA
K= COEFICIENTE VARIABLE PARA CUBRIR LA VARIACIÓN HORARIA
N= NÚMERO DE DÍAS DEL MES DE MÁXIMA DEMANDA

SUSTITUYENDO VALORES EN LA ECUACIÓN A

$$Q = \frac{606 \times 10^4 \times 0.83 \times 0.25 \times 1.40}{86400 \quad (31)} = 0.66 \ M^3/SEG.$$

SE ADOPTA UN GASTO DE 1 M^3/SEG.

5.4.2. DISEÑO DE LA TUBERIA

APLICANDO LA ECUACIÓN DE LA CONTINUIDAD.

$$Q = V.A$$

TENEMOS COMO DATO EL GASTO Y SE PROPONE UNA VELOCIDAD MENOR QUE - LA PERMISIBLE 7 M/SEG. PARA CONDUCTOS A PRESIÓN, PARA NUESTRO CASO TOMAREMOS UNA VELOCIDAD DE 2 M/SEG.

DESPEJANDO DE LA ECUACIÓN DE CONTINUIDAD EL ÁREA TENEMOS:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{1}{2} = 0.5\ M^2$$

PARA OBTENER EL DIÁMETRO SE UTILIZA LA FÓRMULA DEL ÁREA DEL CIRCULO.

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

DONDE $$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = 0.79\ M$$

PERO SE CONSIDERA UN DIÁMETRO DE 0.914 MTS. YA QUE ES EL DIÁMETRO COMERCIAL (36").

SE CALCULA NUEVAMENTE LA VELOCIDAD CON ESTE NUEVO DIÁMETRO:

$$V = \frac{1\ M/SEG.}{0.655} = 1.52 < 7\ M/SEG.$$

POR LO TANTO:

ϕ= 0.914 M.
V= 1.52 M/SEG.
A= 0.655 M^2
Q= 1 M^3/SEG.

5.4.3. CALCULO DE PERDIDAS DE CARGA

PARA CALCULAR LAS PÉRDIDAS DE CARGA POR FRICCIÓN SE UTILIZA LA -- FÓRMULA DE DARCY-WEISBAC, QUE SE MUESTRA ENSEGUIDA:

$$HF = F \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad \text{---(1)}$$

DONDE:

HF= PÉRDIDA POR FRICCIÓN EN M.
F = FACTOR DE FRICCIÓN SIN DIMENSIONES
L = LONGITUD DEL TUBO, EN M.
D = DIÁMETRO, EN M.
V = VELOCIDAD MEDIA EN M/SEG.
g = ACELERACIÓN DE LA GRAVEDAD EN M/SEG^2

CABE MENCIONAR QUE EL FACTOR DE FRICCIÓN "F" ES FUNCIÓN DE LA RUGOSIDAD ε Y DEL NÚMERO DE REYNOLDS "RE" EN EL TUBO. PARA OBTENER ESTE FACTOR SE AUXILIA DEL DIAGRAMA UNIVERSAL DE MOODY. OTRA FORMA DE OBTENER MATEMÁTICAMENTE EL FACTOR DE FRICCIÓN EN EL FLUJO LAMINAR SE DETERMINA CON LA SIGUIENTE ECUACIÓN:

$$F = \frac{64}{RE}$$

LA CUAL ES VÁLIDA PARA TUBOS LISOS O RUGOSOS EN LOS CUALES EL NÚMERO DE REYNOLDS NO REBASA EL VALOR CRÍTICO DE 2300.

HACIENDO OPERACIONES.

$RE = 1389 < 2300$

POR LO TANTO

$$F = \frac{64}{1389} = 0.046$$

SUSTITUYENDO EN LA ECUACIÓN (1)

$$HF = 0.35$$

CALCULO DE PERDIDAS LOCALES

LAS TUBERÍAS DE CONDUCCIÓN QUE SE UTILIZAN EN LA PRÁCTICA ESTÁN - COMPUESTAS, GENERALMENTE, POR TRAMOS RECTOS Y CURVOS PARA AJUSTARSE A LOS ACCIDENTES TOPOGRÁFICOS DEL TERRENO, ASÍ COMO A LOS CAMBIOS QUE SE PRESENTAN EN LA GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN Y DE LOS DISTINTOS DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DE LAS DESCARGAS. ESTOS - -- CAMBIOS ORIGINAN PÉRDIDAS DE ENERGÍA, DISTINTAS A LAS DE LA FRICCIÓN, LOCALIZADAS EN EL SITIO MISMO DEL CAMBIO DE GEOMETRÍA O DE LA ALTERACIÓN DEL FLUJO. TAL TIPO DE PÉRDIDA SE CONOCE COMO PÉRDIDA LOCAL. SU MAGNITUD SE EXPRESA COMO UNA FRACCIÓN DE LA CARGA DE VELOCIDAD INMEDIATAMENTE AGUAS ABAJO DEL SITIO DONDE SE PRODUJO LA PÉRDIDA; LA FÓRMULA GENERAL DE PÉRDIDA LOCAL ES:

$$h = K \frac{V^2}{2g}$$

DONDE:

h = PÉRDIDA DE ENERGÍA EN M.

K = COEFICIENTE SIN DIMENSIONES QUE DEPENDE DEL TIPO DE PÉRDIDA QUE SE TRATE.

$\frac{V^2}{2g}$ = LA CARGA DE VELOCIDAD AGUAS ABAJO DE LA ZONA DE ALTERACIÓN DEL FLUJO.

RESUMEN DE PERDIDAS

1.-	PÉRDIDA POR REJILLA	0.05
2.-	PÉRDIDA POR CODO	0.04
3.-	PÉRDIDA POR VÁLVULA	0.21
4.-	PÉRDIDA POR SALIDA	0.27

5.- PÉRDIDA POR FRICCIÓN 0.35

LA SUMA DE PÉRDIDAS CARGA ES IGUAL A 0.92 M.

C A P I T U L O V I

CONSIDERACIONES ECONOMICAS

6.1 PRESUPUESTO

6.2 CONCLUSIONES

6.1. PRESUPUESTO

RESUMEN DEL PRESUPUESTO DEL PROYECTO 1º DE ABRIL
MUNICIPIO DE LLERA
ESTADO DE TAMAULIPAS.

CONCEPTO	IMPORTE
CORTINA	79 976 300.00
VERTEDOR	24 843 000.00
OBRA DE TOMA	4 279 821.00
	109 099 121.00
T O T A L	**$ 109 099 121.00**

PRESUPUESTO CORTINA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
EXCAVACIÓN	M^3	180,000	40.00	7'200,000.00
ENROCAMIENTO	M^3	31,000	353.00	10'943,000.00
REZAGA	M^3	22,100	80.00	1'768,000.00
MATERIAL REYNOSA	M^3	108,000	203.00	21'924,000.00
GRAVA-ARENA	M^3	120,000	108.00	12'960,000.00
ARENA EN FILTROS	M^3	39,250	106.00	4'160,500.00
MATERIAL IMPERMEABLE	M^3	160,800	131.00	21'064,800.00
MATERIAL REVESTIR CORONA	M^3	3,500	80.00	280,000.00
FANTASMAS	PZA.	440	600.00	264,000.00
BANCOS DE INSTRUMENTACIÓN	PZA.	40	300.00	12,000.00
			T O T A L	79'976,300.00

PRESUPUESTO VERTEDOR

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
EXCAVACIÓN	M^3	69,900.00	128.50	8'982,150.00
MAMPOSTERÍA	M^3	1,600.00	2,520.00	4'032,000.00
CONCRETO REFORZADO	M^3	1,900.00	4,842.00	9'199,800.00
CONCRETO SIMPLE	M^3	200.00	3,149.50	629,900.00
SUMINISTRO Y HABILITACIÓN DE ACERO DE REFUERZO	TON.	42.00	44,000.00	1'848,000.00
TUBO DE LÁMINA GALVANIZADA DE 6.35 (2 1/2") ø	M.	90.00	235.00	21,150.00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
TUBO DE CONCRETO PERFORADO DE 15.24 (6") ø	M.	320.00	250.00	80,000.00
GRAVA LIMPIA P/DRENES	M^3	65.00	300.00	19,500.00
FIELTRO ASFÁLTICO P/CONSTRUCCIÓN DE 500 GR./M^2.	KG.	50.00	610.00	30,500.00
T O T A L :				24'843,000.00

PRESUPUESTO OBRA DE TOMA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
EXCAVACIÓN	M^3	1,300	102.00	132,600.00
CONCRETO REFORZADO	M^3	127	5,448.00	691,896.00
CONCRETO SIMPLE	M^3	80	3,150.00	252,000.00
CONCRETO CICLÓPEO	M^3	100	3,150.00	315,000.00
MAMPOSTERÍA 3A. CLASE	M^3	75	2,519.00	188,925.00
TABIQUE	M^2	50	500.00	25,000.00
TUBO DE ACERO 91.44 (36") ø	M.L.	50	12,000.00	600,000.00
SUMINISTRO Y HABILITACIÓN DE ACERO DE REFUERZO 1.27 (1/2") ø	TON.	3	44,000.00	132,000.00
SOLERA DE FIERRO DE 0.95 X 3.175 (3/8" X1 1/4")	KG.	135	120.00	16,200.00
ANGULO DE FIERRO DE 0.635 X 3.81 (1/4" X1 1/2")	KG.	70	120.00	8,400.00
ANGULO DE FIERRO DE 0.635 X 7.63 (1/4" X3" X3")	KG.	140	120.00	16,800.00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
VÁLVULA DE MARIPOSA DE 91.44 (36") ø	PZA.	2	850,000.00	1'700,000.00
VÁLVULA DE AIRE DE 10.16 (4") ø	PZA.	1	100,000.00	100,000.00
CODO LARGO DE 90' DE 36" ø	PZA.	1	40,000.00	40,000.00
BY PASS DE 5.08 (2") ø	PZA.	1	10,000.00	10,000.00
VIGA I DE 20.32 KG/M (8")	PZA.	1	12,000.00	12,000.00
GRÚA VIAJERA DE 3 TON.- CAP.	PZA.	1	20,000.00	20,000.00
PERNOS DE BRONCE DE 1.59 (5/8") C/2 TUERCAS Y ROND.	1 JGO.	1	5,000.00	5,000.00
VENTANA DE FIERRO - 1.10 X 1.0	PZA.	1	8,000.00	8,000.00
PUERTA METÁLICA 2.10 X - 1.0	PZA.	1	6,000.00	6,000.00
			T O T A L :	**4'279,821.00**

6.3. CONCLUSIONES

LA FINALIDAD DEL PRESENTE ESTUDIO, ES LA DETERMINACIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO DE LAS OBRAS QUE CONSTITUYEN LA PRESA DE ALMACENAMIENTO 1o. DE ABRIL, CON LA CUAL SE PRETENDE APROVECHAR LAS AGUAS DEL RÍO RANCHO NUEVO.

LA PRESA TENDRÁ UNA CAPACIDAD DE 8 MILLONES DE METROS CÚBICOS DE AGUA, DESTINÁNDOSE PARA AZOLVES UNA CAPACIDAD DE 1.5 MILLONES DE METROS CÚBICOS.

LAS DEMANDAS PARA LOS CULTIVOS PROPUESTOS SE CALCULARON EN EL CAPÍTULO III OBTENIÉNDOSE UNA DEMANDA ANUAL POR HECTÁREA DE 9 327 M^3/HA.

EL BENEFICIO SERÁ PARA 606 HA DISPONIBLES PARA RIEGO.

DEL CAPÍTULO ESTUDIO DE AVENIDAS SE CONCLUYE UN GASTO MÁXIMO PROBABLE PARA LA PRESA 1o. DE ABRIL DE 1000 M^3/SEG. Y PARA LA REVISIÓN DEL BORDO LIBRE O AVENIDA MÁXIMA, SE OBTUVO UNA AVENIDA DE 2 000 M^3/SEG.

PARA EL TRÁNSITO DE AVENIDAS SE PROPUSIERON 3 ALTERNATIVAS CON 3 DIFERENTES LONGITUDES DE VERTEDOR:100, 120 Y 150 METROS PARA UN ALMACENAMIENTO INICIAL DE 8 MILLONES DE METROS CÚBICOS, A LA ELEVACIÓN DE 297.90 M. DE LAS CUALES SE DEDUCE QUE EL VERTEDOR CON UNA LONGITUD DE 100 M. ES MÁS RECOMENDADO. LOS VALORES OBTENIDOS SE MUESTRAN A CONTINUACIÓN:

LONGITUD DE VERTEDOR	100 M.
AVENIDA MÁXIMA	1000 M^3/SEG.
GASTO REGULARIZADO	817.53 M^3/SEG.
ELEVACIÓN INICIAL	297.90 M.
ELEVACIÓN MÁXIMA	300.46 M.
CARGA SOBRE EL VERTEDOR	2.56 M.

LA OBRA DE DESVÍO NO REQUIERE DE INVERSIÓN ADICIONAL YA QUE EL PERÍODO DE CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA SERÁ EN LA ÉPOCA DE ESTIAJE, - DE TAL FORMA QUE LOS ESCURRIMIENTOS SERÁN MÍNIMOS.

REFERENTE A LA OBRA DE TOMA, LA CAPACIDAD DE ÉSTA ES DE 1 M^3/SEG., LA DETERMINACIÓN DE ESTE GASTO SE REALIZÓ TOMANDO EN CUENTA EL -- MES DE MÁXIMA DEMANDA DE RIEGO, PARA LA OBTENCIÓN DEL BORDO LIBRE, SE DETERMINÓ SEGÚN EL CRÍTERIO DE LA DIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE LA- S.A.R.H., OBTENIÉNDOSE COMO RESULTADO UN BORDO LIBRE DE 4.13 M.

DESDE EL PUNTO DE VISTA TÉCNICO LA REALIZACIÓN DEL PROYECTO ES -- FACTIBLE, YA QUE LAS CARACTERÍSTICAS DEL LUGAR SON FAVORABLES TANTO TOPOGRÁFICAS, GEOLÓGICAS Y METEREOLÓGICAS. AUNADO A ESTO LA - NECESIDAD DEL RIEGO PARA EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL PAÍS.

LA REALIZACIÓN DE UN BUEN PROYECTO REQUERIRÁ QUE LA INFORMACIÓN - EMPLEADA PARA LA ELAVORACIÓN DE ÉSTE, SEAN LO MAS APEGADO A LA REALIDAD, CON LA FINALIDAD DE QUE LAS DIMENSIONES DE LAS ESTRUCTU-- RAS CALCULADAS SEAN CONFIABLES, YA QUE DE ÉSTA DEPENDERÁ EL BUEN - FUNCIONAMIENTO DE LA OBRA.

POR OTRA PARTE LAS OBRAS DE PEQUEÑA IRRIGACIÓN, SI NO RESUELVEN - ÍNTEGRAMENTE EL PROBLEMA DE RIEGO DEL PAÍS, SI SON UN ADELANTO DE DICHA INTEGRACIÓN, TENIENDO LA VENTAJA QUE SU CONSTRUCCIÓN ES RÁPIDA Y POR LO MISMO, SU APROVECHAMIENTO SE REALIZA EN BREVE TI- - EMPO, RESOLVIENDO NECESIDADES APREMIANTES DE PEQUEÑOS GRUPOS DE - CAMPESINOS.

BIBLIOGRAFIA

HIDROLOGÍA (PRIMERA PARTE)
ROLANDO SPRINGALL G.
UNAM. 1970

ELEMENTOS DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL
FÉLIX RODRÍGUEZ TORIZ
SARH. 1974

HIDRÁULICA GENERAL
GILBERTO SOTELO AVILA
LIMUSA 1980

INGENIERÍA DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS
RAY K. LINSLEY
JOSEPH B. FRANZINI
C.E.C.S.A. 1982

PEQUEÑOS ALMACENAMIENTOS
SARH. 1976

OBRAS HIDRÁULICAS
F. TORRES HERRERA
LIMUSA 1981

MANUAL PARA LA ESTIMACIÓN DE AVENIDAS MÁXIMAS EN CUENCAS Y PRESAS PEQUEÑAS
DANIEL FCO. CAMPOS ARANDA
SARH. 1982

OBRAS DE TOMA EN PRESAS DE ALMACENAMIENTO
JOAQUÍN HERRERA DELGADO
SARH. 1975