



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGON"**

NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

**ESTUDIO HIDROLOGICO PARA LA PRESA EL
GUINEO SOBRE EL RIO NEXPA, ESTADO DE
GUERRERO**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :
J. FLORIDO LOPEZ ANDRADE**

MEXICO, D. F.

1981



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

Sr. J. FLORIDO LOPEZ ANDRADE
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 27 de enero del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JUVENAL CARBALLIDO CHAVELAS pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "ESTUDIO HIDROLOGICO PARA LA PRESA EL GUINEO SOBRE EL RIO NEXPA, ESTADO DE GUERRERO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., febrero 9 de 1981.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería.
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.

4
SRR JRTD'lla.

ESPECIALMENTE AGRADEZCO A MIS
QUERIDOS PADRES QUE ME APOYARON
Y QUE CON GRANDES SACRIFICIOS -
SUPIERON ENCAMINARME HACIA UN -
"ARMA" CON LA QUE HAY QUE LU- -
CHAR PARA UN MEJOR PROGRESO.

JOSE CARMEN LOPEZ PINTOR
Y
MA. BELEN ANDRADE DE LOPEZ

CON CARIÑO PARA MI HERMANO QUE -
SIEMPRE ME AYUDO PARA LOGRAR UNO
DE MIS MAS GRANDES ANHELOS.

ANDRES LOPEZ ANDRADE

A LA MEMORIA DE MI HERMANITO

ANTONIO LOPEZ ANDRADE

CON CARIÑO PARA MIS HERMANAS

MARIA

LOURDES

MARTINA

ROSALBA

A MIS SOBRINOS Y FAMILIARES

PARA MI ESPOSA :

L E T I C I A

QUE CON SU APOYO E INFINITA TERNURA
HA SABIDO COMPRENDERME EN TODOS LOS
ASPECTOS DE MI VIDA

PARA MI PEQUEÑA :

B E L E N

A LOS INGENIEROS:

SR. GUILLERMO A. ARDUENGO ARREOLA
SR. RAYMUNDO GABINO NORIEGA
POR LAS FACILIDADES BRINDADAS PA-
RA LA ELABORACION DE ESTA TESIS,

A TODOS MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS
CON LOS QUE HE CONVIVIDO.

Y EN ESPECIAL A :
LIC. IRMA RODRIGUEZ FRANCO
SR. ALBERTO BRISEÑO
ING. REYNALDO MONTERO IBARRA

A MI CONCUÑO :
SR. TELESFORO MIRANDA Y SRA.
POR SUS ATENCIONES PARA
CONMIGO.

A LOS FAMILIARES DE MI ESPOSA .

A LA SRA. ROCIO RAMOS DE PLATA
A CUYO GENTIL CARGO ESTUVO LA-
MECANOGRAFIA DE ESTA TESIS.

CON AGRADECIMIENTO Y RESPETO
AL ING. JUVENAL CARBALLIDO -
CHAVELAS POR SU AYUDA PRESTA
DA PARA LA ELABORACION DE ES
TA TESIS.

A MI ESCUELA NACIONAL DE
ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON - U.N.A.M.

A TODOS MIS PROFESORES
QUIENES CON SU PACIENCIA
Y ENSEÑANZAS CONSTITUYE-
RON LA BASE DE MI PROFE-
SION.

G R A C I A S

INDICE

CAPITULO		PAG.
I	ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	
	1.1 FINALIDAD DE LOS ESTUDIOS HIDROLOGICOS	1
	1.2 OBJETIVO DEL PROYECTO	2
	1.3 LOCALIZACION Y DESCRIPCION GENERAL DE LA CUENCA HIDROGRAFICA DEL RIO NEXPA	3
	1.4 ESTUDIOS ANTERIORES	4
II	DISPONIBILIDAD DE LOS RECURSOS	
	2.1 TOPOGRAFICOS	6
	2.2 ESTACIONES CLIMATOLOGICAS	7
	2.3 ESTACIONES HIDROMETRICAS	8
	2.4 CLIMATOLOGIA E HIDROMETRIA DE LA ZONA DE PROYECTO	9
	2.5 APORTES AL VASO DE ALMACENAMIENTO	14
	2.6 CAPACIDAD PARA AZOLVES Y ACARREO DE FONDO	16
	2.7 EVAPORACION NETA EN EL VASO	18
III	DEMANDAS DE RIEGO	
	3.1 SUPERFICIE DISPONIBLE PARA RIEGO	31
	3.2 PROGRAMA DE CULTIVOS	32
	3.3 USOS CONSUNTIVOS	32
	3.4 LLUVIA APROVECHABLE	40
	3.5 DEMANDAS NETAS	50
	3.6 DEMANDAS BRUTAS	50

CAPITULO		PAG.
IV	CALCULO DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO	61
	4.1 CRECIENTES MAXIMAS ANUALES REGISTRADAS	63
	4.2 CALCULO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE	63
	4.3 HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE	80
	4.4 TRANSITO DE LA AVENIDA	81
V	DIMENSIONAMIENTO DE LAS OBRAS DE LA PRESA	
	5.1 OBRA DE DESVIO	99
	5.2 CORTINA	107
	5.3 OBRA DE EXCEDENCIAS	112
	5.4 OBRA DE TOMA	119
VI	PRESUPUESTO	123
VII	CONCLUSIONES	125
	BIBLIOGRAFIA	129

CAPITULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

- 1.1 FINALIDAD DE LOS ESTUDIOS HIDROLOGICOS
- 1.2 OBJETIVO DEL PROYECTO
- 1.3 LOCALIZACION Y DESCRIPCION GENERAL DE LA CUENCA
HIDROGRAFICA DEL RIO NEXPA
 - 1.3.1 LOCALIZACION GEOGRAFICA
 - 1.3.2 HIDROGRAFIA
- 1.4 ESTUDIOS ANTERIORES

CAPITULO I

I. ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 FINALIDAD DE LOS ESTUDIOS HIDROLOGICOS

Los Estudios Hidrológicos, tienen como finalidad esencial el conocimiento del volumen ó gasto que transporta una corriente para el aprovechamiento y desarrollo de las zonas económicas del país.

Estos estudios persiguen una gran diversidad de fines y como cada uno de ellos encierra problemas especiales que se combinan con la gran variedad de datos disponibles; el resultado es que cada caso es diferente a los demás y difícilmente se presentan dos iguales.

Los principales objetivos de un estudio hidrológico, al diseñar una obra de ingeniería, pueden resumirse en dos grandes grupos:

- a) Obtención de la avenida máxima que con una determinada frecuencia puede ocurrir en un cierto lugar, lo cual es necesario considerar al diseñar vertedores, puentes y drenajes en general.

- b) Conocimiento de la cantidad, frecuencia y naturaleza de ocurrencia del transporte del agua sobre la superficie terrestre. Esto servirá para el diseño de instalaciones como :
- a) Regadío de Cultivos
 - b) Aprovechamientos Hidroeléctricos
 - c) Dotación de Agua Potable
 - d) Navegación de Ríos
 - e) Centros de Recreo
 - f) Control de Avenidas

Cada una de las instalaciones anteriores tiene sus peculiaridades, pero en todas hay que determinar fundamentalmente:

- a) La cantidad de agua que llega
- b) La cantidad de agua que se va a extraer
- c) Las pérdidas
- d) Los azolves

1.2 OBJETIVO DEL PROYECTO

La finalidad del presente estudio hidrológico es cuantificar -- la disponibilidad del agua en relación al requerimiento de riego, así como las características hidrológicas para el proyecto de Nexpa, considerando dos posibles aprovechamientos:

- 1° Por medio de una presa de almacenamiento sobre el río Nexpa, en el sitio llamado El Guineo.

2° A través de una obra de derivación directa de las aguas de dicho río, ésta última ya se encuentra construída y en funcionamiento, por lo que únicamente nos avocaremos a la primera alternativa.

En la alternativa de presa de almacenamiento se contempla el control de avenidas como forma de dar protección al Distrito de Riego.

La Ubicación geográfica del proyecto se ilustra en el anexo No. 1.

1.3 LOCALIZACION Y DESCRIPCION GENERAL DE LA CUENCA HIDROGRAFICA DEL RIO NEXPA.

1.3.1 Localización Geográfica

La cuenca del río se encuentra localizada en su totalidad dentro del Estado de Guerrero y comprendida en la región hidrológica No. 20, entre los paralelos 16°37' y 17°07' de Latitud Norte y los meridianos 98°57' y 99°22' al Oeste de Greenwich.

1.3.2 Hidrografia

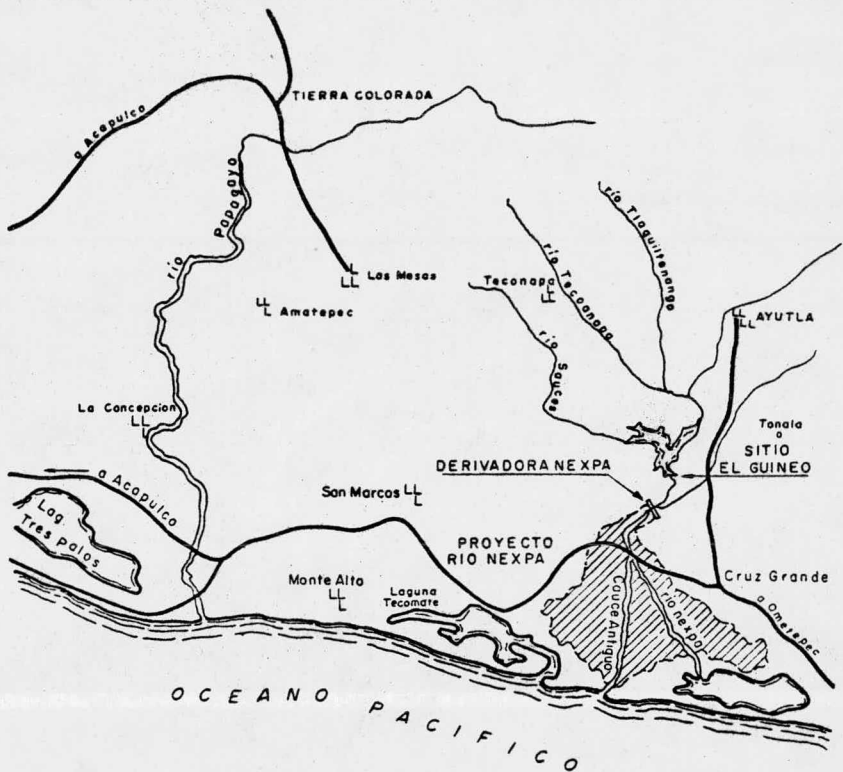
Esta corriente llamada también río Ayutla, se forma por varias-

aportaciones que afluyen en forma de abanico hacia el poblado de Tecmulapa en el municipio de Ayutla y que se denominan: - - Río Teconapa, paralelo al anterior; río Tlaquilténango en dirección Norte-Sur, que es posiblemente el aportador principal y se origina en la sierra La Palma (Cerro de la Pastora) a 1300 m de altitud; el río Ayutla, de dirección NE-SW y finalmente el río Del Zapote paralelo al anterior. La unión de todas estas corrientes se realiza a unos 10 km aguas arriba de Nexpa, Gro., - de donde toma su nombre, punto a partir del cual el río Nexpa - sigue con rumbo Sur a través de un cauce bastante sinuoso, hasta desembocar en Boca del Río en el Océano Pacífico.

1.4 ESTUDIOS ANTERIORES

Se cuenta con el estudio hidrológico del proyecto Nexpa, Gro., - realizado por la Dirección General de Estudios de la S.A.R.H., - en noviembre de 1975, comprendiendo las alternativas de riego - por simple derivación y con la presa de almacenamiento El Guineo, dominándose con la primera una superficie física de 8 500 - has., la cual ya se encuentra en funcionamiento.

Con la alternativa de almacenamiento se pretende dominar una -- área física de riego de 14 982 has., y a la vez se contempla el control de avenidas por medio de dicha presa, como forma de dar protección al Distrito de Riego.



PROYECTO RIO NEXPA

CROQUIS DE LOCALIZACION

CAPITULO II

DISPONIBILIDAD DE LOS RECURSOS

- 2.1 TOPOGRAFICOS
 - 2.1.1 DEL VASO
- 2.2 ESTACIONES CLIMATOLOGICAS
- 2.3 ESTACIONES HIDROMETRICAS
- 2.4 CLIMATOLOGIA E HIDROMETRIA DE LA ZONA DE PROYECTO
 - 2.4.1 CLIMATOLOGIA
 - 2.4.1.1 TEMPERATURA MEDIA MENSUAL
 - 2.4.1.2 PRECIPITACION MEDIA MENSUAL
 - 2.4.2 HIDROMETRIA
 - 2.4.2.1 VOLUMENES ESCURRIDOS MENSUALES
 - 2.4.2.2 SOLIDOS EN SUSPENSION
- 2.5 APORTES AL VASO DE ALMACENAMIENTO
- 2.6 CAPACIDAD PARA AZOLVES Y ACARREO DE FONDO
- 2.7 EVAPORACION NETA EN EL VASO

CAPITULO II

2. DISPONIBILIDAD DE LOS RECURSOS

2.1 TOPOGRAFICOS

Se dispone de cartas a escala 1:100 000 (Secretaría de la Defensa Nacional), como también disponemos de un plano con la localización de la cuenca de proyecto y de las estaciones hidrométricas y climatológicas, dentro de la cuenca y cercanas a la misma. Dicho plano se muestra en el Anexo No. 2.

Del mismo plano se obtuvieron las siguientes áreas drenadas :

Hasta el sitio del proyecto de la presa de almacenamiento (Sitio El Guineo).....	877 km ²
Hasta el sitio de la presa derivadora.....	1110 km ²
Hasta la estación hidrométrica Nexpa.....	1113 km ²

2.1.1 DEL VASO

De la topografía del vaso se consignan los siguientes datos:

Elevación del lecho del cauce en la boquilla.....	45 mts.
Elevación máxima levantada.....	100 mts.
Almacenamiento a la elevación 100 mts.....	*175 M m ³
Area de embalse a la elevación 100 mts.....	955 Has.

La Dirección de Estudios consideró la posibilidad de utilizar un almacenamiento mayor, ya que se tiene más capacidad arriba de la elevación 100 mts., en donde, extrapolaron el levantamiento original hasta la elevación 108 mts., a la cual le corresponde un área de embalse de 1 300 has., y un almacenamiento de 264.5 M m³.

La gráfica de elevaciones - áreas - capacidades de la presa El - Guineo elaborada por la Dirección de Estudios, con fecha de octubre de 1975, se muestra en el Anexo No. 3 y los valores numéricos se encuentran consignados en la tabla No. 2.1.

2.2 ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS

Dentro de la cuenca del río Nexpa, existe únicamente la estación Ayutla, ésta se localiza a 22 km, al noreste del sitio del proyec

* Millones de Metros Cúbicos.

to, cercanas a la cuenca se localizan las estaciones San Marcos La Parota, El Terrero y Copala. En la tabla No. 22 se enumeran las estaciones mencionadas anteriormente con sus períodos de registros.

Estaciones cercanas y dentro de la cuenca del río Nexpa

TABLA No. 2.2

ESTACION	LLUVIA	TEMPERATURA	EVAPORACION	OPERADA POR
AYUTLA	1958-1977	1958-1977	1958-1977	S.A.R.H.
SAN MARCOS	1961-1979	1961-1978	1961-1978	S.A.R.H.
LA PAROTA	1963-1967	1963-1967	1963-1967	C.F.E.
EL TERRERO	1953-1975	1953-1975	1953-1975	C.F.E.
COPALA	1961-1979	1961-1977	1961-1977	S.A.R.H.

2.3 ESTACIONES HIDROMETRICAS

Dentro de la zona de estudio se localiza la estación hidrométrica Nexpa, la cual se encuentra situada en el municipio F. Villareal, Edo. de Gro., ubicada en el puente de la carretera Acapulco - Puerto Escondido, sobre esta corriente a 7 kms., aguas abajo del sitio del proyecto de almacenamiento y a unos 700 mts. -- del sitio del proyecto de la derivadora.

Se efectúan aforos del régimen de la corriente a partir del 15 - de junio de 1964.

2.4 CLIMATOLOGIA E HIDROMETRIA DE LA ZONA DE PROYECTO

2.4.1 Climatología

Para la determinación de la temperatura media de la zona de riego, la cual se utiliza para determinar los usos consuntivos de cada cultivo por el método de Blaney y Criddle, se calculó en base a las estaciones climatológicas cercanas a la zona de riego enlistadas en la tabla No. 2.2.

Las estaciones San Marcos y Copala, son las únicas que tienen influencia directa sobre la zona de riego del proyecto "Nexpa - Guerrero". Esto pudo comprobarse mediante el trazo de polígono de Thiessen, sobre un plano de la zona cuya superficie queda comprendida dentro del área de influencia de las dos estaciones citadas. En función de estas áreas pudo determinarse que la estación San Marcos puede ser representativa en un 76% de la zona de riego, en tanto que la estación Copala ejerce su influencia sobre el 24% restante.

La temperatura media anual en San Marcos es de 27.2 °C para el período 1962-1979 y para Copala de 25.1 °C, durante el mismo período, las temperaturas medias mensuales de estas dos estaciones se muestran en las tablas 2.3 y 2.4.

Para determinar la precipitación media mensual se calculó igual que la temperatura, es decir, por medio de las estaciones San Marcos y Copala, teniendo para cada estación los mismos porcen-

tajes mencionados anteriormente.

La precipitación media anual en San Marcos es de 1274.5 mm para el período 1962-1979 y para Copala de 1318.5 mm durante el mismo período. Las precipitaciones medias anuales de estas dos estaciones se muestran en las tablas 2.5 y 2.6.

2.4.1.1 Temperatura Media Mensual

De acuerdo a los porcentajes obtenidos mediante el método de -- Thiessen mencionado en el punto anterior, se ponderaron las temperaturas medias mensuales de las estaciones San Marcos y Copala, tablas números 2.3 y 2.4, con el objeto de obtener las temperaturas medias mensuales en la zona de riego, las cuales se -- muestran en la tabla No. 2.7 y en donde se observa que la temperatura media anual es de 26.6 °C.

2.4.1.2 Precipitación Media Mensual

La precipitación media mensual para la zona de riego se obtuvo ponderando las dos estaciones de acuerdo con sus respectivos -- porcentajes de influencia resultando ser la precipitación media anual de 1285.0 mm y los datos mensuales se ilustran en la ta -- bla No. 2.8.

Es importante señalar que de acuerdo con los datos de precipitación en las dos estaciones mencionadas anteriormente, se observa que casi la totalidad de la lluvia se presenta durante los meses de junio a octubre, representando el 93% del total anual, para las dos estaciones.

2.4.2 HIDROMETRIA

2.4.2.1 Volúmenes escurridos mensuales

El área de la cuenca drenada hasta el sitio de la estación hidrométrica Nexpa es de 1113 km^2 , en la cual confluyen todos los escurrimientos, iniciando su operación en julio de 1964 y ha registrado un escurrimiento máximo anual de 1192 millones de m^3 y un mínimo de 171.5 millones de m^3 en el año de 1977. Los volúmenes anuales escurridos se ilustran en la tabla No. 2.10.

2.4.2.2 Sólidos en Suspensión

En la estación hidrométrica Nexpa sobre el río del mismo nombre, se cuenta con datos de sólidos en suspensión a partir del 19 de julio de 1971. Considerando únicamente los años con registros completos.

Los volúmenes anuales de azolve son los siguientes :

AZOLVE ANUAL REGISTRADO EN LA ESTACION NEXPA

TABLA No. 2.9

AÑO	VOLUMEN ESCURRIDO EN 10^3 m^3	VOLUMEN DE AZOLVE EN 10^3 m^3	RELACION AL MILLAR
1972	252044	39.26	0.156
1973	611420	70.56	0.115
1974	1045408	361.79	0.346
1975	413222	99.30	0.240
1976	375108	109.54	0.292
1977	171525	35.11	0.205
SUMA	2868727	715.56	1.354
PROMEDIO	478121	119.26	0.226

El contenido medio por volumen en dicha estación es de 0.226 partes por millar.

ESCURRIMIENTOS ANUALES DEL RIO NEXPA, REGISTRADOS EN LA ESTACION
NEXPA

AÑO	VOLUMEN EN $\bar{M} M^3$
1964 (J. a D.)	408.3
1965	444.3
1966	509.9
1967	766.6
1968	401.0
1969	1192.7
1970	970.6
1971	307.9
1972	252.0
1973	611.4
1974	1045.4
1975	413.2
1976	375.1
1977	171.5
SUMA	7869.9
PROMEDIO	562.1
MAXIMA (1969)	1192.7
MINIMA (1977)	171.5

2.5 APORTES AL VASO DE ALMACENAMIENTO

La estación hidrométrica Nexpa ha registrado escurrimientos a partir de julio de 1964 a 1977, por lo cual se cuenta con pocos años de registros, siendo necesario ampliar dichos datos en un período mayor que el observado. Para esto se estableció una correlación lineal entre los escurrimientos de dicha estación y la lluvia de la estación climatológica Ayutla, se eligió esta estación debido a que es la más representativa de la cuenca, además de que se encuentra dentro de ella.

Los escurrimientos mensuales durante la época de avenidas (junio a octubre), se generaron en base a curvas de regresión-- para cada uno de dichos meses entre los escurrimientos en la estación hidrométrica Nexpa y las lluvias de Ayutla, incrementándose las lluvias del mes en un 40% por efecto de la lluvia del mes anterior y para los meses de estiaje, (noviembre a mayo) se elaboraron correlaciones entre los escurrimientos en la estación hidrométrica Nexpa del mes y los del mes siguiente.

Por otra parte fué necesario ajustar los escurrimientos en la estación hidrométrica Nexpa, afectados por la relación existente entre las áreas correspondientes al sitio del vaso y dicha estación la cual tiene un valor de 0.807, para ser considerados como las entradas al vaso El Guineo.

$$\text{Factor} = \left(\frac{\text{A. HASTA EL GUINEO}}{\text{A. HASTA LA EST. NEXPA}} \right)^{0.9} = \left(\frac{877}{1113} \right)^{0.9} = 0.807$$

Las entradas obtenidas con el criterio anterior, son las siguientes:

ENTRADAS ANUALES AL VASO EL GUINEO

TABLA No. 2.11

AÑO	ENTRADAS AL VASO MILLONES DE M ³	AÑO	ENTRADAS AL VASO MILLONES DE M ³
1953	518.6	1966	411.5
1954	975.6	1967	618.6
1955	1087.3	1968	323.6
1956	798.3	1969	962.5
1957	510.3	1970	783.3
1958	828.2	1971	248.5
1959	685.4	1972	203.4
1960	713.6	1973	493.4
1961	1058.5	1974	843.6
1962	993.4	1975	333.5
1963	1074.5	1976	302.7
1964	379.0	1977	138.4
1965	358.6		

SUMA 1953-1977 : 15644.3

PROMEDIO : 625.8

MAXIMA (1955) : 1087.3

MINIMA (1977) : 138.4

2.6 CAPACIDAD PARA AZOLVES Y ACARREO DE FONDO

Una corriente cualquiera lleva siempre en mayor o menor grado, materiales sólidos en suspensión como resultado de las erosiones que provoca en algunos tramos deleznable y principalmente en las pendientes más pronunciadas de su curso.

La capacidad de carga de azolves de una corriente es función primordial de su velocidad y así se explica que cuando ésta -- disminuye o cesa, se deposita una mayor ó menor parte del acarreo de acuerdo con la magnitud del incremento.

Lo anterior es la razón por la cual, los vasos de almacenamiento son a su vez, depósitos muy eficaces de azolves que con el tiempo disminuyen la capacidad de los mismos, restándole cupo de agua y consecuentemente potencialidad para llenar la función que le corresponde.

Para tomar en cuenta la disminución de capacidad y garantizar la vida útil de un vaso por un determinado número de años (50 ó 100 años), se hace la estimación del acarreo anual de materia sólida en suspensión, basándose en los datos de la estación de azolves más próxima.

De este modo se tienen los acarreos anuales de azolves y los escurrimientos en los mismos períodos, de tal manera que es -- posible conocer el acarreo unitario medio, el cual aplicado al escurrimiento medio anual, permite determinar el acarreo medio anual y por lo tanto, el volumen que puede acumularse en los - 50, 75 ó más años de vida útil que se le quieran fijar al vaso.

Para nuestro estudio en la estación hidrométrica Nexpa, se cuenta con mediciones del material sólido en suspensión, (Tabla No. 2.9) habiéndose calculado un azolve medio por volumen de 0.000226.

Pero se observa que los primeros años y el último son muy bajos con respecto al medio y en vista del período tan pequeño de observación se juzga conveniente aceptar, con fines de calcular la capacidad de azolve, un azolve medio de 0.00030 de donde se tiene que el escurrimiento medio anual hasta el sitio El Guineo, en el período 1953-1977, es de $626 \bar{M} m^3$ y considerando un período de 50 años de vida útil, la capacidad necesaria para el depósito de azolve es :

$$\text{Azolve en suspensión} = (a) (b) (50)$$

Donde :

a = Escurrimiento Medio Anual en el Vaso El Guineo

b = Contenido Medio por Volumen

50 = Años de Vida Util

$$\text{Azolve en Suspensión} = 626 \times 10^6 \times 0.00030 \times 50 = 9.4 \times 10^6 m^3$$

En cuanto al arrastre de fondo es muy elevado en las corrientes de esta zona, por lo cual, se adoptó el criterio de la Dirección General de Estudios, de tomar un valor semejante al que ocuparan los sólidos en suspensión, por lo que la capacidad de azolves resulta :

$$9.4 \times 10^6 (2) = 18.8 \times 10^6 m^3$$

Se acepta un valor de $20 \bar{M} m^3$ (millones de metros cúbicos) para la capacidad de azolves.

2.7 EVAPORACION NETA EN EL VASO

Para la obtención de la pérdida por evaporación en un vaso de almacenamiento, se debe de tomar como base la estación ó estaciones de evaporación más próximas. Como la evaporación tiene como factor los agentes atmosféricos y climatológicos, éstas no se presentan en la misma forma en el evaporómetro que en los vasos naturales de almacenamiento, es decir, que la evaporación registrada en pequeñas áreas es mayor que la correspondiente a grandes extensiones, así se ha podido observar que para evaporómetros de 2', 4' y 6' de diámetro, la evaporación excede de la real en un 75%, 50% y 30% respectivamente. Como los evaporómetros usados normalmente en nuestro país son de 4', se tendrá -- una evaporación media mayor en un 50% con relación a la evaporación real.

Por lo tanto :

Donde :

$$E_o = E_r + 0.50 E_r$$

E_o = Evaporación observada

$$E_o = 1.50 E_r$$

E_r = Evaporación real

$$E_r = \frac{1}{1.5} E_o = \frac{2}{3} E_o = 0.67 E_o \text{ (Experimentalmente=0.77}E_o\text{)}$$

$$E_r = 0.77 E_o$$

LLUVIA

Suponiendo que se tiene una cuenca hidrográfica, como se muestra en la siguiente figura:

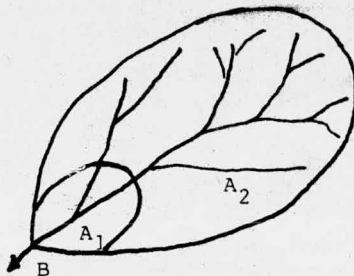


FIG. No. 1

$$A_t = A_1 + A_2 - (1) \quad \text{y} \quad A_2 = A_t - A_1 - (2)$$

El volumen escurrido en un determinado sitio de una corriente en la unidad de tiempo, en función de la lluvia precipitada es el siguiente :

$$V_e = PAC - (3)$$

Donde :

V_e = Volumen escurrido

P = Precipitación Pluvial

A = Area de la cuenca

C = Coeficiente de escurrimiento $= \frac{\text{Vol. escurrido}}{\text{Vol. llovido}}$

En la figura 1, se observa que A_1 es el área de la superficie expuesta del vaso de almacenamiento; por lo que al calcular el escurrimiento en el sitio B, se ve por la fórmula (3) que el área A_1 , ya se consideró una parte del volumen de la lluvia precipitada equivalente:

$$V = PA_1C$$

Pero se observa que la lluvia que cae en el área A_1 , no hay que aplicarle ningún coeficiente de escurrimiento, puesto que se precipita directamente sobre la superficie del agua almacenada.

Por lo tanto el volumen escurrido en el área A_1 será :

$$V = P A_1$$

El volumen total escurrido hasta el sitio B donde existe un vaso de almacenamiento es el siguiente :

$$Ve = A_2 P C + A_1 P$$

Sustituyendo la ecuación 2 en la anterior tenemos :

$$Ve = Pc (At - A_1) + A_1 P$$

$$Ve = Pc At - Pc A_1 + A_1 P$$

$$Ve = Pc At + A_1 (P - Pc)$$

$$Ve = Pc At + A_1 P (1 - c) - (4)$$

Tomando en cuenta lo anterior, finalmente la lámina neta quedará en función de los datos de las estaciones climatológicas, como sigue:

$$En = 0.77 Eo - P' (1-c)$$

Donde :

En = Evaporación Neta

Eo = Evaporación Observada

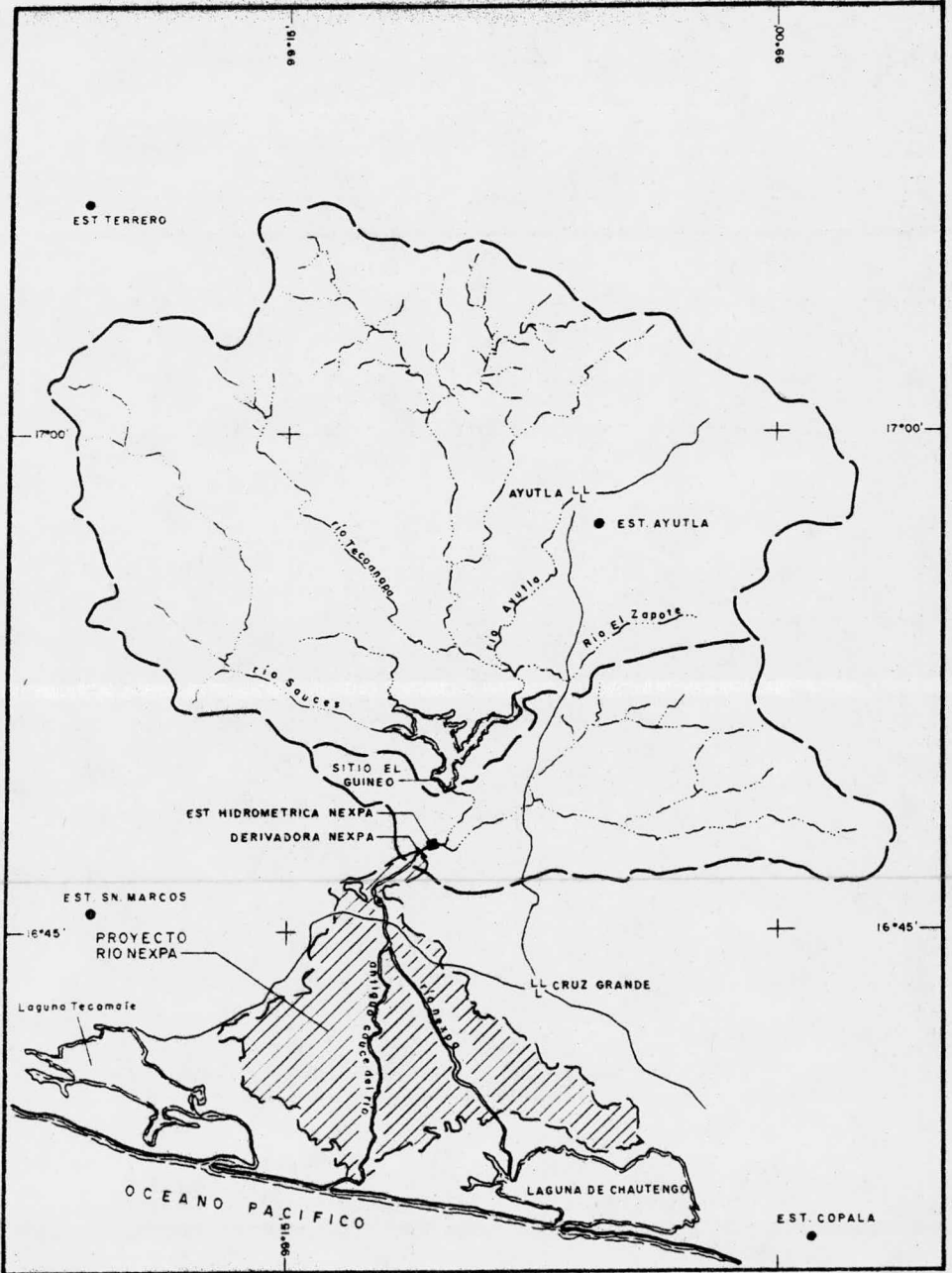
P' = Precipitación registrada en la estación climatológica.

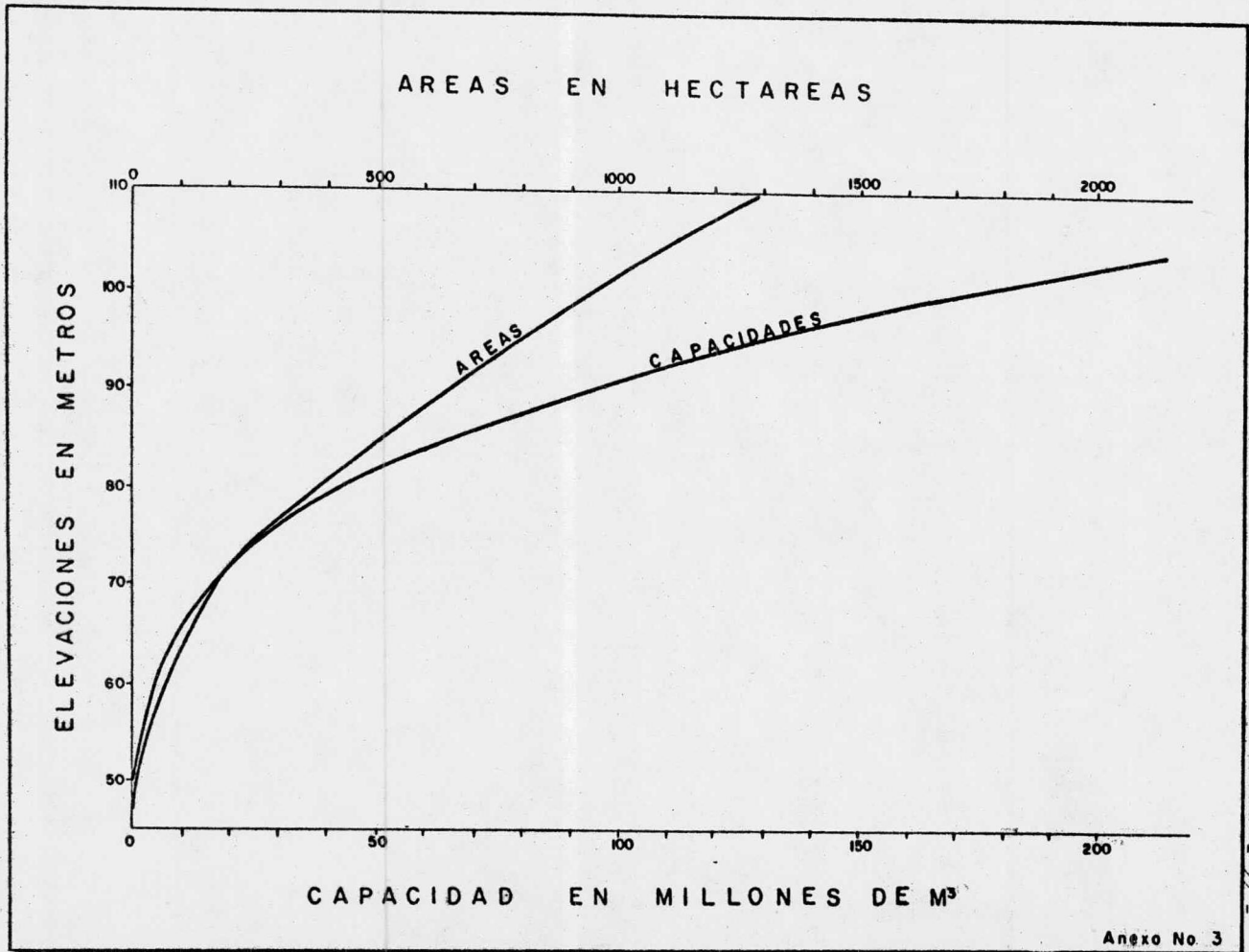
c = Coeficiente de escurrimiento

Para nuestro estudio la evaporación neta en el vaso se obtuvo -- con base a los datos de lluvia de la estación Ayutla para el período 1958-1977; y para el período 1953-1957 se generaron lluvias en función de las lluvias registradas en las estaciones Azoyú, -- Acapulco y El Terrero, las cuales se encuentran cercanas a la estación Ayutla.

La evaporación observada en el período de 1958 - 1977, corresponde a la estación Ayutla, para el período 1953 a 1957, se consideró un promedio de lo registrado en la misma estación, en vista de no contar con observaciones durante dicho período. Los resultados de la evaporación neta se muestran en la tabla No. 2.12 y para su cálculo se utilizó la ecuación (5), la cual se encuentra en la tabla No. 2.13 en forma tabulada.

En la estación Ayutla, se tiene una evaporación observada media-anual de 1824.0 mm en el período 1953 - 1977.





ELEVACIONES—AREAS—CAPACIDADES DEL VASO EL GUINEO,GRQ

TABLA No. 2.1

ELEVACION (m.s.n.m.)	AREAS (Hqs.)	CAPACIDADES (Mm ³)	ELEVACION (m.s.n.m.)	AREAS (Hqs.)	CAPACIDADES (Mm ³)
45	0.000	0.000	86	549.900	70.979
46	2.600	0.013	87	575.925	76.608
47	5.450	0.053	88	603.775	82.506
48	9.650	0.128	89	631.375	88.682
49	13.000	0.242	90	655.925	95.118
50	16.300	0.388	91	681.050	101.803
51	18.250	0.561	92	709.175	108.754
52	21.000	0.757	93	738.950	115.995
53	24.800	0.986	94	771.125	123.545
54	29.750	1.259	95	806.450	131.433
55	37.275	1.594	96	828.350	139.607
56	40.250	1.982	97	854.025	148.019
57	44.250	2.404	98	883.775	156.708
58	54.875	2.900	99	917.750	165.716
59	64.475	3.497	100	954.625	175.078
60	77.650	4.209	101	992.0	184.6
61	83.350	5.014	102	1033.0	194.6
62	91.000	5.886	103	1074.5	205.7
63	101.500	6.848	104	1117.8	216.2
64	114.025	7.926	105	1162.0	228.3
65	126.350	9.128	106	1207.5	240.0
66	132.625	10.423	107	1253.5	252.1
67	140.200	11.787	108	1300.0	264.5
68	150.000	13.238			
69	160.500	14.790			
70	170.825	16.446			
71	185.950	18.230			
72	202.925	20.174			
73	222.225	22.300			
74	244.575	24.634			
75	261.350	27.164			
76	281.900	29.880			
77	305.000	32.814			
78	329.675	35.988			
79	355.025	39.411			
80	384.175	43.107			
81	405.800	47.057			
82	432.550	51.249			
83	462.275	55.723			
84	493.025	60.499			
85	526.450	65.597			

Proyecto: NEXPA, GUERRERO

Estado: GUERRERO

Estacion: SAN MARCOS

Latitud: 16°48'00"

Longitud: 98°27'00"

Controlada por: S.A.R.H.

TEMPERATURA MEDIA EN °C

Tabla No. 2.3

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1962	24.4	25.1	25.2	18.1	29.0	28.3	27.9	27.8	27.6	27.5	25.7	25.6	26.0
1963	25.2	24.3	26.9	27.7	29.6	29.6	28.3	28.4	27.7	27.3	26.2	26.2	27.3
1964	26.2	25.4	26.8	26.9	28.2	28.2	27.6	27.6	27.4	27.3	26.9	25.1	27.0
1965	24.4	23.4	24.9	27.9	29.2	29.0	28.9	27.6	28.0	27.8	27.6	26.0	27.1
1966	23.8	24.8	26.2	26.5	30.1	28.6	28.4	27.8	27.6	27.3	25.7	24.7	26.8
1967	25.0	25.3	26.2	26.7	28.9	28.1	29.6	28.4	27.7	26.9	26.4	25.1	27.0
1968	24.2	24.1	25.0	26.4	28.5	29.4	29.7	29.1	28.1	27.8	26.8	24.3	27.0
1969	23.6	24.1	25.2	26.1	28.6	29.4	28.8	28.3	28.2	28.1	26.4	26.1	26.9
1970	24.4	25.4	25.4	25.7	27.6	28.3	28.1	26.4	26.4	27.6	26.3	24.0	26.3
1971	24.6	24.8	25.7	26.5	27.9	26.3	27.8	27.8	26.7	26.9	27.0	25.1	26.4
1972	24.8	23.8	25.5	27.2	28.7	29.1	28.8	28.3	27.8	27.0	26.8	25.7	27.0
1973	24.8	25.0	25.5	27.3	28.3	27.8	27.3	26.9	26.7	27.0	27.7	25.7	26.7
1974	24.4	25.7	25.4	25.5	27.8	26.1	26.9	27.7	28.6	29.3	27.5	26.3	26.8
1975	27.0	27.3	28.8	29.7	29.6	30.8	30.0	30.3	29.2	29.6	29.4	27.5	29.1
1976	25.2	27.4	27.2	29.5	29.2	28.4	28.8	28.3	27.7	27.0	26.2	26.0	27.6
1977	24.7	26.0	26.0	27.0	28.2	28.9	28.9	28.1	27.9	27.7	27.2	26.5	27.3
1978	25.8	25.9	26.5	28.0	28.4	29.5	29.3	30.7	29.5	29.5	29.2	28.6	28.4
1979	27.3	28.2	28.6	29.7	30.5	31.7	30.1	29.7	28.5	26.3	25.9	26.4	28.6
SUMA	449.8	456.0	471.0	482.4	518.3	517.5	515.2	509.2	501.3	497.9	484.9	464.9	489.3
PROMEDIO	25.0	25.3	26.2	26.8	28.8	28.8	28.6	28.3	27.9	27.7	26.9	25.8	27.2

— Valores Medios

Proyecto: NEXPA, GUERRERO

Estado: GUERRERO

Estacion: COPALA

Latitud: 16°37'00" Longitud: 98°57'00"

Controlada por: S.A.R.H.

TEMPERATURA MEDIA EN °C

Tabla No. 2.4

ARO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1962	25.8	26.7	26.6	26.2	26.8	26.0	26.3	26.9	26.9	27.4	26.7	25.8	26.5
1963	26.0	25.4	27.7	27.6	27.8	28.6	27.9	25.2	25.0	25.3	24.9	24.2	26.3
1964	23.9	24.0	24.4	25.2	26.1	24.6	26.3	22.9	21.9	21.7	23.5	21.6	23.8
1965	20.8	21.3	18.6	21.1	22.7	22.2	25.6	24.7	24.8	24.6	24.6	23.8	22.9
1966	23.2	23.7	24.3	24.0	26.0	25.6	25.3	25.0	24.8	24.4	23.4	22.7	24.4
1967	22.9	22.5	23.7	24.5	27.0	26.9	27.0	27.2	26.3	26.8	26.4	25.3	25.5
1968	25.4	24.8	25.1	26.1	27.0	26.7	27.3	27.2	26.8	27.0	26.2	26.1	26.3
1969	24.9	25.7	26.5	27.0	28.1	28.3	28.3	26.4	27.0	26.9	27.2	26.0	26.9
1970	25.4	26.2	25.6	26.9	27.6	28.4	27.5	26.6	25.4	27.6	25.3	25.2	26.5
1971	24.7	24.0	25.1	25.7	26.7	27.3	27.1	25.1	23.8	24.4	24.1	23.4	25.1
1972	23.0	23.4	23.9	24.9	26.7	24.7	25.6	24.9	24.8	25.4	25.2	24.6	24.8
1973	24.4	24.1	23.7	24.6	24.8	24.9	29.9	24.7	24.2	24.1	24.6	23.1	24.8
1974	23.0	23.0	23.5	25.0	25.2	23.9	24.9	25.1	24.0	24.6	24.2	23.9	24.2
1975	23.1	23.7	24.1	24.8	25.7	25.6	24.1	24.7	25.1	24.3	23.7	22.9	24.3
1976	22.7	22.9	23.4	25.4	26.0	24.4	25.3	24.8	25.1	24.1	23.6	23.3	24.3
1977	23.5	24.0	24.0	24.7	25.8	26.5	25.8	23.5	24.6	25.1	24.7	24.0	24.7
1978	23.9	23.6	24.2	25.5	24.9	25.4	24.3	24.9	23.7	24.2	24.3	24.0	26.4
1979	22.8	23.8	24.2	24.8	25.6	25.4	24.5	24.5	25.1	26.7	25.9	26.2	24.9
SUMA	429.4	432.8	438.6	454.0	470.5	465.4	473.0	454.3	449.3	454.6	448.5	436.1	426.1
PROMEDIO	23.9	24.0	24.4	25.2	26.1	25.9	26.3	25.2	25.0	25.3	24.9	24.2	25.1

Proyecto: NEXPA, GUERRERO

Estado: GUERRERO

Estacion: SAN MARCOS

Latitud: 16°48'00" Longitud: 98°27'00" Controlada por: S.A.R.H.

PRECIPITACION ANUAL EN MM

Tabla No. 2.5

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1962	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0	265.5	227.0	272.5	236.0	233.5	38.5	19.0	1927.0
1963	0.0	0.0	0.0	0.0	17.0	233.0	204.5	68.3	464.3	6.5	30.0	0.0	1023.6
1964	0.0	0.0	0.0	0.0	6.4	157.2	414.5	138.5	341.0	15.0	4.0	0.0	1076.6
1965	10.5	0.0	0.0	5.0	5.0	438.5	76.0	134.0	171.5	137.5	115.0	1.0	1094.0
1966	10.5	0.0	0.0	50.0	96.0	286.5	306.0	258.0	326.0	301.5	0.0	0.0	1634.5
1967	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	621.5	45.0	185.0	819.0	33.0	0.0	4.0	1714.5
1968	0.0	0.0	0.0	0.0	115.0	16.0	4.0	256.5	109.5	131.0	0.0	0.0	632.0
1969	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	25.0	273.0	1210.5	296.0	77.0	0.0	0.0	1881.5
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	64.0	120.5	230.5	162.5	17.0	3.0	0.0	597.5
1971	0.0	0.0	0.0	0.0	43.0	94.0	118.0	203.0	457.0	168.0	6.0	0.0	1089.0
1972	0.0	0.0	0.0	0.0	62.0	411.0	439.0	113.0	89.0	98.0	17.0	0.0	1229.0
1973	6.0	0.0	0.0	35.0	73.5	588.0	214.5	345.0	791.0	93.0	115.0	0.0	2261.0
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	83.0	1320.0	153.5	210.8	566.1	37.5	2.1	0.0	2373.0
1975	1.0	0.0	0.0	0.0	14.1	32.5	194.9	141.8	277.7	71.4	0.0	0.0	733.4
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	427.1	15.3	33.0	136.2	325.1	129.2	0.0	1066.3
1977	22.7	0.0	0.0	0.0	35.4	73.8	151.6	123.3	259.2	36.4	17.1	23.6	743.10
1978	0.0	3.8	0.0	0.0	176.7	47.9	332.0	178.8	301.9	137.8	8.0	0.1	1187.0
1979	0.0	4.0	0.0	0.0	1.0	135.0	350.8	423.3	336.0	61.0	0.0	0.0	1311.1
SUMA	50.7	7.8	0.0	95.0	735.5	5236.5	3640.1	4525.8	6139.9	1980.2	484.9	47.7	22944.10
PROMEDIO	2.8	0.4	0.0	5.3	40.9	290.9	202.2	251.4	341.1	110.0	26.9	2.6	1274.6

Proyecto: NEXPA, GUERRERO

Estado: GUERRERO

Estacion: COPALA

Latitud: 16° 37' 00"

Longitud: 98° 57' 00"

Controlada por: S.A.R.H.

PRECIPITACION ANUAL EN MM

Tabla No. 2.6

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1962	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	306.0	209.2	40.8	234.5	91.0	14.0	31.0	926.5
1963	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	190.0	0.0	254.6	301.0	146.6	23.3	9.8	925.3
1964	4.9	1.9	1.3	10.7	42.6	90.6	425.0	131.0	248.5	16.5	0.0	0.0	973.0
1965	9.5	0.0	0.0	0.0	0.0	590.7	94.5	250.5	285.8	175.5	62.5	1.0	1470.0
1966	1.0	0.0	0.0	40.5	92.5	96.0	235.5	238.5	125.0	206.5	14.5	28.0	1078.0
1967	16.5	1.0	0.0	0.0	2.4	484.5	146.0	345.5	463.0	42.0	2.0	0.5	1503.4
1968	0.0	2.0	11.5	0.0	137.0	240.5	207.0	328.0	436.5	285.5	45.0	53.5	1746.5
1969	10.5	0.0	10.5	0.0	0.0	187.0	303.0	986.0	297.5	70.0	0.0	0.0	1864.5
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	141.0	103.5	138.0	127.5	57.0	0.0	0.0	567.0
1971	0.0	0.0	0.0	0.0	26.0	135.0	156.0	153.5	404.5	94.0	89.0	0.0	1058.0
1972	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	326.0	206.0	155.5	130.0	91.5	18.0	0.0	928.0
1973	4.5	0.0	0.0	140.0	79.0	545.5	252.5	243.5	379.5	380.5	11.0	0.0	2036.0
1974	0.0	3.0	0.0	0.0	38.0	1126.5	161.0	210.5	557.0	58.0	0.3	0.0	2154.3
1975	0.0	14.0	0.0	0.0	19.0	108.0	204.0	277.5	301.0	211.5	3.0	0.0	1138.0
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	571.2	75.5	144.5	105.0	453.5	136.5	0.0	1486.2
1977	41.0	0.0	0.0	0.0	13.5	144.1	130.0	134.5	253.0	36.5	0.0	23.0	775.6
1978	1.0	13.0	0.0	0.0	301.5	167.0	420.0	139.5	304.5	102.5	7.0	29.5	1485.5
1979	0.0	0.0	0.0	0.0	14.5	169.5	437.0	411.5	464.6	121.0	0.0	0.0	1618.1
SUMA	88.9	34.9	23.4	192.2	766.0	5619.1	3765.7	4583.4	5418.4	2639.6	426.1	176.3	23733.9
PROMEDIO	4.9	1.9	1.3	10.7	42.6	312.2	209.2	254.6	301.0	146.6	23.7	9.8	1318.5

TEMPERATURA MEDIA MENSUAL DE LA ZONA DE RIEGO PARA EL PERIODO
1962 - 1979

TABLA No. 27

A Ñ O	ESTACION SAN MARCOS	ESTACION COPALA	TEMPERATURA MEDIA EN °C
ENERO	19.0	5.7	24.7
FEBRERO	19.2	5.8	25.0
MARZO	19.9	5.8	25.7
ABRIL	20.4	6.0	26.4
MAYO	21.9	6.3	28.2
JUNIO	21.9	6.2	28.1
JULIO	21.7	6.3	28.0
AGOSTO	21.5	6.0	27.5
SEPTIEMBRE	21.2	6.0	27.2
OCTUBRE	21.0	6.1	27.1
NOVIEMBRE	20.4	6.0	26.4
DICIEMBRE	19.6	5.8	25.4
A N U A L	20.6	6.0	26.6

PRECIPITACION MEDIA MENSUAL DE LA ZONA DE RIEGO PARA EL PERIODO
1962 - 1979

TABLA No. 28

A Ñ O	ESTACION SAN MARCOS	ESTACION COPALA	PRECIPITACION MEDIA EN MM
ENERO	2.1	1.2	3.3
FEBRERO	0.3	0.4	0.7
MARZO	0.0	0.3	0.3
ABRIL	4.0	2.6	6.6
MAYO	31.1	10.2	41.3
JUNIO	221.1	74.9	296.0
JULIO	153.7	50.3	204.0
AGOSTO	191.1	61.1	252.2
SEPTIEMBRE	259.2	72.2	331.4
OCTUBRE	83.6	35.2	118.8
NOVIEMBRE	20.4	5.7	26.1
DICIEMBRE	2.0	2.3	4.3
A N U A L	968.6	316.4	1285.0

VASO " EL GUINEO ", PROYECTO NEXPA, GRO.

EVAPORACIONES NETAS MENSUALES EN MM.

TABLA No. 2.12

AÑO	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	N	D	ANUAL
1953	106.3	117.9	142.4	142.6	141.5	- 13.9	- 47.0	- 62.7	- 211.0	0.0	58.6	96.1	470.8
1954	104.2	117.9	142.3	141.2	134.9	- 86.0	- 129.2	- 152.8	- 362.9	- 47.4	40.4	94.3	3.1
1955	103.8	117.9	142.3	140.9	133.5	- 101.7	- 147.2	- 172.4	- 396.1	- 57.7	36.5	93.9	- 106.3
1956	105.1	117.9	142.3	141.8	137.6	- 57.2	- 96.4	- 116.8	- 302.3	- 28.4	47.7	95.1	186.4
1957	106.3	117.9	142.4	142.4	141.7	- 12.4	- 45.3	- 60.9	- 207.9	- 1.0	59.0	96.2	480.4
1958	105.7	88.0	92.1	136.0	141.4	- 32.6	- 160.5	- 19.6	- 429.5	- 13.5	- 95.2	42.6	145.1
1959	72.2	131.8	175.0	175.6	172.9	- 16.4	- 129.2	- 101.2	- 37.5	- 298.6	- 50.3	62.2	289.9
1960	98.9	130.9	177.9	177.1	152.7	- 76.1	- 162.0	- 105.6	- 50.3	- 64.0	54.6	64.3	398.4
1961	95.8	101.7	163.8	185.3	181.6	- 72.5	- 35.9	- 6.2	- 508.2	- 94.1	- 191.3	135.1	143.3
1962	123.7	150.2	176.9	193.9	190.5	- 192.6	- 37.4	- 97.0	- 388.7	- 26.4	105.7	129.5	328.3
1963	146.0	123.0	154.9	181.6	175.4	- 58.6	- 233.6	- 208.9	- 546.8	- 62.2	83.0	97.1	92.5
1964	102.7	113.4	120.0	117.2	127.1	- 63.6	- 147.8	- 1.0	- 176.0	- 49.0	49.1	110.8	400.9
1965	92.8	128.1	180.3	160.4	158.5	- 19.7	- 125.3	- 31.8	- 161.6	- 9.0	88.0	111.9	862.6
1966	113.6	122.1	168.7	178.5	190.0	- 79.2	- 381.6	- 30.5	- 482.1	- 192.0	105.8	110.6	43.3
1967	103.8	144.0	171.7	175.6	212.3	- 12.4	- 2.6	- 12.5	- 386.1	- 53.8	90.0	103.9	666.5
1968	103.7	131.6	161.0	136.2	37.9	- 19.2	- 38.5	- 122.2	- 222.0	- 65.8	96.2	83.7	398.0
1969	91.5	120.5	127.7	117.6	154.0	- 109.0	- 125.0	- 486.9	- 167.7	- 79.4	107.3	116.4	133.0
1970	111.8	105.2	141.5	128.5	126.8	- 90.1	- 39.4	- 24.0	- 204.2	- 36.1	70.6	99.6	769.4
1971	114.9	127.3	153.4	146.4	142.9	- 86.4	- 22.6	- 0.9	- 28.9	- 50.6	100.4	135.3	1005.2
1972	128.1	130.7	133.4	116.1	128.2	- 161.2	- 130.3	- 23.5	- 103.8	- 66.8	84.7	95.9	465.1
1973	120.0	109.9	150.5	67.9	127.0	- 55.2	- 31.0	- 95.4	- 258.0	- 84.7	61.5	76.5	251.0
1974	79.4	101.5	112.3	110.0	38.3	- 318.3	- 35.0	- 36.2	- 387.9	- 94.6	26.6	95.0	119.7
1975	107.0	74.8	93.0	99.6	45.1	- 49.8	- 22.3	- 202.7	- 251.1	- 24.8	64.5	88.3	215.4
1976	98.1	88.2	90.9	98.4	128.0	- 47.0	- 42.1	- 169.3	- 37.7	- 65.3	87.5	91.3	705.2
1977	105.8	135.9	102.5	142.2	140.1	- 33.0	- 68.6	- 86.2	- 172.9	- 39.7	55.5	61.2	422.2
SUMA	2641.2	2948.3	3559.2	3553.0	3459.9	- 931.3	- 1838.6	- 2293.2	- 6405.8	- 328.9	1337.0	2386.8	8087.6
PROMEDIO	105.6	117.9	142.4	142.1	138.4	- 37.3	- 73.5	- 91.7	- 256.2	- 13.2	53.5	95.5	323.5

TABLA No. 2.13

U. N. A. M. ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON TESIS PROFESIONAL CALCULO DE EVAPORACION NETA					CUENCA GENERAL		RIO NEXPA						
					CORRIENTE		RIO NEXPA						
					VASO		EL GUTNEO		ESTADO GUERRERO				
					Est. Pluviométrica		AYUTLA						
					Est. Pluviométrica		AYUTLA						
					Est. Evaporación		AYUTLA						
					Est. Evaporación								
					Coef. Escurrim. Calculado 39.4		% Cálculo		J. FLORIDO LOPEZ ANDRADE				
					Coef. Escurrim. Estimado		% Fecha		1981				
AÑO	MES	PRECIPITACION		EVAPORACION		NETA	AÑO	MES	PRECIPITACION		EVAPORACION		NETA
		Observada	\times (I-coeficiente escurrimiento)	Observada	77% Observada				Observada	\times (I-coeficiente escurrimiento)	Observada	77% Observada	
		1	2	3	4	5=4-2			1	2	3	4	5=4-2
1959	E	45.5	27.6	129.6	99.8	72.2	1960	E	2.0	1.2	130.0	100.1	98.9
	F	0.0	0.0	171.2	131.8	131.8		F	0.0	0.0	170.0	130.9	130.9
	M	0.0	0.0	227.3	175.0	175.0		M	0.0	0.0	231.0	177.9	177.9
	A	0.0	0.0	228.1	175.6	175.6		A	0.0	0.0	230.0	177.1	177.1
	M'	11.5	7.0	233.7	179.9	172.9		M'	34.5	20.9	225.5	173.6	152.7
	J	180.8	109.6	163.6	126.0	16.4		J	400.5	242.7	216.4	166.6	-76.1
	J'	417.5	253.0	160.8	123.8	-129.2		J'	498.7	302.2	182.1	140.2	-162.0
	A'	353.0	213.9	146.3	112.7	-101.2		A'	461.5	279.7	226.1	174.1	-105.6
	S	251.6	152.5	149.3	115.0	-37.5		S	353.5	214.2	212.8	163.9	-50.3
	O	600.5	363.9	84.8	65.3	-298.6		O	340.0	206.0	184.4	142.0	-64.0
	N	20.5	12.4	81.4	62.7	50.3		N	60.0	36.4	118.2	91.0	54.6
	D	0.0	0.0	80.8	62.2	62.2		D	29.0	17.6	106.4	81.9	64.3
	ANUAL					289.9		ANUAL					
1961	E	12.0	7.3	133.9	103.1	95.8	1962	E	0.0	0.0	160.7	123.7	123.7
	F	0.0	0.0	132.1	101.7	101.7		F	0.0	0.0	195.0	150.2	-150.2
	M	0.0	0.0	212.7	163.8	163.8		M	0.0	0.0	229.8	176.9	176.9
	A	0.0	0.0	240.6	185.3	185.3		A	6.0	3.6	256.5	197.5	193.9
	M'	8.5	5.2	242.6	186.8	181.6		M'	5.0	3.0	251.3	193.5	190.5
	J	395.0	239.4	216.8	166.9	-72.5		J	600.8	364.1	222.7	171.5	192.6
	J'	301.5	182.7	190.7	146.8	-35.9		J'	313.5	190.0	198.2	152.6	-37.4
	A'	282.3	171.1	214.1	164.9	-6.2		A'	419.0	253.9	203.8	156.9	-97.0
	S	1021.0	618.7	143.5	110.5	-508.2		S	789.5	478.4	116.5	89.7	-388.7
	O	48.0	29.1	160.0	123.2	94.1		O	258.3	156.5	168.9	130.1	-26.4
	N	499.0	302.4	144.3	111.1	-191.3		N	58.0	35.1	182.9	140.8	105.7
	D	0.0	0.0	175.5	135.1	135.1		D	0.5	0.3	168.6	129.8	129.5
	ANUAL					143.3		ANUAL					

CAPITULO III

DEMANDAS DE RIEGO

- 3.1 SUPERFICIE DISPONIBLE PARA RIEGO
- 3.2 PROGRAMA DE CULTIVOS
- 3.3 USOS CONSUNTIVOS
 - 3.3.1 METODO DE BLANNEY - CRIDDLE
- 3.4 LLUVIA APROVECHABLE
 - 3.4.1 METODO DE ZIEROLD
- 3.5 DEMANDA NETA
- 3.6 DEMANDA BRUTA

CAPITULO III

3. DEMANDAS DE RIEGO

La demanda de riego es la cantidad de agua que debemos extraer ó derivar de la presa para satisfacer las necesidades de riego, expresada ésta en volumen ó por ciento.

El riego lo podemos definir como la aplicación del agua al -- suelo para complementar la lluvia deficiente y proporcionar hu medad para el crecimiento de las plantas; este puede ser de -- tres formas :

a) RIEGO DE ANIEGO .- Es cuando los cultivos aprove - chan el agua que el suelo almacena después que se le aplica en cantidades fuertes, en una ó hasta en dos ocasiones.

b) RIEGO DE AUXILIO .- Son aquéllos riegos que única - mente suplen la deficiencia de la lluvia durante el desarrollo del cultivo.

c) RIEGOS MIXTOS .- Son aquéllos en los que intervie - nen los dos anteriores, iniciándose con un riego de aniego y - dando posteriormente riegos de auxilio suplementarios.

3.1 SUPERFICIE DISPONIBLE PARA RIEGO

La zona de riego del proyecto se encuentra ubicada en la plani cie costera en ambas margenes del río Nexpa, disponiéndose en - total de una superficie neta de 14 982 has., según dato de la-

Dirección de Estudios, en base al levantamiento topográfico de detalle de la zona de riego y al estudio agrológico.

3.2 PROGRAMAS DE CULTIVO

Para la selección y distribución de cultivos de la zona de riego, se hace con base a un estudio de factibilidad técnico - económica, y en función de las características existentes en dicha zona. Por lo tanto para nuestro estudio la Dirección de Agrología formuló la relación de cultivos factibles de realizar y sus fechas de siembra y cosecha, las cuales se muestran en la tabla 3.1, siendo los cultivos más importantes : Cocotero, maíz, sorgo, soya, frijol, chile verde y frutales.

Por otra parte, en función de áreas disponibles, clase de suelo, productividad, costos de mercado y otros factores restrictivos, la Dirección de Evaluación formuló el plan de cultivo de máxima utilidad.

Debido a que la superficie de riego está limitada se aprovecharán los escurrimientos para regar la mayor superficie posible con un coeficiente de intensidad de cultivos lo más elevado -- posible.

3.3 USOS CONSUNTIVOS

Se define como uso consuntivo ó evapotranspiración a la cantidad de agua utilizada por las plantas en su función de trans -

piración y para la formación de los tejidos celulares, así como aquella que se evapora de la superficie del suelo en donde tales plantas crecen.

Se ha demostrado experimentalmente que es muy difícil separar la evaporación de la transpiración con mediciones efectuadas en el campo, por lo que ambos procesos se consideran como uno solo y se denomina evapotranspiración.

EVAPORACION .- Se define como el fenómeno mediante el cual el agua retenida por las hojas, así como la que existe en la superficie es evaporada.

TRANSPIRACION .- Se denomina transpiración al proceso por el cual el vapor de agua se desprende de las plantas vivas, principalmente de las hojas y pasa a la atmósfera.

FACTORES QUE INFLUYEN EN EL USO CONSUNTIVO

Tomando en cuenta la variabilidad de los cultivos considerados, hay otros muchos factores que intervienen en la cantidad de consumo de agua por las plantas, ya sean solos ó en combinación.

Difieren según la localidad y fluctúan de año a año y de mes a mes. Algunos involucran el factor humano y otros se relacionan con el clima, el abastecimiento de agua, los suelos y la topografía del terreno.

La temperatura es básica para la selección de los cultivos más apropiados en una zona y es el factor más importante que interviene en el consumo de agua por los cultivos.

Las temperaturas muy bajas retardan el crecimiento de las plantas y las muy altas poco comunes, producen un estado latente. - La transpiración es influenciada no solo por la temperatura, -- sino también por el área del follaje expuesto y las necesidades fisiológicas de las plantas.

La evaporación y la transpiración se aceleran cuando hay escasa humedad en el aire y se retardan cuando por el contrario existe en abundancia; el viento favorece a la evaporación del agua del terreno y de la superficie de las plantas más cuando es cálido y seco.

La latitud influye considerablemente en el uso consuntivo de -- agua en las plantas. Durante el verano debido a la inclinación del eje terrestre, las horas de luz diurna 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 período de crecimiento.

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 su desarrollo.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL USO CONSUNTIVO

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.

Es por ésto, por lo que muchos investigadores han enfocado su atención en encontrar métodos sencillos que determinen la cantidad de agua necesaria para el desarrollo vegetativo de diferentes cultivos.

Para determinar las demandas y los coeficientes de riego, se pueden emplear diferentes métodos dependiendo de los datos con que se cuente. Unicamente mencionaré algunos métodos y ampliando el método que se aplicó en el proyecto.

POR OBSERVACION 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 volumen promedio anual derivado.

POR COMPARACION

Cuando existen características semejantes en las zonas por comparar, tales como tipo de terreno y clima, se puede asegurar -- que los cultivos, los coeficientes de riego y distribución de la demanda de agua serán prácticamente los mismos.

METODO ANALITICO

Existen varios métodos para calcular analíticamente la cantidad de agua que consumen las plantas para su desarrollo y nutrición. Para su aplicación depende directamente de los datos con que -- cuenta de la zona donde se pretende hacer el estudio.

El método más usado actualmente es el de los Doctores Blaney y Criddle que a continuación menciono debido a que fué el que se aplicó en el proyecto.

3.3.1 Método de Blaney y Criddle

En este método se trata de interpretar analíticamente el fenómeno natural de evapotranspiración, por medio del cual se puede determinar el uso consuntivo 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 consuntivo en dichas zonas con el de otras donde se cuenta 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:

$$f = \frac{P t}{100}$$

En donde :

f = Factor de uso consuntivo ó 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 fahrenheit

La suma de los valores "f" para los distintos meses del período vegetativo de la cosecha, cuyo uso consuntivo se quiere conocer, dá un valor "F" que será el factor de uso consuntivo en la zona agrícola de que se trata para la cosecha en cuestión. Ahora bien, el uso consuntivo propiamente dicho vendrá dado -- por la fórmula siguiente :

$$U C = K F$$

En donde :

UC = Uso consuntivo en pulgadas

K = Coeficiente empírico, específico para cada clase de cosecha.

F = Suma de factores mensuales de uso consuntivo en pulgadas.

APLICACION DEL METODO

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 si milares siguientes :

$$f = \frac{P \cdot T}{100}$$

En donde :

f = Lámina Potencial de consumo de agua en cms

P = Porcentaje de asoleamiento

T = 4.572 + 81.28

t = Temperatura Media Mensual en °C

Los valores de "P" variarán 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. Los valores de "P" pueden obtenerse fácilmente con la tabla de insolación adjunta.

Para nuestro estudio se calculó la temperatura media mensual, ponderando la estación San Marcos y Copala cuyos resultados se muestran en la tabla No. 2.7, estos valores nos servirán para calcular el factor "T". Los calculos para obtener la lámina - potencial de consumo "f" en cms se muestra en la tabla No. 3.5.

Cálculo de la Lámina Potencial de Consumo
 Latitud Norte 16°42'

TABLA No. 3.5

MES	TEMPERATURA MEDIA °C	FACTOR "T"	PORCIENTO DE INSOLACION "p"	P X T	$f = \frac{P \cdot T}{100}$ en cm
ENERO	24.7	194.21	7.88	1530.37	15.3
FEBERO	25.0	195.58	7.33	1433.60	14.3
MARZO	25.7	198.78	8.38	1665.77	16.6
ABRIL	26.4	201.98	8.44	1704.71	17.0
MAYO	28.2	210.21	8.98	1887.68	18.8
JUNIO	28.1	209.00	8.80	1839.12	18.3
JULIO	28.0	209.30	9.05	1894.16	18.9
AGOSTO	27.5	207.01	8.78	1817.54	18.1
SEPTIEMBRE	27.2	205.64	8.20	1686.25	16.8
OCTUBRE	27.1	205.18	8.18	1670.37	16.7
NOVIEMBRE	26.4	201.98	7.67	1549.18	15.4
DICIEMBRE	25.4	197.39	7.81	1539.64	15.3

Para diferenciar la fórmula que nos determina el uso consuntivo-
 en el sistema inglés con la del sistema métrico tenemos:

$$UC = Kf$$

En donde :

UC = Uso consuntivo mensual del cultivo en cm

K = Coeficiente mensual del cultivo

f = Lámina potencial de consumo de agua en cm

Para ilustración del método, se anexa una hoja de cálculo de di-
 cho uso tabla No. 3.6., así como también los resultados de los -
 usos consuntivos para cada cultivo se muestran en la tabla No. -
 3.7.

3.4 LLUVIA APROVECHABLE

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.

La lluvia aprovechable suministra parte de las cantidades del uso consuntivo del cultivo. Puede ser una pequeña parte en zonas áridas ó una parte importante en áreas húmedas. El programador y el operador confrontan el problema de determinar qué parte de la evapotranspiración será abastecida por la lluvia y qué parte tendrá que ser suministrada por riego.

Los factores principales que afectan la efectividad de la lluvia total son los siguientes :

a) INTENSIDAD DE LA PRECIPITACION

Al aumentar la intensidad de la precipitación hasta el grado de rebasar la velocidad de infiltración del suelo, entonces el agua comienza a perderse por escurrimiento y no es aprovechada por el cultivo.

b) VELOCIDAD DE INFILTRACION EN EL SUELO

Está íntimamente relacionada con el punto anterior y depende de las características físicas del suelo, tales como la textura , estructura, compactación, etc., y del contenido de humedad, pues al aumentar éste la cantidad de agua infiltrada disminuye.

c) COBERTURA VEGETAL

Esta obstaculiza el escurrimiento por lo cual aumenta-

el tiempo de contacto suelo - agua y por consiguiente habrá mayor infiltración del agua de lluvia.

d) TOPOGRAFIA

Es importante porque al llover sobre una superficie plana el agua se infiltra, cosa que no ocurre en topografías accidentadas donde el agua comienza a escurrir hacia las partes bajas y planas.

Existen otros factores que intervienen, pero no se consideran porque no son determinantes.

Para calcular la lluvia aprovechable existen muchos y muy variados métodos, los cuales al aplicarlos dan resultados muy diferentes, para nuestro estudio se aplicó el criterio del Ing, Zierold-Reyes, el cual es un método que se aplica con bastante regularidad en nuestro país.

3.4.1 METODO DE ZIEROLD

Este procedimiento puede utilizarse para evaluar en forma aproximada la lámina que puede utilizarse de una lluvia que se presenta durante la operación de un Distrito de Riego.

Este método toma en cuenta para calcular la lluvia aprovechable lo que se percola (infiltración) y lo que se escurre de la lluvia total.

Para su aplicación se sigue la secuela siguiente :

1° Consiste en analizar la lluvia que cae en la región

en los últimos años y se registra en la estación climatológica más cercana a la zona en estudio. Esta lluvia se agrupa en forma decenal (no necesariamente; pero para nuestro estudio se hizo de esta forma), de cada mes, correspondiente a cada año, para mayor aproximación. Para el proyecto río Nexpa se utilizaron las lluvias diarias de las estaciones San Marcos y Copala, por estar más cerca de la zona de riego y se consideró un período de 1961 - 1979.

2° Se suman los días de la decena que registran precipitación en el mes, así como también el número de días con precipitación y se obtiene el promedio de dichos días, dividiendo entre el número de años del período (para nuestro estudio es de 19 años).

3° Se ordenan las lluvias de cada decena del mes de mayor a menor precipitación, correspondiente a cada año, durante el período.

4° Una vez ordenados estos valores, se calcula la frecuencia utilizando la siguiente fórmula :

$$f = \frac{m}{(m+1)} \times 100$$

En donde :

f = Frecuencia expresada en porcentaje

m = Número de orden correspondiente a la lluvia ordenada de mayor a menor.

(n+1) = Número de años del período de observación más uno

5° Una vez calculada la frecuencia se escoge una probabilidad del 80% (en nuestro estudio se consideró este porcenta

je) de los años de observación, los cuales ya se encuentran ordenados de mayor a menor y el número de orden que resulte nos -- representa la precipitación que se tomará en cuenta para cada -- decena del mes.

6° Obtenida la precipitación que nos representa el 80% para cada decena del mes, se obtiene la lluvia diaria dividiendo dicha precipitación entre el promedio de días del mes correspondiente.

$$\text{LLUVIA DIARIA} = \frac{\text{Lluvia decenal probable en un 80\%}}{\text{Número promedio de días con precipitación durante el período}}$$

7° Se calcula la lámina aprovechable con la siguiente ecuación :

$$La = Lp - 0.05 Lp^2 \quad \text{para } 0 \leq Lp \leq 2.5 \text{ cm}$$

Donde :

La = Lámina aprovechable (cm)

Lp = Ecuación precipitada lluvia diaria (cm)

Esta ecuación se encuentra graficada en el anexo No. 4.

8° Obtenida la lámina aprovechable ésta se multiplica por el promedio de días llovidos por decena y cada decena se suma obteniendo finalmente la lluvia aprovechable mensual.

Para nuestro estudio se calculó la lluvia aprovechable en ambas estaciones, es decir, la estación Copala y San Marcos para los meses de lluvias (junio a octubre) tal como se muestran en las tablas 3.2 y 3.3.

Pero para nuestra zona de riego se obtuvo la lluvia aprovechable afectando los valores obtenidos en San Marcos y - Copala por sus porcentajes de influencia de ambas estaciones - (tabla 3.4), dando como resultado de dicha lluvia una lámina de 18 cm. anualmente.

LLUVIA APROVECHABLE EN LA ZONA DE RIEGO

TABLA No. 3.4

M E S	E S T A C I O N E S		TOTAL	VALOR APROXIMADO
	SAN MARCOS	COPALA		
ENERO	0.0	0.0	0.0	
FEBRERO	0.0	0.0	0.0	
MARZO	0.0	0.0	0.0	
ABRIL	0.0	0.0	0.0	
MAYO	0.0	0.0	0.0	
JUNIO	$2.6 \times 0.76=1.98$	$4.9 \times 0.24=1.18$	3.16	3.0
JULIO	$2.4 \times 0.76=1.82$	$4.3 \times 0.24=1.03$	2.85	3.0
AGOSTO	$4.3 \times 0.76=3.27$	$6.5 \times 0.24=1.56$	4.83	5.0
SEPTIEMBRE	$6.3 \times 0.76=4.79$	$8.2 \times 0.24=1.97$	6.76	7.0
OCTUBRE	$0.05 \times 0.76=0.04$	$1.2 \times 0.24=0.29$	0.33	7.0
NOVIEMBRE	0.0	0.0	0.0	
DICIEMBRE	0.0	0.0	0.0	
ANUAL			17.93	18.0 cm

PROYECTO NEXPA, GUERRERO

FECHAS DE SIEMBRA Y COSECHA DE LOS CULTIVOS

TABLA No. 3.1

CULTIVO	PERIODO VEGETATIVO (DIAS)	F E C H A S	
		SIEMBRA	COSECHA
AJONJOLI	120	JUNIO	OCTUBRE
AJONJOLI	120	JULIO	NOVIEMBRE
AJONJOLI	120	ENERO	MAYO
FRIJOL	120	DICIEMBRE	ABRIL
FRIJOL	120	ENERO	MAYO
FRIJOL	120	JUNIO	OCTUBRE
FRIJOL	120	JULIO	NOVIEMBRE
SOYA	120	JUNIO	OCTUBRE
SOYA	120	JULIO	NOVIEMBRE
SOYA	120	NOVIEMBRE	MARZO
SOYA	120	DICIEMBRE	ABRIL
MAIZ	150	DICIEMBRE	MAYO
MAIZ	150	ENERO	JUNIO
MAIZ	150	FEBRERO	JULIO
MAIZ	150	ABRIL	SEPTIEMBRE
MAIZ	150	MAYO	OCTUBRE
MAIZ	150	JUNIO	NOVIEMBRE
MAIZ	150	JULIO	DICIEMBRE
SORGO	120	NOVIEMBRE	MARZO
SORGO	120	DICIEMBRE	ABRIL
SORGO	120	JUNIO	OCTUBRE
SORGO	120	JULIO	NOVIEMBRE
ESTROPAJO	180	NOVIEMBRE	MAYO
ESTROPAJO	180	MAYO	NOVIEMBRE
ESTROPAJO	180	JUNIO	DICIEMBRE
ESTROPAJO	180	JULIO	ENERO
JAMAICA	180	JUNIO	DICIEMBRE
JAMAICA	180	JULIO	ENERO
JITOMATE	120	ABRIL	AGOSTO
JITOMATE	120	MAYO	SEPTIEMBRE
JITOMATE	120	JUNIO	OCTUBRE
JITOMATE	120	JULIO	NOVIEMBRE
CHILE	120	OCTUBRE	FEBRERO
CHILE	120	JUNIO	OCTUBRE
CAMOTE	100		Todo el año
GUACAMOTE (YUCA)	120		Todo el año
SANDIA	120	NOVIEMBRE	MARZO
SANDIA	120	DICIEMBRE	ABRIL
SANDIA	120	ENERO	MAYO

TABLA No. 3.1

CULTIVO	PERIODO VEGETATIVO (DIAS)	F E C H A S	
		SIEMBRA	COSECHA
SANDIA	120	MAYO	SEPTIEMBRE
SANDIA	120	JUNIO	OCTUBRE
MELON	90	NOVIEMBRE	FEBRERO
MELON	90	DICIEMBRE	MARZO
MELON	90	ENERO	ABRIL
MELON	90	JUNIO	SEPTIEMBRE
COCOTERO	PERENNE	PRIMAVERA	
MANGO	PERENNE	PRIMAVERA	
TAMARINDO	PERENNE	PRIMAVERA	
LIMONERO	PERENNE	PRIMAVERA	
PAPAYO	PERENNE	PRIMAVERA	
ZACATE PANGOLA	PERENNE	PRIMAVERA	
ZACATE ESTRELLA			
DE AFRICA	PERENNE	PRIMAVERA	
ZACATE BERMUDA	PERENNE	PRIMAVERA	

LLUVIA APROVECHABLE METODO DE ZIEROLD

PROYECTO : NEXPA GUERRERO

ESTACION : SAN MARCOS

PERIODO : 1969 - 1971

TABLA No. 3.2

MES	PRECIPITACION DIARIA EN (mm)			PRECIPITACION DIARIA EN (cm)			PRECIPITACION EFECTIVA EN (cm)			PROMEDIO DE DIAS LLOVIDO POR DECENA			PRECIPITACION EFECTIVA DECENAL EN (cm)			MENSUAL (cm)
	1a	2a	3a	1a	2a	3a	1a	2a	3a	1a	2a	3a	1a	2a	3a	
ENERO																
FEBRERO																
MARZO																
ABRIL																
MAYO																
JUNIO	1.49	0.97	3.99	0.149	0.097	0.399	0.15	0.10	0.39	2.61	3.83	4.61	0.39	0.138	1.80	2.6
JULIO	0.0	1.20	4.53	0.0	0.12	0.453	0.0	0.12	0.44	3.0	3.32	4.53	0.0	0.4	1.99	2.4
AGOSTO	2.28	3.02	4.20	0.228	0.302	0.47	0.23	0.30	0.46	3.16	4.63	4.74	0.73	1.39	2.18	4.3
SEPTIEMBRE	4.06	1.90	8.24	0.406	0.19	0.824	0.40	0.19	0.79	5.42	3.68	4.37	2.17	0.70	3.45	6.3
OCTUBRE	0.0	0.19	0.0	0.0	0.019	0.0	0.0	0.02	0.0	2.74	2.63	1.32	0.0	0.05	0.0	0.05
NOVIEMBRE																
DICIEMBRE																
															ANUAL	15.6

LLUVIA APROVECHABLE METODO DE ZIEROLD

PROYECTO : NEXPA GUERRERO

ESTACION : COPALA

PERIODO : 1961-1979

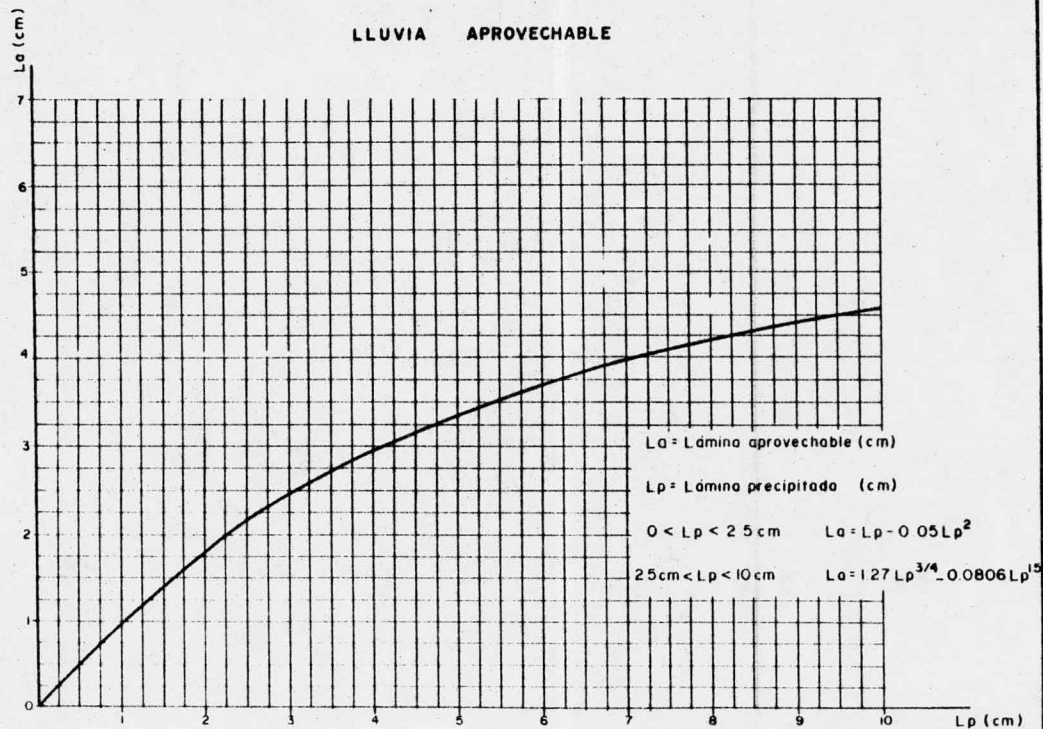
TABLA No. 3.3

M E S	PRECIPITACION DIARIA EN (mm)			PRECIPITACION DIARIA EN (cm)			PRECIPITACION EFECTIVA EN (cm)			PROMEDIO DE DIAS LLOVIDO POR DECENA			PRECIPITACION EFECTIVA DECENAL EN (cm)			MENSUAL (cm)	
	1a	2a	3a	1a	2a	3a	1a	2a	3a	1a	2a	3a	1a	2a	3a		
ENERO																	
FEBRERO																	
MARZO																	
ABRIL																	
MAYO																	
JUNIO	2.27	4.97	4.51	0.227	0.497	0.451	0.224	0.485	0.441	3.44	4.67	4.17	0.771	2.265	1.839	4.9	
JULIO	3.42	2.18	4.37	0.342	0.218	0.437	0.336	0.216	0.427	4.50	4.12	4.44	1.512	0.890	1.896	4.3	
AGOSTO	2.89	2.8	8.26	0.289	0.28	0.826	0.285	0.276	0.792	3.39	4.50	5.39	0.966	1.242	4.269	6.5	
SEPTIEMBRE	7.05	2.18	8.14	0.705	0.218	0.814	0.680	0.216	0.781	5.53	4.76	4.41	3.760	1.028	3.444	8.2	
OCTUBRE	2.83	0.69	0.0	0.283	0.069	0.0	0.279	0.069	0.0	3.67	2.33	1.61	1.024	0.161	0.0	1.2	
NOVIEMBRE																	
DICIEMBRE																	
																ANUAL	25.1

DE LA BIBLIOTECA
 NO SALE

GRAFICA DE ZIEROLD

LLUVIA APROVECHABLE



3.5 DEMANDAS NETAS

Las demandas netas las podemos definir como las cantidades de -- agua que efectivamente es aplicada sobre el terreno para satisfa cer las necesidades de los cultivos durante su desarrollo ó ci - clo vegetativo. Estas se determinan de la siguiente manera :

Primero se calcula la lámina neta la cual resulta de restarle la lluvia aprovechable a los usos consuntivos de cada cultivo, que tienen su período vegetativo durante los meses de lluvias (junio a octubre), es decir, que para efectos de nuestro estudio, se -- calculó la lluvia aprovechable para los meses de junio, julio, - agosto y septiembre, afectando por ésta únicamente a los culti - vos que tienen ciclo vegetativo en dicho período.

Segundo, el volumen ó demandas netas se obtienen por multiplicar el área disponible de cada cultivo por la lámina neta, resultan - do un volumen neto de $130 \bar{M} m^3$ de agua.

En las tablas números 3.8 y 3.9 se muestran las láminas y deman - das netas, de ésta última se presenta un resumen en la tabla No. 3.12.

3.6 DEMANDAS BRUTAS

Las demandas brutas son las cantidades de agua que hay que extraer de la presa de almacenamiento ó cualquier otra fuente, para po - der satis facer las demandas de riego en la zona de aprovechamien to.

Por otra parte la demanda neta, no es la cantidad de agua de riego que se requiere a nivel de la parcela y menos aún a nivel de la fuente de suministro, porque el agua no puede utilizarse sin cierta pérdida independientemente del método empleado, pérdidas que pueden ser por conducción hasta la zona de cultivo por infiltración profunda en la parcela y por escurrimiento superficial debido a una mala operación o roturas de bordos y estructuras. Por lo tanto se deben tomar en consideración las eficiencias en el riego al estimar la demanda -- del mismo en la zona de cultivo y que deberá ser surtida desde la fuente de abastecimiento, que puede ser una presa de -- almacenamiento, derivadora ó la combinación de ambas, pozos, manantiales, etc.

En términos generales las eficiencias totales en el riego para diferentes condiciones del suelo y sistemas de conducción y -- distribución, varían del 40 al 70 por ciento, pudiendo ser su -- perior en los sistemas de riego por aspersión y por goteo.

La eficiencia del 40% equivale a aprovechar el 40% y perder el 60% del agua empleada en el riego. Esta eficiencia en el Distrito es muy baja y se tiene en aquéllos sistemas con canales -- en tierra permeable. La eficiencia del 70% es alta y difícilmente se puede lograr en sistema tradicional de riego por gravedad, aún con canales revestidos.

Para calcular las demandas brutas en nuestro estudio se hizo -- lo siguiente:

a) Se consideró una eficiencia del sistema del 51% en -- función de que son canales revestidos, el Distrito de Riego-

es mayor de 10 000 has., y la escasa experiencia que el agricultor puede tener en el riego.

b) La lámina bruta se obtuvo de dividir la lámina neta entre la eficiencia del sistema (51%). Los resultados se muestran en la tabla No. 3.10.

c) El volumen ó demandas brutas se obtiene de multiplicar el área disponible de cada cultivo por la lámina bruta, resultando un volumen bruto de $255 \bar{M} m^3$ de agua. Los resultados se muestran en la tabla No. 3.11 y los valores de las demandas brutas en resumen se muestran en la tabla No. 3.12.

DETERMINACION DEL USO CONSULTIVO (U.C.) COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

Hoja No: _____

Obra: NEXPA, GUERRERO

Calculó: JOSE FLORIDO LOPEZ ANDRADE

Fecha: _____

Detalle: _____

Revisó: _____

Fecha: _____

TABLA No. 3.6

MESES	f	Cultivo: MAIZ Ciclo Vegetativo: 150 DIAS Inic. de Siembra: 1° JUNIO					Cultivo: FRIJOL Ciclo Vegetativo: 120 DIAS Inic. de Siembra: 1° JUNIO					Cultivo: SANDIA Ciclo Vegetativo: 120 DIAS Inic. de Siembra: 1° JULIO				
		Kc	U.C.	J	U.C.	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C.	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C.	U.C.acu.
ENERO	15.3															
FEBRERO	14.3															
MARZO	16.6															
ABRIL	17.0															
MAYO	18.8															
JUNIO	18.3	0.34	6.2	1.0	6.2	6.2	0.61	11.2	0.68	7.6	7.6	0.30	5.5	1.0	5.5	5.5
JULIO	18.9	0.71	13.5	1.0	13.5	19.7	1.03	19.5	0.68	13.3	20.9	0.65	12.3	1.0	12.3	17.8
AGOSTO	18.1	0.92	16.7	1.0	16.7	36.4	1.09	19.7	0.68	13.4	34.3	0.77	13.9	1.0	13.9	31.7
SEPTIEMBRE	16.8	0.96	16.2	1.0	16.2	52.6	0.78	13.1	0.68	8.9	43.2	0.68	11.4	1.0	11.4	43.1
OCTUBRE	16.7	0.84	14.1	1.0	14.1	66.7										
NOVIEMBRE	15.4															
DICIEMBRE	15.3															

		Kg					Kg					Kg				
SUMAS	201.5	0.75	66.7	1.0	66.7	0.60	63.5	0.68	43.2	0.60	43.1	1.0	43.1			

$K' = \frac{Muc.}{Mf} = \frac{66.7}{88.8} = 0.751$	$K' = \frac{Muc.}{Mf} = \frac{63.5}{72.1} = 0.881$	$K' = \frac{Muc.}{Mf} = \frac{43.1}{72.1} = 0.598$
$J = \frac{Kg}{K'} = \frac{0.75}{0.751} = 1.0$	$J = \frac{Kg}{K'} = \frac{0.60}{0.881} = 0.68$	$J = \frac{Kg}{K'} = \frac{0.60}{0.598} = 1.0$

CULTIVO	AREA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEP.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	TOTAL
VERANO														
AJONJOLI	50							7.8	16.0	17.1	15.5			56.4
CHILE	630							6.1	11.7	13.0	11.6			42.4
FRIJOL	144							8.1	12.8	12.5	8.9			42.3
JITOMATE	90							6.9	14.0	15.2	13.2			49.3
MAIZ	3750						6.2	13.5	16.7	16.2	14.1			66.7
SANDIA	110							5.9	12.0	13.0	11.4			42.3
SORGO	3750							7.0	13.9	15.3	13.2			49.4
SUBTOTAL	8524													
INVIERNO														
CAMOTE	150	11.4	10.2									0.8	7.6	30.0
FRIJOL	3606	6.3	10.0	12.3	9.1									37.7
SOYA	3750	10.7	10.6	9.0									6.5	36.8
SUBTOTAL	7506													
PERENNES														
COCOTERO	4300	2.6	5.6	9.4	12.3	16.5	17.5	19.4	18.7	17.0	16.2	14.2	11.7	161.1
LIMONERO	410	1.8	3.8	6.1	7.7	10.0	10.6	11.7	11.5	10.6	10.2	8.8	7.9	100.7
MANGO	170	2.5	5.6	9.3	11.7	15.0	16.1	17.7	17.3	16.0	15.3	13.1	11.6	151.2
PAPAYO	50	2.0	4.5	7.5	9.3	12.0	12.9	14.1	13.8	12.7	12.2	10.5	9.4	120.9
TAMARINDO	30	2.0	4.5	7.5	9.3	12.0	12.9	14.1	13.8	12.7	12.2	10.5	9.4	120.9
SUBTOTAL	4960													
TOTAL	20990													

SUP. FISICA 14982 HAS.
 VOLUMEN NETO _____
 EFICIENCIA DEL DTO. _____
 MES DE MAXIMA DEMANDA _____

OBSERVACIONES : UNIDADES EN CM.

Proyecto RIO NEXPA, GUERRERO

Título LAMINA NETA

TABLA No. 3.8

CULTIVO	AREA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEP.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	TOTAL
VERANO														
AJONOLI	50							4.8	11.0	10.1	15.5			41.4
CHILE	630							3.1	6.7	6.0	11.6			27.4
FRIJOL	144							5.1	7.8	5.5	8.9			27.3
JITOMATE	90							3.9	9.0	8.2	13.2			34.3
MATZ	3750						3.2	10.5	11.7	9.2	14.1			48.7
SANDIA	110							2.9	7.0	6.0	11.4			27.3
SORGO	3750							4.0	8.9	8.3	13.2			34.4
SUBTOTAL	8524													
INVIERNO														
CAMOTE	150	11.4	10.2									0.8	7.6	30.0
FRIJOL	3606	6.3	10.0	12.3	9.1									37.7
SOYA	3750	10.7	10.6	9.0									6.5	36.8
SUBTOTAL	7506													
PERENNES														
COCOTERO	4300	2.6	5.6	9.4	12.3	16.5	14.5	16.4	13.7	10.0	16.2	14.2	11.7	143.1
LIMONERO	410	1.8	3.8	6.1	7.7	10.0	7.6	8.7	6.5	3.6	10.2	8.8	7.9	82.7
MANGO	170	2.5	5.6	9.3	11.7	15.0	13.1	14.7	12.3	9.0	15.3	13.1	11.6	133.2
PAPAYO	50	2.0	4.5	7.5	9.3	12.0	9.9	11.1	8.8	5.7	12.2	10.5	9.4	102.9
TAMARINDO	30	2.0	4.5	7.5	9.3	12.0	9.9	11.1	8.8	5.7	12.2	10.5	9.4	102.9
SUBTOTAL	4960													
TOTAL	20990													

SUP. FISICA 14982 HAS
 VOLUMEN NETO _____
 EFICIENCIA DEL DTO. _____
 MES DE MAXIMA DEMANDA _____

OBSERVACIONES : UNIDADES EN CM

CULTIVO	AREA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEP.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	TOTAL
VERANO														
AJONJOLI	50							24	55	51	78			208
CHILE	630							195	442	378	731			1726
FRIJOL	144							73	112	79	128			392
TITOMATE	90							35	81	74	119			309
MAIZ	3750						1200	3938	4388	3450	5288			18264
SANDIA	110							32	77	66	125			300
SORGO	3750							1500	3338	3113	4950			12901
SUBTOTAL	8524													
INVIERNO														
CAMOTE	150	171	153									12	114	450
FRIJOL	3606	2272	3606	4435	3281									13594
SOYA	3750	4013	3975	3375									2438	13801
SUBTOTAL	7506													
PERENNES														
COCOTERO	4300	1118	2408	4042	5289	7095	6235	7052	5891	4300	6966	6106	5031	61533
LIMONERO	410	74	156	250	316	410	312	357	267	148	418	361	324	3393
MANGO	170	43	95	158	199	255	223	250	209	153	260	223	197	2265
PAPAYO	50	10	23	38	47	60	50	56	44	29	61	53	47	518
TAMARINDO	30	6	14	23	28	36	30	33	26	17	37	32	28	310
SUBTOTAL	4960													
TOTAL	20990													
	Σ	7707	10430	12321	9160	7856	8050	13545	14910	11858	19161	6787	8179	129964
	%	5.93	8.03	9.48	7.05	6.05	6.19	10.43	11.47	9.12	14.74	5.22	6.29	100%

SUP. FISICA 14982 HAS
 VOLUMEN NETO 129964
 EFICIENCIA DEL DTO. 51%
 MES DE MAXIMA DEMANDA OCTUBRE

OBSERVACIONES: UNIDADES EN MILES DE M³

Proyecto RIO NEXPA, GUERRERO

Título LAMINA BRUTA

TABLA No. 3.10

CULTIVO	AREA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEP.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	TOTAL
VERANO														
AJONJOLI	50							9	22	20	30			81
CHILE	630							6	13	12	23			54
ERLJOL	144							10	15	11	17			53
JITOMATE	90							8	18	16	26			68
MAIZ	3750						6	21	23	18	28			96
SANDIA	110							6	14	12	22			54
SORGO	3750							8	17	16	26			67
SUBTOTAL	8524													
INVIERNO														
CAMOTE	150	22	20									2	15	59
ERLJOL	3606	12	20	24	18									74
SOYA	3750	21	21	18									13	73
SUBTOTAL	7506													
PERENNES														
COCOTERO	4300	5	11	18	24	32	28	32	27	20	32	28	23	280
LIMONERO	410	4	7	12	15	20	15	17	13	7	20	17	15	162
MANGO	170	5	11	18	23	29	26	29	24	18	30	26	23	262
PAPAYO	50	4	9	15	18	24	19	22	17	11	24	21	18	202
TAMARINDO	30	4	9	15	18	24	19	22	17	11	24	21	18	202
SUBTOTAL	4960													
TOTAL	20990													

SUP. FISICA 14982 HAS
 VOLUMEN NETO _____
 EFICIENCIA DEL DTO. 51%
 MES DE MAXIMA DEMANDA _____

OBSERVACIONES : UNIDADES EN CM

Proyecto RIO NEXPA, GUERRERO

Título VOLUMEN BRUTO

TABLA No. 3.11

CULTIVO	AREA	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEP.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	TOTAL
VERANO														
AJONJOLI	50							45	110	100	150			405
CHILE	630							378	819	756	1449			3402
FRIJOL	144							144	216	158	245			763
TITOMATE	90							72	162	144	234			612
MAIZ	3750						2250	7875	8625	6750	10500			36000
SANDIA	110							50	154	132	242			594
SORGO	3750							3000	6375	6000	9750			25125
SUBTOTAL	8524													
INVIERNO														
CAMOTE	150	330	300									30	225	885
FRIJOL	3606	4327	7212	8654	6491									26684
SOYA	3750	7875	7875	6750									4875	27375
SUBTOTAL	7506													
PERENNES														
COCOTERO	4300	2150	4730	7740	19320	13760	12040	13760	11610	8600	13760	12040	9890	120400
LIMONERO	410	164	287	492	615	820	615	697	533	287	820	697	615	6642
MANGO	170	85	187	306	391	493	442	493	408	306	510	442	391	4454
PAPAYO	50	20	45	75	90	120	95	110	85	55	120	105	90	1010
TAMARINDO	30	12	27	45	54	72	57	66	51	33	72	63	54	606
SUBTOTAL	4960													
TOTAL	20990													
	m	14963	20663	24062	17961	15265	15499	26706	29148	23321	37852	13377	16140	254957
	%	5.87	8.10	9.44	7.04	5.99	6.08	10.47	11.43	9.15	14.85	5.25	6.33	100%

SUP. FISICA 14982 HAS.
 VOLUMEN NETO _____
 EFICIENCIA DEL DTO. 51%
 MES DE MAXIMA DEMANDA OCTUBRE

OBSERVACIONES : UNIDADES EN MILES DE M³

RESUMEN DE LAS DEMANDAS NETAS Y BRUTAS PARA
EL DISTRITO DE RIEGO

TABLA No. 3.12

M E S	VOLUMEN NETO M ³ x 10 ³	% VOLUMEN NETO	VOLUMEN BRUTO M ³ x 10 ³	% VOLUMEN BRUTO
ENERO	7707	5.93	14963	5.87
FEBRERO	10430	8.03	20663	8.10
MARZO	12321	9.48	24062	9.44
ABRIL	9160	7.05	17961	7.04
MAYO	7856	6.05	15265	5.99
JUNIO	8050	6.19	15499	6.08
JULIO	13545	10.43	26706	10.47
AGOSTO	14910	11.47	29148	11.43
SEPTIEMBRE	11858	9.12	23321	9.15
OCTUBRE	19161	14.74	37852	14.85
NOVIEMBRE	6787	5.22	13377	5.25
DICIEMBRE	8179	6.29	16140	6.33
TOTAL	129964	100 %	254957	100 %

Superficie Física 14982 Ha.

Eficiencia del Dto. 51%

Mes de máxima demanda : Octubre

Volumen Neto : 130 M m³

Volumen Bruto : 255 M m³

Lámina Neta = $\frac{129964000}{149820000} = 0.87$ m

Lámina Bruta = $\frac{0.87}{0.51} = 1.70$ m

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

LATTUD 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

CAPITULO IV

CALCULO DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO

4.1 CRECIENTES MAXIMAS ANUALES REGISTRADAS

4.2 AVENIDA MAXIMA PROBABLE

METODOS ESTADISTICOS

METODO DE GUMBEL

METODO DE NASH

METODO DE LEVEDIEV

4.3 HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE

4.4 TRANSITO DE LA AVENIDA

CAPITULO IV

4. CALCULO DE LAS AVENIDAS MAXIMAS

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 ó creciente.

El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes siendo éstas las siguientes:

Escorrimento Superficial.- Es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta salir de la cuenca, se puede decir que su efecto sobre el escurrimiento total es directo y solo existirá durante una tormenta e inmediatamente después de que ésta cese.

Escorrimento Subsuperficial.- Es debido a la precipitación -- que se infiltra en la superficie del suelo, pero que se mueve lentamente sobre el horizonte superior del mismo. Esto puede ocurrir cuando exista un estrato impermeable paralelo a la superficie del suelo; su efecto puede ser inmediato o retardado dependiendo de las características del suelo.

Escorrimento Subterráneo.- Este proviene del agua subterránea, la cual es recargada por la parte de la precipitación que se infiltra a través del suelo, una vez que éste se ha saturado, su efecto sobre el escurrimiento total varía muy lentamente.

te con respecto al escurrimiento superficial.

El régimen de una corriente es variable y esto se debe a que en épocas de lluvia aumenta y disminuye en el estiaje, principalmente durante sequías intensas, se entiende por régimen de una corriente a la variación del gasto que está pasando por un punto determinado en una corriente. Para lograr esto se hacen los aforos necesarios y poder cuantificar la variación del gasto.

CLASIFICACION DE LAS AVENIDAS

a) AVENIDA MAXIMA INSTANTANEA

Es la máxima cantidad de agua que escurre en un instante durante todo el período de tiempo considerado.

b) AVENIDA MAXIMA ANUAL INSTANTANEA

Es la avenida que en un período de varios años acarrea la máxima cantidad de agua en un instante dado en uno de los años.

c) AVENIDA MAXIMA DIARIA

Es la máxima cantidad de agua que escurre en un día. Difiere de la máxima en 24 horas en que en esta última se selecciona el período para completar dichas horas, por lo tanto, el gasto es siempre mayor que la avenida de un día.

La avenida que más interesa conocer para la protección de las obras hidráulicas y habitantes de los valles en que atraviesa un río, es la máxima instantánea, interesándonos determinar de ésta su forma y el gasto máximo instantáneo en ella. Se entiende por forma de la avenida a la distribución de los porcentajes

respecto al gasto máximo, de los gastos correspondientes a los tiempos transcurridos a partir del momento en que se inicia la avenida. El conocimiento del gasto máximo instantáneo es de suma importancia, pues determina el volumen de la avenida del cual depende en gran parte la forma en que funcionen los vasos de almacenamiento al presentarse las avenidas, así como también permite conocer las elevaciones máximas del agua.

4.1 AVENIDAS MAXIMAS ANUALES REGISTRADAS

Los datos de escurrimiento que de manera continua se han ido obteniendo en las estaciones hidrométricas durante largos períodos de tiempo, son fundamentales y dan una noción para conocer las variaciones y frecuencia con que ocurren las avenidas. Cada año existe una base más efectiva para este estudio. Se tienen así una cantidad grande de datos para saber como se comportan los ríos durante períodos considerables que incluyen grandes avenidas.

Para nuestro estudio la estación hidrométrica Nexpa, ha registrado los siguientes gastos máximos instantáneos anuales que se muestran en la tabla No. 4.1, en la cual se observa que la mayor creciente ocurrió en 1967 con un gasto máximo de 2306 m^3 /seg y la menor creciente sucedió en 1971, con un gasto máximo de 128 m^3 /seg.

4.2 CALCULO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE

Es evidente la importancia que tiene el conocimiento amplio y-

respecto al gasto máximo, de los gastos correspondientes a los tiempos transcurridos a partir del momento en que se inicia la avenida. El conocimiento del gasto máximo instantáneo es de suma importancia, pues determina el volumen de la avenida del cual depende en gran parte la forma en que funcionen los vasos de almacenamiento al presentarse las avenidas, así como también permite conocer las elevaciones máximas del agua.

4.1 AVENIDAS MAXIMAS ANUALES REGISTRADAS

Los datos de escurrimiento que de manera continua se han ido obteniendo en las estaciones hidrométricas durante largos períodos de tiempo, son fundamentales y dan una noción para conocer las variaciones y frecuencia con que ocurren las avenidas. Cada año existe una base más efectiva para este estudio. Se tienen así una cantidad grande de datos para saber como se comportan los ríos durante períodos considerables que incluyen grandes avenidas.

Para nuestro estudio la estación hidrométrica Nexpa, ha registrado los siguientes gastos máximos instantáneos anuales que se muestran en la tabla No. 4.1, en la cual se observa que la mayor creciente ocurrió en 1967 con un gasto máximo de 2306 m^3 /seg y la menor creciente sucedió en 1971, con un gasto máximo de 128 m^3 /seg.

4.2 CALCULO DE LA AVENIDA MAXIMA 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 período 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 período 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 la selección de la avenida de diseño se requiere de un análisis hidrológico y económico del problema, es decir, que conforme se incrementa el tamaño de la avenida de diseño, el costo de la obra crece y al mismo tiempo la probabilidad de riesgo disminuye.

Se podrá construir una gráfica de avenidas de diseño contra costo total anual tanto de la obra en sí como de los daños que ocasionaría su falla. Se escogerá la avenida a la que corresponda el costo total anual mínimo.

Para evaluar la avenida de diseño existen diversos criterios cuyo rango de aplicabilidad es función de los datos disponibles - estos criterios se pueden agrupar en dos métodos que son :

a) METODOS EMPIRICOS

Existe una gran variedad de ellos, y aunque en general se puede decir que solo se requiere del conocimiento del área de la cuenca y de su coeficiente de escurrimiento, pueden conducir a errores muy grandes y solo proporcionan el gasto máximo instantáneo.

Los métodos empíricos en general muestran criterios rígidos obtenidos para determinadas zonas, las cuales no toman en cuenta la periodicidad de las avenidas, tiene como única ventaja su -- fácil aplicación.

Para el presente estudio no se aplicó ninguno de los métodos empíricos, por lo que, respecta a los resultados, éstos se obtuvieron de la aplicación de los métodos estadísticos ó de probabilidades, los cuales menciono a continuación :

b) METODOS ESTADISTICOS

Los métodos estadísticos son más precisos de acuerdo a la cantidad de datos disponibles.

Para aplicarlos se requiere conocer los gastos máximos anuales. Cuantos más datos se tengan, mayor será la aproximación, permiten conocer el gasto máximo para un período de retorno considerado.

Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el -- gasto máximo anual es una variable aleatoria que tiene cierta -- distribución. En general, se cuenta con pocos años de registro por lo que la curva de distribución de probabilidades de los -- gastos máximos se tiene que prolongar en su extremo, si se quiere inferir un gasto mayor a los registrados. El problema se -- origina en que existen muchos tipos de distribuciones que se -- apegan a los datos y que sin embargo, difieren en los extremos. Esto ha dado lugar a diversos métodos estadísticos dependiendo del tipo de distribución que se considere. Gumbel y Nash consideran una distribución de valores extremos con la única diferencia que el criterio de Nash es menos rígido que el de Gumbel

pues permite ajustar la distribución por mínimos cuadrados. Por otra parte, Levediev considera una distribución del tipo III de Pearson.

A continuación se explican los métodos que se aplicaron para la determinación de la avenida máxima probable:

METODO DE GUMBEL

Con este método se determina un gasto que depende del período de retorno de una avenida, al cual deberá sumarse un incremento de gasto ó intervalo de confianza.

Para determinar dicho gasto se usa la ecuación siguiente :

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m - \frac{\sqrt{Q}}{\sqrt{N}} (\bar{Y}_N - L_n T_r) \dots\dots\dots 1$$

Se determina un gasto medio definido en la siguiente forma :

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^M Q_i}{N} \dots\dots\dots 2$$

Como también se calcula la desviación estándar de los gastos -- con la siguiente expresión

$$\sqrt{Q} = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^M Q_i^2 - N Q_m^2}}{N-1} \dots\dots\dots 3$$

Donde :

- N = Número de años de registro
- Q_{máx} = Gasto Máximo para un período de retorno determinado

en m³/seg.

Qi = Gastos máximos anuales registrados en m³/seg.

Tr = Período de retorno

\sqrt{N} , \bar{Y}_n = Constantes que dependen del número de años (N)

\sqrt{Q} = Desviación estándar de los gastos

Para calcular el intervalo de confianza δ sea aquél dentro del cual puede variar $Q_{m\acute{a}x}$, dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente :

Si $\delta = 1 - 1/Tr$, varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula :

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N} \propto \sqrt{m} \frac{\sqrt{Q}}{N \sqrt{N}} \dots\dots\dots 4$$

Donde :

$\sqrt{N} \propto \sqrt{m}$ = Constante en función de δ , tabla No.

ΔQ = Intervalo de confianza

\sqrt{N} = Constante en función N

\sqrt{Q} = Desviación estándar de los gastos, Ec. 3

Pero si δ es mayor de 0.90, el intervalo de confianza se calcula como :

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sqrt{Q}}{\sqrt{N}} \dots\dots\dots 5$$

La zona de δ comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, donde ΔQ es proporcional al calculado con las expresiones 4 y 5 dependiendo de δ .

Por lo tanto el gasto máximo de diseño para un cierto período de-

retorno será igual al gasto máximo calculado con la Ec. 1 más 6 menos el intervalo de confianza Ec. 4 ó 5, de la manera siguiente:

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x} \pm \Delta Q \dots\dots\dots 6$$

APLICACION DEL METODO

1° Se calculó el gasto medio

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} = \frac{20368}{22} \pm 925.82 \text{ m}^3/\text{seg}$$

2° Se calcula la desviación estándar de los gastos

$$\sqrt{Q} = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N Q_m^2}}{N - 1} = 619.99$$

3° Se determinan los coeficientes \bar{Y}_N y \sqrt{V}_N por medio de la tabla que se anexa.

$$\bar{Y}_N = 0.5268 \quad \text{y} \quad \sqrt{V}_N = 1.0754$$

4° Se calcula el gasto máximo

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m - \frac{\sqrt{Q}}{\sqrt{N}} (\bar{Y}_N - \text{Ln Tr})$$

Por lo tanto :

$$Q_{m\acute{a}x} = 322.11 + 576.52 \text{ Ln Tr}$$

Esta ecuación muestra que para calcular el gasto máximo únicamente falta asignarle un período de retorno (Tr), el cual depen-

de de la importancia de la obra, por lo tanto para presas de alma cenamiento generalmente se asignan valores de 1000 a 10 000 años. Para nuestro estudio se escogió un periodo de retorno de 10 000 - años, dando por resultado:

$$Q_{\text{máx}} = 5632.06 \text{ m}^3/\text{seg}$$

5° Cálculo del intervalo de confianza

Como $\phi = 1 - \frac{1}{10000} = 0.9999 > 0.90$, por lo que el intervalo de confianza se calcula aplicando la ecuación siguiente :

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sqrt{Q}}{\sqrt{N}} = \pm 657.23 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

6° Se calcula el gasto máximo de diseño tomando el valor más desfavorable.

$$Q_d = 5632.06 + 657.23 = 6289.29 \text{ m}^3/\text{seg}$$

METODO DE NASH

Considera que el valor del gasto para un determinado periodo de - retorno se puede calcular de la ecuación :

$$Q_{\text{máx}} = a + c \log \log \frac{Tr}{Tr-1} \dots\dots\dots 7$$

La ecuación 7 es la que determinó Gumbel, por lo tanto Nash propone en lugar de utilizar el criterio propuesto por Gumbel para valuar "a" y "c" realizar un ajuste por mínimos cuadrados, es éstolo que hace la diferencia en ambos métodos, que al final los resultados son muy parecidos.

Los términos de la ecuación 7 son :

a, c = Constantes en función del registro de gastos máximos anuales.

Qmáx = Gasto máximo para un período de retorno determinado en --
m³/seg.

Tr = Período de retorno

Las constantes "a" y "c" se valúan de los registros en la forma siguiente:

$$a = Q_m - c \times m \dots\dots\dots 8$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i^2 - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2} \dots\dots\dots 9$$

Siendo :

$$X_i = \log \log \frac{Tr}{Tr-1} \dots\dots\dots 10$$

Donde :

- N = Número de años de registro
- Q_i = Gastos máximos anuales registrados en m³/seg
- Q_m = $\frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N}$ = Gasto medio en m³/seg
- X_i = Constante para cada gasto Q registrado, función de su período de retorno correspondiente.
- X_m = $\frac{\sum_{i=1}^N X_i}{N}$ = valor medio de las X

Para calcular los valores de X_i correspondientes a los Q_i , se ordenan éstos en forma decreciente, asignándole a cada uno un número de orden m_i ; al Q_i máximo le corresponderá el valor uno, al inmediato siguiente dos, etc. Entonces el valor del período de retorno para cada Q_i se calculará como :

$$Tr = \frac{N + 1}{m_i} \dots\dots\dots 11$$

Finalmente el valor de cada X_i se obtiene substituyendo el valor de 11 en 10.

El intervalo de confianza dentro del cual puede variar el $Q_{m\acute{a}x}$. se obtiene como :

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{Sqg}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} (Sqg - \frac{S^2_{xq}}{S_{xx}})} \dots\dots\dots 12$$

Siendo :

$$\begin{aligned} S_{xx} &= N \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2 \\ Sqg &= N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2 \\ S_{xq} &= N \sum Q_i X_i - (\sum Q_i) (\sum X_i) \end{aligned}$$

De la ecuación 12 se ve que ΔQ solo varía con X_i , la cual se calcula de la Ec. 10 substituyendo el valor del período de retorno para el cual se calculó el $Q_{m\acute{a}x}$. Todos los demás términos que intervienen en la ecuación 12 se obtienen de los datos.

El gasto máximo de diseño correspondiente a un determinado período de retorno, será igual al gasto máximo más ó menos el intervalo de confianza.

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x} \pm \Delta Q$$

APLICACION DEL METODO

1° Se aplicaron las formulas propuestas por Nash y se procedió a calcular la siguiente tabla, que se da en forma de resumen.

1	2	3	4	5	6	7	8
Q_i m^3/seg	m_i	Tr	$\frac{Tr}{Tr-1}$	X_i	$Q_i^2 \times 10^4$	$Q_i X_i$	X_i^2
2306	1	23.00	1.045	- 1.71	531.76	-3953.24	2.94
:	:	:	:	:	:	:	:
:	:	:	:	:	:	:	:
:	:	:	:	:	:	:	:
128	22	1.05	23.000	0.13	1.64	17.16	0.02
Σ 20368				-12.99	2692.93	-18194.60	12.46

Para calcular la columna 3 se aplicó la Ec. 11

$$Tr = \frac{N + 1}{m_i} = \frac{22 + 1}{1} = 23.0$$

Para calcular la columna 5 se aplicó la Ec. 10

$$X_i = \log \log \frac{Tr}{Tr-1} = \frac{23}{23-1} = -1.71$$

2° Se procede a calcular las constantes "a" y "c" con las ecuaciones 8 y 9, calculando el gasto medio y el valor medio de las X_i .

$$Q_m = \sum_{i=1}^N \frac{Q_i}{N} = 925.82$$

$$X_m = \frac{\sum_{i=1}^N X_i}{N} = \frac{-12.99}{22} = -0.59$$

$$C = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i X_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2} = -1297.79$$

$$a = Q_m - C X_m = 160.12$$

3° Una vez calculados los valores de "a" y "c" se procede a calcular el gasto máximo aplicando la ec. 7.

$$Q_{\text{máx}} = 160.12 - 1297.79 \log \log \frac{T_r}{T_r - 1}$$

Considerando para nuestro estudio un período de retorno de $T_r = 10\ 000$ años, por lo que resulta un gasto máximo de :

$$Q_{\text{máx}} = 160.12 - 1297.79 \log \log \frac{10000}{10000 - 1} = 5821.33 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{máx}} = 5821.33 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

4° Cálculo del intervalo de confianza, aplicando las ecuaciones siguientes obtenemos.

$$S_{xx} = N \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2 = 105.38$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2 = 177589176.0$$

$$S_{xq} = N \sum Q_i X_i - (\sum Q_i)(\sum x) = -135700.88$$

Sustituyendo estos valores en la ec. 12 y haciendo cálculos resulta la siguiente expresión :

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{17472.37 + [x - (-0.59)]^2 1421.61}$$

Esta expresión únicamente depende del valor de "x" y esta última depende del período de retorno, por lo tanto, calculamos el valor de "x" asignando un $T_r = 10\ 000$ años.

$x = \log \log \frac{10\ 000}{9999} = -4.36$; sustituyendo este valor en la ecuación anterior, se obtiene el intervalo de confianza.

$$\Delta Q = 388.21 \text{ m}^3/\text{seg}$$

5° Calculando el gasto máximo de diseño para la situación más crítica tenemos :

$$Q_d = 5821.33 + 388.21 = 6209.54 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

METODO DE LEVEDIEV

Este método propone (como en los anteriores métodos) que en la estimación del gasto máximo se considere el valor del gasto máximo ($Q_{\text{máx}}$), que depende de la probabilidad que se presente dicho gasto en un número de años seleccionado de antemano, más un incremento del mismo que está en función del intervalo de confianza de la estimación y número de datos.

Los datos necesarios son :

n = número de años

Q_i = Gastos instantáneos máximos anuales observados

Con estos datos se procede a calcular el gasto máximo probable de la forma siguiente :

Se determina el gasto medio

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N}$$

Se calcula el coeficiente de dispersión o de variación, el cual es:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right)^2}{N}} \dots\dots\dots \text{Ec. 13}$$

Y el coeficiente de desviación o asimetría, se calcula de :

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right)^3}{N C_v^3} \dots\dots\dots \text{Ec. 14}$$

Cuando los registros son inferiores a 40 años, Levediev propone que además de calcular "Cs" por la ecuación 14, se debe tener presente los valores siguientes :

- Cs = 2 Cv. Para avenidas producidas por deshielo
- Cs = 3 Cv. Para avenidas producidas por tormentas
- Cs = 5 Cv. Para avenidas producidas por tormentas en cuencas ciclónicas.

Entre estos valores y el que se obtiene de la ecuación 14 se es coge el mayor como valor definitivo para Cs.

El gasto máximo se calcula a partir de la siguiente ecuación :

$$Q_{\text{máx}} = Q_m (K C_v + 1)$$

Donde "K" se determina por medio de las tablas que se anexan, a partir de Cs y P.

$$P = \frac{1}{T_r} \times 100$$

En donde T_r es el período de retorno que se considera para el estudio y "P" la probabilidad de que ocurra la avenida en un año en particular.

Con este método se puede calcular el gasto de diseño del proyecto "Qd".

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x} + \Delta Q$$

En donde el intervalo de confianza " ΔQ " es :

$$\Delta Q = \frac{A \text{ Er } Q_{m\acute{a}x}}{\sqrt{N}}$$

Obteniéndose "Er" de la figura No. 4.1 con los valores de "P" en % y Cv.

"A" es un coeficiente que en promedio vale uno y que varía entre 0.7 para ríos con más de 40 años de registro a 1.5 para los que por primera vez se estudian, siendo proporcional para valores inferiores a los 40 años.

APLICACION DEL METODO

1° Obtención del gasto medio (Q_m)

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} = 925.82 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

2° Determinación del coeficiente de variación Cv.

$$Cv = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Qi}{Qm} - 1 \right)^2}{N}} = 0.65$$

$$Cv = 0.65$$

Donde :

Qi = Gasto observado en m^3/seg

Qm = Gasto medio para el periodo analizado en m^3/seg

N = Número de años

3° Obtención del coeficiente de asimetría (Cs)

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Qi}{Qm} - 1 \right)^3}{N Cv^3} = \frac{4.79}{22 (0.65)^3} = 0.793$$

$$Cs = 0.793$$

Por otro lado Levediev recomienda tomar los valores siguientes:

$Cs = 2 Cv$ Para avenidas producidas por deshielo

$Cs = 3 Cv$ Para avenidas producidas por tormentas

$Cs = 5 Cv$ Para avenidas producidas por tormentas en cuencas ciclónicas

En función de lo anterior, el cálculo de la avenida máxima por este método, se consideró condiciones extremas debido a que -- nuestro sitio de proyecto corresponde a las características de una cuenca ciclónica por la cercanía que existe con el océano-pacífico.

Por lo tanto dicha condición es tomar el valor que recomienda-Levediev.

$$C_s = 5 C_v$$

$C_s = 5(0.65) = 3.25 > 0.793$; por lo que el valor del coeficiente de asimetría se toma el mayor de los dos resultando ser de:

$$C_s = 3.25$$

4° Obtención del Coeficiente "K"

Considerando un período de retorno de 10 000 años, para presa de almacenamiento por lo que :

$$P = \frac{1}{T_r} \times 100 = \frac{1}{10\ 000} \times 100 = 0.01 \%$$

$$C_s = 3.25$$

De la tabla (anexa), de valores de "K" con base en los valores de "P" y "Cs", e interpolando, se obtiene :

$$K = 14.17$$

5° Obtención del valor de "Er"

Este término se obtiene de la fig. No. 4.1, en función de los valores de :

$$P = 0.01\% \text{ y } C_v = 0.65$$

Por lo que resulta $E_r = 1.188$

6° Determinación del gasto máximo

$$Q_{\text{máx}} = Q_m (K C_v + 1)$$

$$Q_{\text{máx}} = 925.82 [14.17(0.65) + 1] = 9453.09 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{máx}} = 9453.09 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

7° Obtención del intervalo de confianza " ΔQ "

Del intervalo de confianza se toma el límite superior por ser un máximo, con lo que se incrementa el gasto máximo.

$$\Delta Q = \frac{A \text{ Er } Q_{\text{máx}}}{\sqrt{N}}$$

Tomando el valor de "A" de la tabla que se anexa en función del número de años tenemos que :

$$A = 1.069227$$

Por lo tanto :

$$\Delta Q = \frac{1.069227 (1.188) (9453.09)}{\sqrt{22}} = 2560.05 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\Delta Q = 2560.05 \text{ m}^3/\text{seg}$$

8° Por último obtenemos el gasto de diseño que resulta :

$$Q_d = Q_{\text{máx}} + \Delta Q$$

$$Q_d = 9453.09 + 2560.05 = 12013.14 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_d = 12013.14 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

AVENIDA MAXIMA PROBABLE

En resumen los resultados obtenidos con la aplicación de los -

tres métodos descritos anteriormente, y para un período de retorno de 10 000 años son :

a) Método de Gumbel - - - - -	6289.29	m ³ /seg
b) Método de Nash - - - - -	6209.54	m ³ /seg
c) Método de Levediev - - - - -	-12013.14	m ³ /seg
P R O M E D I O - - - - -	8170.66	m ³ /seg

Vale la pena hacer notar una vez más, que en el cálculo por el método de Levediev de la avenida máxima probable, se consideraron condiciones extremas, es decir, se utilizó un "Cv" igual a cinco veces su valor debido a que nuestro sitio de estudio corresponde a las características de una cuenca ciclónica, de ahí su diferencia en el resultado con respecto a los demás métodos.

Como se observa los resultados obtenidos mediante la aplicación de los tres métodos empleados son compatibles y estando ubicada esta cuenca en una zona expuesta a la acción directa de los ciclones del océano pacífico, se considera razonable fijar a la avenida máxima probable un pico de 8500 m³/seg.

4.3. HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE

Se compararon las avenidas máximas de 1967, 1969, 1973 y 1974, las cuales se graficaron haciendo coincidir el pico de cada una de ellas con el gasto máximo probable para posteriormente obtener un hidrograma medio de dicha gráfica, con la finalidad de tomarlo en cuenta como el hidrograma de entrada (fig. 4.2) - al vaso de almacenamiento.

Las avenidas máximas observadas en los años mencionados se --- muestran graficadas en la fig. No. 4.3, incrementando el pico- de cada una a 8500 m³/seg. y sus respectivos valores son los - siguientes :

AÑO	MES	AVENIDAS MAXIMAS REGISTRADAS (m ³ /seg)
1967	Septiembre	2306.0
1969	Agosto	1892.0
1973	Septiembre	1159.0
1974	Junio	1796.6

4.4 TRANSITO DE LA AVENIDA

En el proyecto de una presa de almacenamiento, es necesario co- nocer la máxima elevación a la que puede llegar el embalse del agua, en el caso de presentarse una gran avenida. La condición más desfavorable es, que dicha avenida se presente cuando el - vaso se encuentre lleno, es por esta razón que la capacidad -- del vertedor deberá ser tal que permita el paso de la avenida- sin que se rebase el nivel de aguas máximas extraordinarias -- (NAME).

Con los datos generales del proyecto de la presa, se puede ha- cer el análisis del paso de la avenida máxima probable, con lo cual se pueden resolver ciertos problemas, entre los que se -- pueden mencionar:

- 1.- Determinación de la capacidad más conveniente para la obra de excedencias.

- 2.- Capacidad de regularización del vaso para el gasto máximo-dado.
- 3.- Nivel máximo del agua en el vaso al pasar la avenida
- 4.- Abatimiento de la avenida por el efecto regulador del vaso cuando está la presa en construcción.
- 5.- Características hidráulicas de la obra para derivar las -- aguas del río, por medio de tuberías, túneles o tajos.

METODO APLICADO

El análisis del tránsito de la avenida se llevó a cabo con el método de Incrementos Finitos, mientras más pequeños sean éstos, se obtiene mayor precisión en el cálculo.

La ecuación de continuidad para el tránsito de la avenida se establece de la siguiente manera :

Del volumen de agua que llega al vaso en un intervalo de tiempo, una parte de él se derrama por el vertedor y otra parte se almacena temporalmente en el vaso, por lo que la ecuación de continuidad es :

$$V_i = V_d + V_a \dots\dots\dots \text{Ec. 1.}$$

Donde :

V_i = Volumen de agua que llega al vaso en un intervalo de tiempo.

Vd = Volumen derramado por el vertedor

Va = Volumen almacenado temporalmente en el vaso

El primer término de esta ecuación podemos valorarlo en el hidrograma de entrada de la avenida máxima probable, por lo tanto para un incremento de tiempo. (Δt)

Se tiene que :

$$V_i = \frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t \dots\dots\dots \text{Ec.2}$$

Donde :

Q_1 y Q_2 son los gastos del hidrograma correspondientes al principio y al final del intervalo de tiempo en análisis.

Análogamente el volumen de agua de derrame por el vertedor, se puede expresar para el mismo intervalo de tiempo como :

$$V_d = \frac{q_1 + q_2}{2} \Delta t \dots\dots\dots \text{Ec.3}$$

Donde :

q_1 y q_2 son los gastos derramados por el vertedor correspondientes al principio y al final de dicho intervalo de tiempo.

Finalmente el volumen que se almacena es la diferencia entre el almacenamiento del vaso al final del intervalo (V_2) menos el almacenamiento del vaso al principio del intervalo (V_1) ó sea:

$$V_a = V_2 - V_1 \dots\dots\dots \text{Ec.4}$$

Sustituyendo las ecuaciones (2), (3) y (4) en (1) obtenemos:

$$\frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t = \frac{q_1 + q_2}{2} \Delta t + (v_2 - v_1)$$

Multiplicando por dos obtenemos:

$$(Q_1 + Q_2)\Delta t = (q_1 + q_2) \Delta t + (2V_2 - 2V_1)$$

Y dividiendo ambos miembros entre Δt obtenemos:

$$Q_1 + Q_2 = q_1 + q_2 + \frac{2V_2 - 2V_1}{\Delta t}$$

De esta ecuación se conocen las condiciones (1) al principio del intervalo y el gasto de entrada Q_2 , como se trata de valorar el volumen almacenado y el gasto de descarga al final del intervalo es más conveniente expresarla en la siguiente forma:

$$Q_1 + Q_2 = q_1 + q_2 + \frac{2V_2}{\Delta t} - \frac{2V_1}{\Delta t}$$

$$\frac{2V_2}{\Delta t} + q_2 = Q_1 + Q_2 + \frac{2V_1}{\Delta t} - q_1 \text{ (Ecuación de tránsito)}$$

Esta ecuación se resuelve por aproximaciones sucesivas, nos permite determinar el comportamiento del vaso al paso de la avenida.

Los resultados de nuestro estudio se obtuvieron con la ecuación de tránsito, a través de un programa de computadora, la cual resuelve dicha ecuación por aproximaciones sucesivas para intervalos de tiempo constante y para un vertedor de cresta libre y cuyos resultados se muestran a continuación :

RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE

Se consideró para el análisis un vertedor de cresta libre, para definir el grado de regularización que se tiene sobre las avenidas con una estructura de este tipo, se analizó el tránsito de la avenida máxima probable, considerando longitudes de cresta de 75, 100 y 125 m para un almacenamiento inicial de $100 \bar{M} m^3$ a la elevación 90.73 m.

En las tablas números 4.2, 4.3 y 4.4 se muestran los resultados para cada diferente longitud de vertedor y en las figuras números 4.4, 4.5 y 4.6 se muestran los hidrogramas correspondientes a cada alternativa.

GASTOS MAXIMOS REGISTRADOS EN LA ESTACION HIDROMETRICA

NEXPA, GUERRERO

TABLA No. 4.1

A Ñ O	GASTO MAXIMO M ³ /SEG
1958	950 *
1959	960 *
1960	1300 *
1961	1370 *
1962	2000 *
1963	910 *
1964	639
1965	552
1966	403
1967	2306
1968	524
1969	1892
1970	811
1971	128
1972	335
1973	1159
22 1974	1797
1975	243
1976	732
1977	200
1978	578
1979	579

* NOTA : Estos gastos se interpolaron de una gráfica de lluvias diarias contra gastos máximos.

VALORES DE \bar{Y}_N Y \bar{U}_N APLICADOS AL
METODO DE GUMBEL

N	\bar{Y}_N	\bar{U}_N	N	\bar{Y}_N	\bar{U}_N
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1800
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.2226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.120649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

METODO DE LEVEDIEV

VALORES DE "A" OBTENIDOS PROPORCIONALMENTE PARA APLICARSE EN LA SIGUIENTE EXPRESION

$$AQ = \frac{A ER Q_{\max}}{\sqrt{N}}$$

AÑOS	VALORES DE "A"	AÑOS	VALORES DE "A"
1	1.5	21	1.089740
2	1.479487	22	1.069227
3	1.458974	23	1.048714
4	1.438461	24	1.028201
5	1.417948	25	1.007688
6	1.397435	26	0.987175
7	1.376922	27	0.966662
8	1.356409	28	0.946149
9	1.335896	29	0.925636
10	1.315383	30	0.905123
11	1.294870	31	0.884610
12	1.274357	32	0.864097
13	1.253844	33	0.843584
14	1.233331	34	0.823071
15	1.212818	35	0.802558
16	1.192305	36	0.782045
17	1.171792	37	0.761532
18	1.151279	38	0.741019
19	1.130766	39	0.720506
20	1.110253	40	0.700000

PRIMERA ALTERNATIVA

TABLA No. 4.2

RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE

LONGITUD DEL VERTEDOR = 75.00 m
 ELEV. DE LA CRESTA = 90.73 m

ENTRADAS m ³ /seg	ELEVACIONES m	SALIDAS m ³ /seg	VOL. ESCURRIDO miles m ³
150.00	90.730	0.000	0.0
500.00	91.065	22.664	2340.0
955.00	91.744	121.810	7578.0
1600.00	92.784	362.792	16776.0
3052.31	94.660	1031.457	33524.3
5495.24	96.483	1926.212	64295.5
8500.00	99.734	4036.755	114678.4
6050.47	101.601	5507.129	167060.1
5050.00	101.625	5527.230	207021.7
4650.00	101.249	5215.158	241941.7
4250.00	100.816	4864.539	273981.7
3950.00	100.370	4515.242	303501.7
3660.00	99.952	4198.198	330897.7
3420.00	99.557	3908.073	356385.7
3200.00	99.197	3647.453	380217.7
3000.00	98.862	3410.631	402537.7
2800.00	98.542	3190.852	423417.7
2645.00	98.246	2993.957	443019.7
2450.00	97.962	2809.590	461361.7
2290.00	97.673	2627.612	478425.7
2149.00	97.403	2462.491	494406.1
1960.00	97.132	2299.829	509198.5
1840.00	96.862	2141.044	522878.5
1700.00	96.607	1995.581	535622.5
1575.00	96.359	1858.591	547412.5
1460.00	96.122	1731.430	558338.5
1390.00	95.905	1618.829	568598.5
1290.00	95.704	1517.416	578246.5
1200.00	95.507	1420.495	587210.5
1130.00	95.321	1331.723	595598.5
1050.00	95.145	1249.647	603446.5
1000.00	94.979	1173.579	610826.5
975.00	94.839	1109.948	617936.5
940.00	94.723	1058.753	624830.5
900.00	94.660	1031.434	631454.5
900.00	94.462	947.463	637934.5
840.00	94.344	899.025	644198.5
820.00	94.239	856.474	650174.5

CARACTERISTICAS DEL PROBLEMA CUANDO SE PRESENTA EL EMBALSE MAXIMO SON LAS SIGUIENTES:

GASTO MAXIMO DEL VERTEDOR	5527.23 m ³ /seg.
ELEVACION MAXIMA DEL EMBALSE	101.625 m.
GASTO DE ENTRADA AL VASO (HIDROGRAMA)	5050.00 m ³ /seg.
ALMACENAMIENTO MAXIMO EN EL VASO	190.846 M m.

SEGUNDA ALTERNATIVA

TABLA No. 4.3

RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE

LONGITUD DEL VERTEDOR 100.00 m
 ELEVACION DE LA CRESTA 90.73 m

ENTRADAS (m ³ /seg)	ELEVACIONES (m)	SALIDAS (m ³ /seg)	VOL. ESCURRIDO (miles de m ³)
150.00	90.730	0.000	0.0
500.00	91.062	29.746	2340.0
955.00	91.719	156.718	7578.0
1600.00	92.696	454.968	16776.0
3052.31	94.660	1398.314	33524.3
5495.24	96.140	2359.770	64295.5
8500.00	98.987	4742.185	114678.4
6050.47	100.391	6142.932	167060.1
5050.00	100.069	5807.939	207021.7
4650.00	99.539	5273.885	241941.7
4250.00	99.077	4827.115	273981.7
3950.00	98.656	4434.589	303501.7
3660.00	98.287	4097.890	330897.7
3420.00	97.957	3804.609	356385.7
3200.00	97.655	3544.746	380217.7
3000.00	97.381	3316.320	402537.7
2800.00	97.123	3107.149	423417.7
2645.00	96.879	2915.546	443019.7
2450.00	96.642	2733.865	461361.7
2290.00	96.407	2555.737	478425.7
2149.00	96.188	2394.426	494406.1
1960.00	95.965	2234.366	509198.5
1840.00	95.739	2077.886	522878.5
1700.00	95.530	1937.232	535622.5
1575.00	95.325	1803.400	547412.5
1460.00	95.128	1678.897	558332.5
1390.00	94.951	1570.035	568598.5
1290.00	94.786	1471.623	578246.5
1200.00	94.660	1398.362	587210.5
1130.00	94.344	1217.387	595598.5
1050.00	94.168	1121.475	604346.5
1000.00	94.034	1050.312	610826.5
975.00	93.945	1004.724	617936.5
940.00	93.878	970.759	624830.5
900.00	93.806	934.684	631454.5
900.00	93.756	910.147	637934.5
840.00	93.699	881.993	644198.5
820.00	93.623	845.993	650174.5

CARACTERISTICAS DEL PROBLEMA CUANDO SE PRESENTA EL EMBALSE MAXIMO
 SON LAS SIGUIENTES:

GASTO MAXIMO DEL VERTEDOR	- - - - -	6142.932 m ³ /seg
ELEVACION MAXIMA DEL EMBALSE	- - - - -	100.391 m
GASTO DE ENTRADA AL VASO (HIDROGRAMA)	- - - - -	6050.470 m ³ /seg
ALMACENAMIENTO MAXIMO EN EL VASO	- - - - -	178.797 M m

TERCERA ALTERNATIVA

TABLA No. 4.4

RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE

LONGITUD DEL VERTEDOR 125.00 m

ELEVACION DE LA CRESTA 90.73 m

ENTRADA (m ³ /seg)	ELEVACIONES (m)	SALIDAS (m ³ /seg)	VOI. ESCURRIDO (miles de m ³)
150.00	90.730	0.000	0.0
500.00	91.058	36.661	2340.0
955.00	91.695	189.560	7578.0
1600.00	92.615	537.954	16776.0
3052.31	94.332	1539.995	33524.3
5495.24	95.802	2700.438	64295.5
8500.00	98.332	5263.351	114678.4
6050.47	99.409	6551.516	167060.1
5050.00	98.883	5906.308	207021.7
4650.00	98.307	5234.649	241941.7
4250.00	97.870	4748.390	273981.7
3950.00	97.498	4347.744	303501.7
3660.00	97.185	4018.375	330897.7
3420.00	96.904	3732.680	356385.7
3200.00	96.650	3482.153	380217.7
3000.00	96.417	3260.389	402537.7
2800.00	96.197	3055.300	423417.7
2645.00	95.991	2869.491	443019.7
2450.00	95.787	2687.862	461361.7
2290.00	95.585	2511.731	478425.7
2149.00	95.398	2353.122	494406.1
1960.00	95.204	2194.567	509198.5
1840.00	95.012	2041.654	522878.5
1700.00	94.829	1900.427	535622.5
1575.00	94.660	1774.200	547412.5
1460.00	94.660	1774.056	558338.5
1390.00	94.227	1467.505	568598.5
1290.00	94.066	1357.699	578246.5
1200.00	93.922	1262.243	587210.5
1130.00	93.796	1181.347	595598.5
1050.00	93.677	1106.772	603446.5
1000.00	93.569	1040.986	610826.5
975.00	93.498	999.280	617936.5
940.00	93.467	981.056	624830.5
900.00	93.422	954.611	631454.5
900.00	93.381	931.154	637934.5
840.00	93.335	905.077	604198.5
820.00	93.279	873.470	650174.5

CARACTERISTICAS DEL PROBLEMA CUANDO SE PRESENTA EL EMBALSE MAXIMO SON LAS SIGUIENTES :

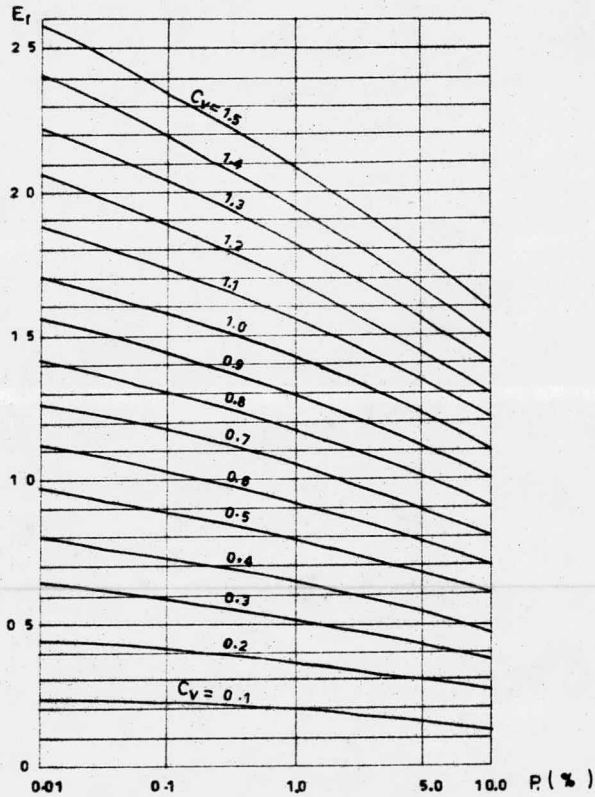
GASTO MAXIMO DEL VERTEDOR	- - - - -	6551.516 m ³ /seg
ELEVACION MAXIMA DEL EMBALSE	- - - - -	99.409 m ³ /seg
GASTO DE ENTRADA AL VASO (HIDROGRAMA)	- - - - -	6050.470 m ³ /seg
ALMACENAMIENTO MAXIMO EN EL VASO	- - - - -	169.548 M m ³

RESUMEN DE LOS RESULTADOS DEL CONTROL DE AVENIDAS

TABLA No. 4.5

CONCEPTO	UNIDAD	1a. ALTERNATIVA	2a. ALTERNATIVA	3a. ALTERNATIVA
LONGITUD DEL VERTEDOR	m	75.00	100.00	125.00
A. MAXIMA DE ENTRADA	m ³ /seg	8500.00	8500.00	8500.00
Q. MAXIMO DE SALIDA	m ³ /seg	5527.23	6142.93	6551.52
ALMACENAMIENTO INICIAL	10 ⁶ m ³	100.00	100.00	100.00
ALMACENAMIENTO MAXIMO	10 ⁶ m ³	191.00	179.00	170.00
VOLUMEN RETENIDO	10 ⁶ m ³	91.00	79.00	70.00
ELEVACION INICIAL	m	90.73	90.73	90.73
ELEVACION MAXIMA	m	101.63	100.39	99.41
CARGA SOBRE EL VERTEDOR	m	10.90	9.66	8.68

METODO DE LEVEDIEV



VALORES DE E_r EN FUNCION DE C_v Y P EN PORCENTAJE.

FIGURA Nº 4.1

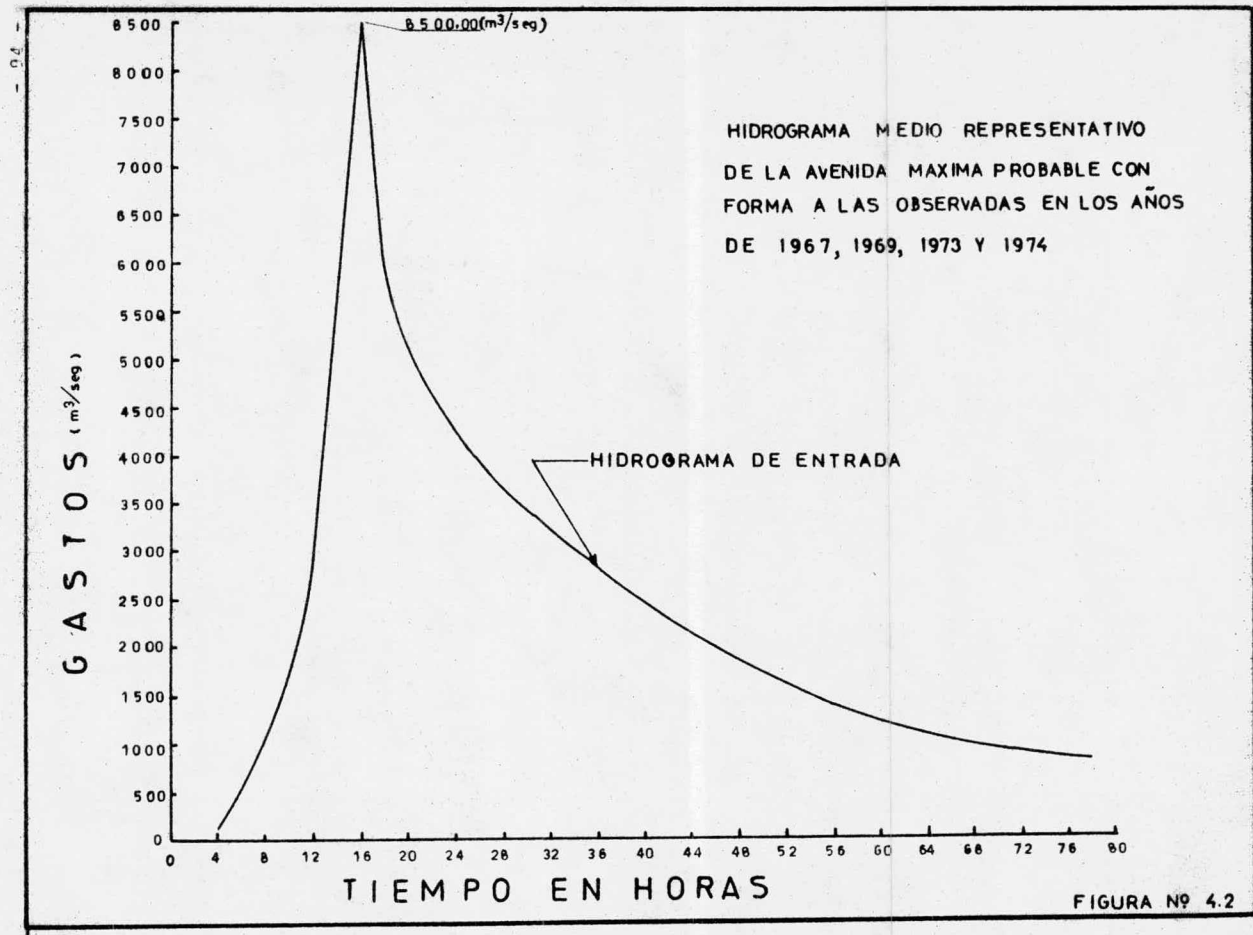
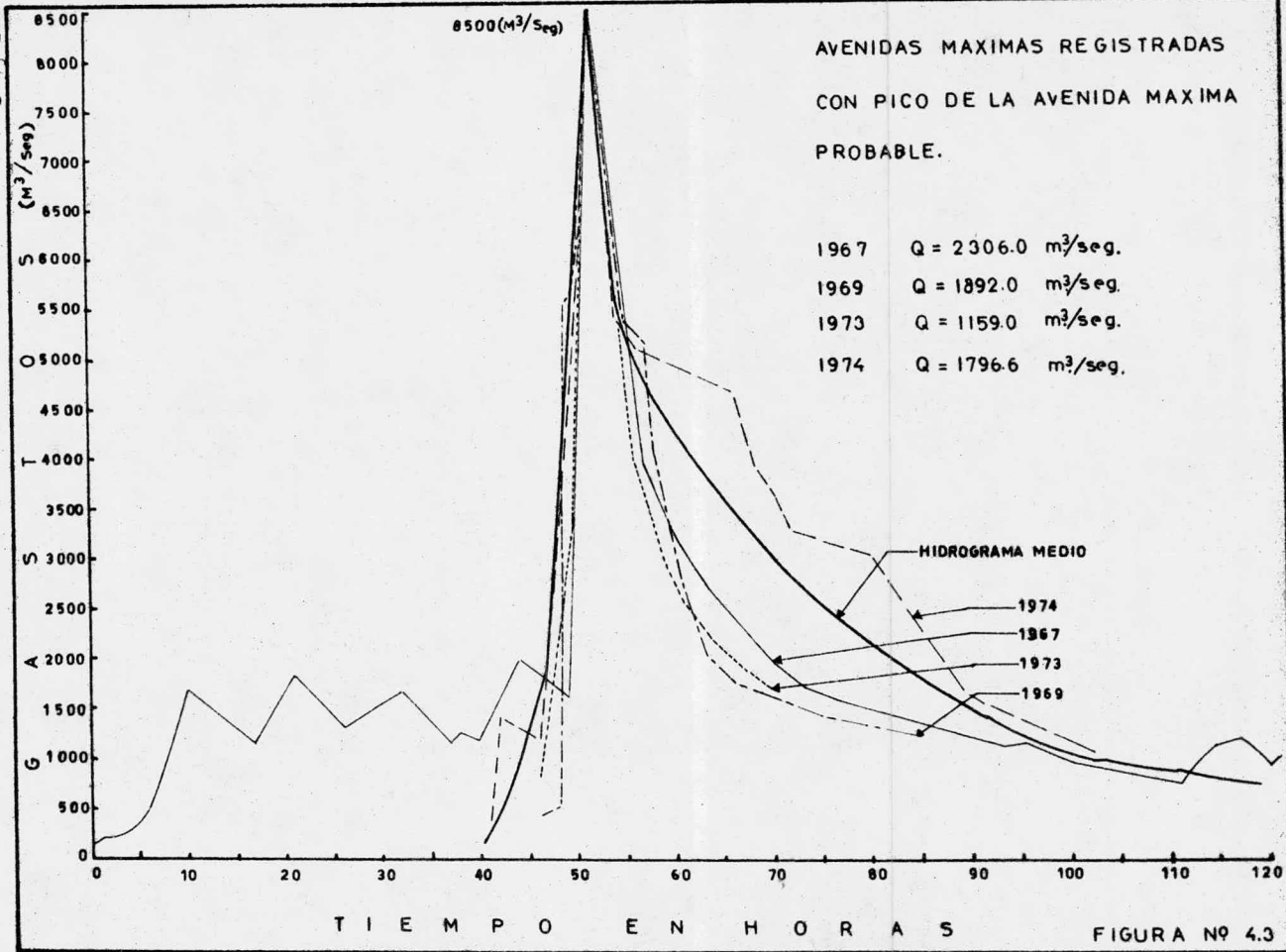


FIGURA Nº 4.2



- 96 -

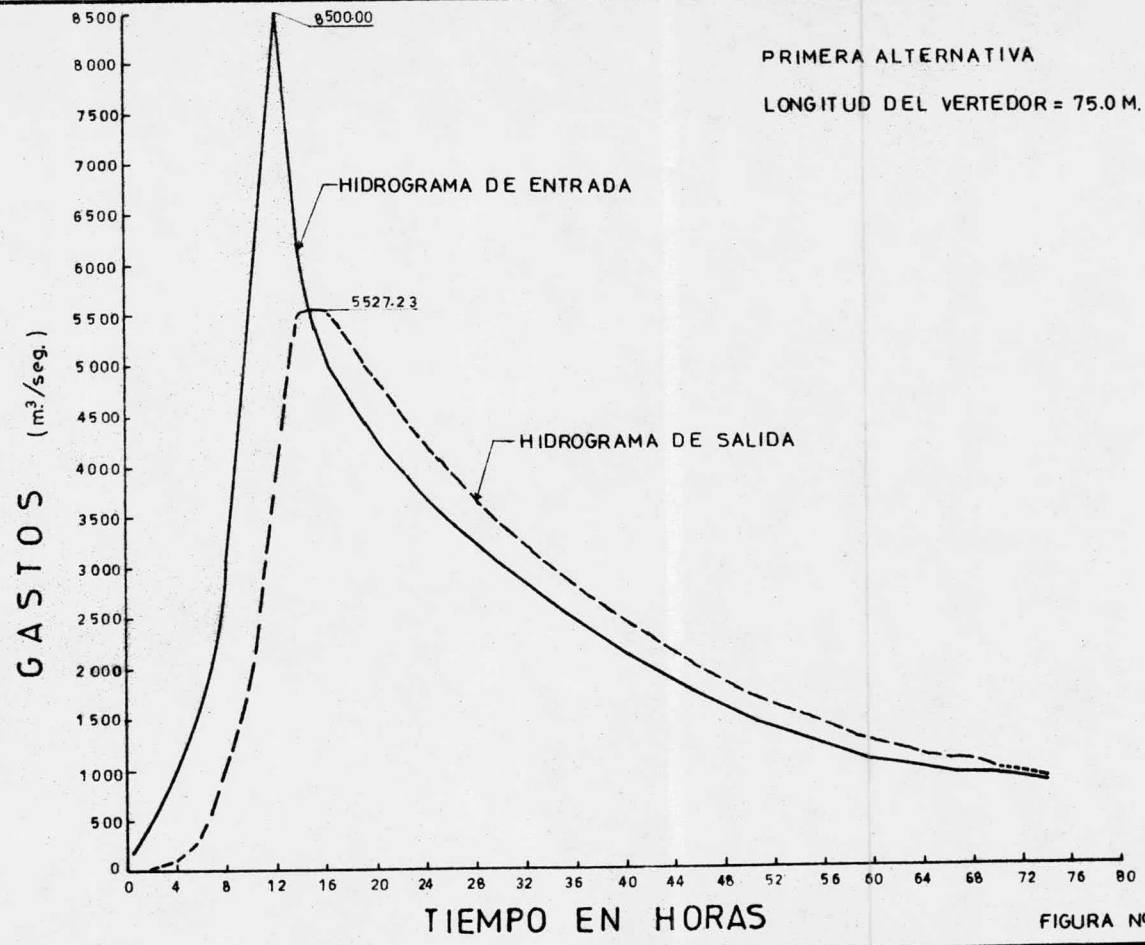


FIGURA Nº 4.4

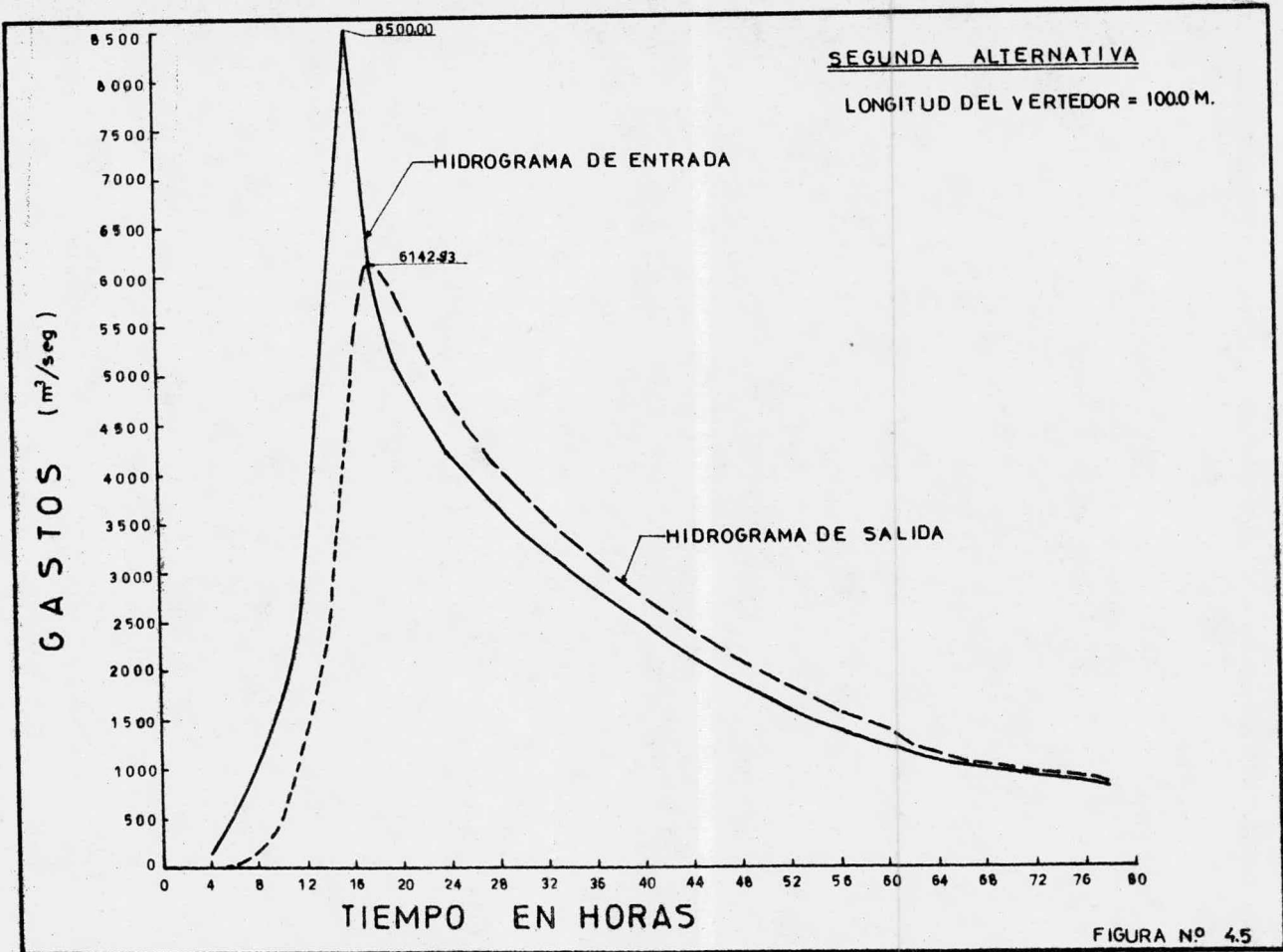


FIGURA Nº 4.5

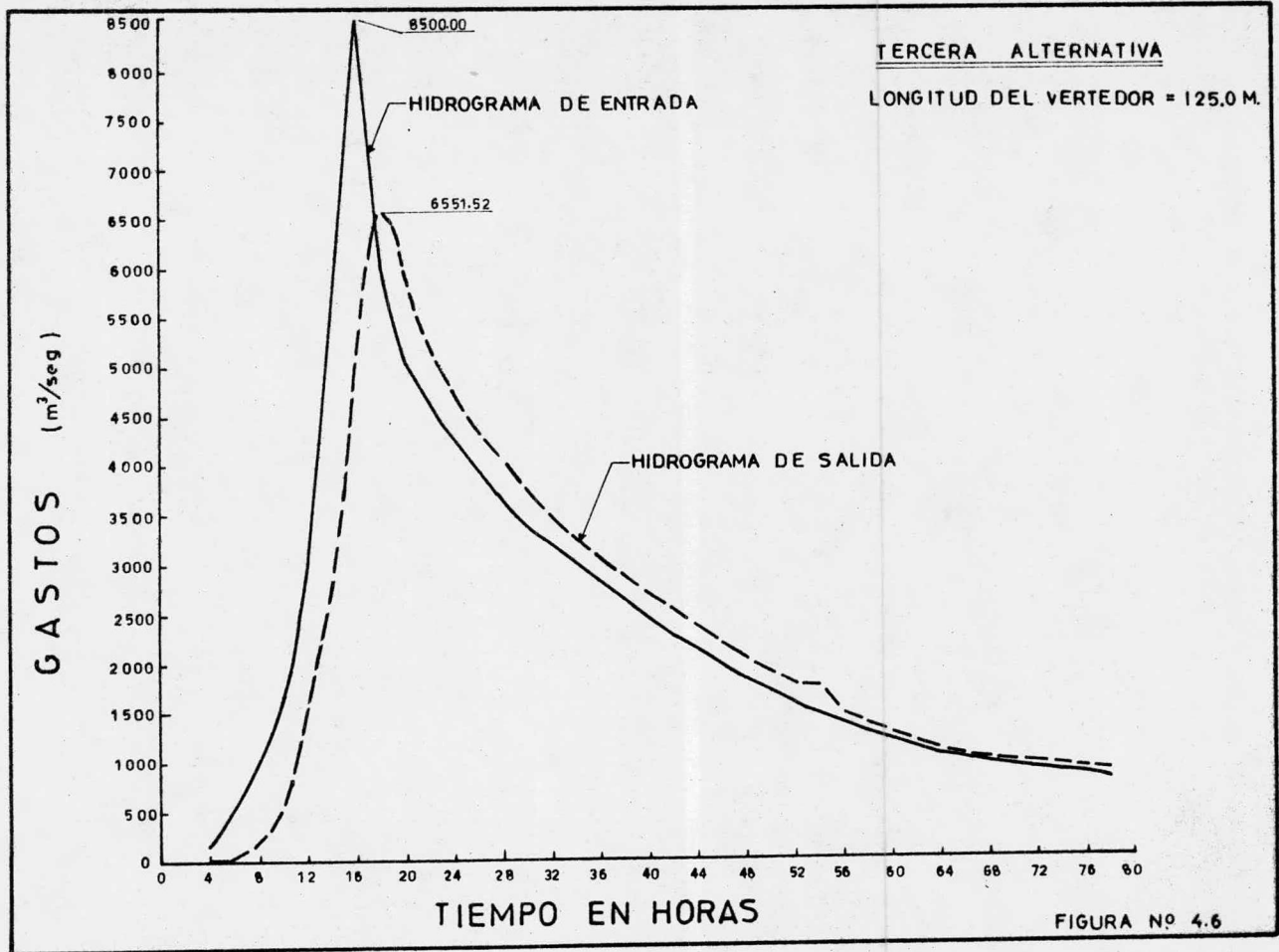


FIGURA Nº 4.6

CAPITULO V

DIMENSIONAMIENTO DE LAS OBRAS DE LA PRESA

- 5.1 OBRA DE DESVIO
- 5.2 CORTINA
 - 5.2.1 CALCULO DEL BORDO LIBRE
 - 5.2.2 SECCIONES DE LA CORTINA
- 5.3 OBRA DE EXCEDENCIAS
 - 5.3.1 VERTEDOR
 - 5.3.2 CANAL DE DESCARGA
 - 5.3.3 TANQUE AMORTIGUADOR
- 5.4 OBRA DE TOMA

CAPITULO V

5. DIMENSIONAMIENTO DE LAS OBRAS DE LA PRESA

5.1 OBRA DE DESVIO

Las obras de desvío ó desviación tienen por objeto dejar en 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 estudien para el desvío del escurrimiento de un río serán diferentes cuando se trate de una cortina de concreto o de una de materiales graduados, en el primer caso poco ó 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 secas, el desvío será distinto que 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 nece-

sidad de desviar el escurrimiento total, tanto de secas como de lluvias, de varios períodos hidrológicos anuales; ó escoger 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:

- a) Régimen del escurrimiento
- b) Magnitud y frecuencia de las avenidas durante el desvío
- c) Métodos de desviación

Para el primer inciso a), el régimen que se observa de una corriente es el 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 que períodos mínimos del orden de 15 ó 20 años de registros se pueden considerar aceptables.

Para el segundo inciso b), 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 práctica en nuestro país seleccionar como gasto de diseño para el desvío el correspondiente a un período de retorno de 20 a 30 años.

Para el tercer inciso c), 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 ó materiales graduados, vertedora o no vertedora
- 4.- Características y localización del resto de las estructuras hidráulicas que forman la presa, como 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, economía y riesgos calculados.

Las obras de desviación deberán ser tales que se 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

OBRA DE DESVIO EN LA PRESA EL GUINEO

La obra de desvío para la construcción de la presa El Guineo,-- está proyectada por medio de un canal o tajo, alojado en la boquilla y en la margen izquierda del río Nexpa. El canal ó tajo se ha formado con la construcción de una atagüía de terracería, paralela al cauce que constituye el talud derecho de dicho canal, mientras que para el talud izquierdo del canal se aprovecha la propia ladera de la margen izquierda del río Nexpa.

Salta a la vista la conveniencia de este arreglo por los motivos siguientes :

HIDRAULICO .- Facilidad para manejar gastos de diseño significativos en comparación con conductos cerrados.

COSTOS .- Es una estructura económica ya que las excavaciones que se requieren se reducen a limpias y quizá pequeños cortes en la ladera que forma dicho canal.

Generalmente los materiales para la construcción de las atagüías son producto de las excavaciones para la cimentación de la cortina.

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION .- El resto de la boquilla que -

no es ocupada por el tajo, queda aislado de la corriente permitiendo la construcción del terraplén de la cortina sin restricciones por la presencia de agua, a excepción hecha del nivel -- freático durante las excavaciones para la cimentación y de las filtraciones propias del pequeño vaso formado, que por el gradiente establecido reconocen hacia la zona de construcción.

GASTO DE DISEÑO

En función de los gastos máximos anuales registrados en la estación Nexpa y aplicando los métodos estadísticos para un período de retorno de $T_r = 20$ años, se determinó la avenida máxima probable que son las siguientes :

METODO DE GUMBEL :	Qd = 2706.44	m ³ /seg
METODO DE NASH :	Qd = 2580.46	m ³ /seg
METODO DE LEVEDIEV :	Qd = 2506.07	m ³ /seg
GASTO MEDIO :	Qdm = 2597.66	m ³ /seg

Por lo tanto el gasto máximo a desviar es de :

$$Q_d = 2598.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

CALCULOS HIDRAULICOS

Determinación de la sección transversal del canal o tajo de desviación.

DATOS

Gasto Máximo Probable a Desviar $Q = 2598.0 \text{ m}^3/\text{seg}$

Longitud del Canal	L = 410.0	m
Pendiente del Canal	So = 0.00025	
Coefficiente de Rugosidad de Manning	n = 0.030	
Taludes del Canal	= 1.5:1	

Aplicando la ecuación de continuidad y la de manning tenemos -
que:

$$Q = \frac{A}{n} = Rh^{2/3} So^{1/2}$$

Despejando de esta ecuación los valores conocidos, tendremos:

$$ARh^{2/3} = \frac{Qn}{So^{1/2}}$$

Por lo tanto sustituyendo valores resulta :

$$ARh^{2/3} = \frac{2598(0.03)}{\sqrt{0.00025}} = 4929.36$$

Solución por tanteos de la igualdad :

$$ARh^{2/3} = 4929.36$$

Tanteo definitivo, considerando un tirante de :

$$Y = 10.8083 \text{ m}$$

Calculando el área hidráulica y el perímetro mojado :

Considerando un ancho de plantilla : $b = 90 \text{ m}$

$$A = (b + K Y) Y = [90 + 1.5(10.8083)] 10.8083 = 1147.976 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2 Y \sqrt{1 + K^2} = 90 + 2 [(10.8083) (\sqrt{1 + 1.5^2})] = 128.97 \text{ m}$$

Calculando el radio hidráulico, tenemos que :

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{1147.976}{128.97} = 8.901 \text{ m}$$

$$R_h^{2/3} = 4.294$$

Sustituyendo el área hidráulica y el radio hidráulico en la --- igualdad tenemos que :

$$1147.976 (4.294) = 4929.36$$

Por lo tanto :

$$4929.41 = 4929.36$$

Valor prácticamente igual, por lo que el tirante supuesto es co rrecto.

Revisando la velocidad máxima en el canal cuando se presente el gasto máximo:

$$v = \frac{1}{n} R_n^{2/3} S^{1/2}$$

$$v = \frac{1}{0.03} 4.294 \sqrt{0.00025} = 2.26 \text{ m/seg} < 2.5 \text{ m/seg}$$

Correcto.

Por lo tanto la sección del canal o tajo de desvío tendrá las - dimensiones siguientes :

Ancho de Plantilla	b = 90 m.
Tirante máximo en el canal	Y = 10.81 m
Taludes del canal	1.5:1
Pendiente del canal	So = 0.00025
Gastos a Conducir	Q = 2598 m ³ /seg

Para determinar la altura necesaria en la atagüa paralela al río, consideramos un bordo libre de 70 cm, por lo que la altura de dicha atagüa es de :

$$h = Y + B.L. = 10.81 + 0.70 = 11.51 \text{ m}$$

Por lo tanto las dimensiones de la atagüa situada en la margen derecha del canal son :

Ancho de la base = 42.54 m

Ancho de la corona = 8.00 m

Altura de la atagüa = 11.51

Taludes aguas abajo y aguas arriba = 1.5:1

Longitud de la atagüa = 600.00 m

5.2 CORTINA

Se entiende por cortina 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 ó una derivación.

5.2.1 Cálculo del Bordo Libre

Las presas de tierra deben tener suficiente bordo libre arriba del nivel máximo del vaso, para que las ondas no puedan deslizar la parte superior de la cortina.

Siendo el bordo libre, el desnivel entre el NAME y la corona de la cortina.

El efecto del oleaje de viento es una función de la altura de la ola y de la altura que dicha ola pueda remontar sobre el paramento aguas arriba de la cortina.

Para el cálculo del bordo libre, se utilizó un método combinado de Stevenson de Saville, Mc. Clendon y Cochran.

DATOS

$V_w = 120 \text{ km/hr}$ (Velocidad del viento a 7.5 m de altura sobre el nivel del agua)

$F = 4.5 \text{ km}$ (Fetch efectivo, es la longitud de la superficie del agua sobre la cual el viento sopla)

El Fetch se midió considerando que el viento sopla en la dirección en donde está la cortina ya que es el caso más crítico.

La altura total de la ola se expresa con la siguiente expresión:

$$\text{B.L.} = \frac{2}{3} H_o + Z_r \text{ - - - - 1}$$

Donde:

B.L. = Altura total del bordo libre en m.

H_o = Altura de la ola en m

Z_r = Altura de remontaje o escurrimiento hacia arriba del paramento mojado de la cortina en m.

Para calcular la altura de la ola utilizamos la ecuación de Steverson:

$$H_o = 0.0322 \sqrt{V_w F} + 0.762 - 0.2706 \sqrt[4]{F} \text{ - - - - 2}$$

Sustituyendo valores resulta :

$$H_o = 0.0322 \sqrt{120(4.5)} + 0.762 - 0.2706 \sqrt[4]{4.5} = 1.12 \text{ m}$$
$$H_o = 1.12 \text{ m}$$

Cálculo del remonjate ó escurrimiento hacia arriba del paramento mojado de la cortina.

Conversión de Unidades

$$V_w = 120 \text{ km/hr} = 74.56 \text{ millas/hora}$$

$$F = 4.5 \text{ km} = 2.80 \text{ millas}$$

$$Z_w = H_o = 1.12 \text{ m} = 3.67 \text{ pies}$$

Cálculo de la longitud de la ola puede calcularse con la ecuación:

$$\lambda = 5.12 \text{ } t_w^2 \text{ - - - - } 3$$

Donde:

λ = Longitud de la ola
 t_w = Período de la ola

El período de la ola se calcula con la ecuación:

$$t_w = 0.46 V_w^{0.44} F^{0.28} \text{ - - - - } 4$$

$$t_w = 0.46 (74.56)^{0.44} (2.8)^{0.28} = 4.09 \text{ seg}$$

$$t_w = 4.09 \text{ seg}$$

Sustituyendo este valor en la ecuación 3

$$\lambda = 5.12 (4.09)^2 = 35.65 \text{ pies}$$

Cálculo de la relación $\frac{Z_r}{Z_w}$; para calcular esta relación, necesitamos otra que es $\frac{Z_w}{\lambda}$, después pasamos a la gráfica No. 5.1, la cual está en función de la pendiente del talud aguas arriba y de su acabado del mismo.

El talud de aguas arriba de la cortina El Guineo es 2:1 por lo tanto:

$$\frac{Z_w}{\lambda} = \frac{3.67}{85.65} = 0.04$$

Pendiente del Talud $S = \frac{1}{2} = 0.5$

Y de la Gráfica No. 5.1 obtenemos :

$$\frac{Z_r}{Z_w} = 0.92$$

$$Z_r = 0.92 Z_w$$

$$Z_r = 0.92 (3.67) = 3.38 \text{ pies}$$

Por lo tanto la altura de remontaje resulta:

$$Z_r = 1.03 \text{ m}$$

Sustituyendo este valor y el dado por la ecuación 2 en 1 resulta:

$$B.L. = \frac{2}{3} (1.12) + 1.03 = 1.78 \text{ m}$$

Por lo tanto dejaremos un bordo libre de :

B.L. = 2.00 m

5.2.2 Secciones de la Cortina

NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Las cantidades de los diferentes materiales que se utilizan en la construcción de una cortina de materiales graduados, dependen en gran parte de la existencia de ellos, dentro de la zona de proyecto, así como también de sus características mecánicas.

Por otra parte, es muy importante contar con bancos de materiales dentro o muy cerca de la zona de proyecto, puesto que se reducen considerablemente los costos de acarreo, como también el tiempo de construcción.

La estabilidad de estas estructuras es una función de la estabilidad de sus taludes, en las diferentes condiciones de trabajo, en donde el flujo de agua a través del cuerpo de las mismas, -- juega un papel sumamente importante.

Para nuestro estudio se trata de una cortina de materiales graduados, con corazón impermeable de arcilla. El corazón está situado al centro de la sección, es angosto y simétrico, protegido en los lados de aguas arriba y aguas abajo por filtros de grava y arena, los respaldos son permeables constituidos por material de enrocamiento y rezaga.

El corazón impermeable se pretende desplantar en la zona del cauce del río sobre una roca granodiorita, para lo cual hay necesidad de excavar una trinchera amplia y profunda a través de los acarrees del río construidos por terrazas heterogéneas de gravas arenas y limos.

Los taludes del corazón impermeable aguas arriba y aguas abajoes de 0.2:1, ancho de la base 36.0 m, ancho de la corona 6.00 m y altura de 71.13 m.

Los taludes del filtro en ambos lados son 0.5:1 con ancho de corona cada uno de 2.00 m, y altura 71.13 m.

La altura total de la cortina desde el desplante del corazón impermeable es de 71.63 m; la longitud de la corona es de 572.00 m; el ancho de corona es de 10.00 m, el ancho de la base es de 293.16 m.

Los taludes exteriores de la cortina de aguas arriba y aguas -- abajo es de 2:1.

5.3 OBRAS DE EXCEDENCIAS

Las obras de excedencias o vertedores son estructuras que forman parte indispensable de una presa, sea de almacenamiento o derivación y cuya función es la de permitir la descarga de 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 determinado previamente.

Por lo anterior se concluye que una obra de excedencias se puede concebir como verdaderas válvulas de seguridad.

5.3.1 Vertedor

La obra de excedencias de la presa El Guineo, consiste en un -- vertedor de cresta libre, alojado en la ladera izquierda a la - elevación 90.73 m.s.n.m., cuya capacidad del vaso correspondien

te a esta misma cota es de 100 millones de m³.

Para determinar la capacidad del vertedor se analizó en el Capítulo IV, el tránsito de la avenida máxima probable por el vaso de la presa, considerando tres diferentes longitudes de vertedor 75 m, 100 m, y 125 m, cuyos resultados se muestran en resumen en la tabla No. 4.5, por lo tanto de dicha tabla se infiere que la primera alternativa es compatible a reserva de los resultados que se obtengan del análisis económico, costo de vertedor, costo de presa. Se recomienda la longitud de 75 m. de vertedor-cuyas características del problema cuando se presenta el embalse máximo son las siguientes:

LONGITUD DEL VERTEDOR	75.00 m
GASTO DE REGULARIZACION	8500.00 m ³ /seg
GASTO MAXIMO DESFOGADO	5527.23 m ³ /seg
ALMACENAMIENTO INICIAL	100.00 M m ³
ALMACENAMIENTO MAXIMO	191.00 M m ³
VOLUMEN RETENIDO	91.00 M m ³
ELEVACION INICIAL (NAMO)	90.73 m.s.n.m.
ELEVACION MAXIMA (NAME)	101.63 m.s.n.m.
CARGA SOBRE LA CRESTA VERTEDORA	10.90 m

De acuerdo con 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 ecuación siguiente:

$$Q = C L H^{3/2}$$

Donde :

Q = Gasto del vertedor

C = Coeficiente de descarga

L = Longitud efectiva del vertedor

H = Carga sobre la cresta del vertedor, medida a 2.5 H aguas arriba de la cresta.

Como el vertedor es de sección rectangular y proponiendo el mismo coeficiente de descarga empleado para el tránsito de la avenida tenemos que :

$$C = 2.05$$

Despejando "H" de la ecuación anterior

$$H = \left[\frac{Q}{CL} \right]^{2/3} = \left[\frac{5527.23}{2.05(75)} \right]^{2/3} = 10.89 = 10.9 \text{ m}$$

H = 10.9 m por lo tanto dicha carga es correcta

5.3.2. Canal de Descarga

La descarga generalmente pasa con el tirante crítico en la estructura de control del vertedor y entra en el canal de descarga con régimen supercrítico o turbulento.

Para evitar la formación de un resalto hidráulico abajo del control, el régimen debe permanecer siendo supercrítico en toda la longitud del canal.

El flujo en el canal puede ser uniforme acelerado ó retardado, según las pendientes y dimensiones del canal y de la caída total. Cuando se desea disminuir la pendiente para reducir la excavación en la parte de aguas arriba del canal, el flujo puede ser uniforme o retardado, seguido de un flujo acelerado en la parte más inclinada que conduce al nivel del río. El gasto en cualquier punto a lo largo del canal dependerá de la energía específica disponible en ese punto. Esta energía será igual a la caída total desde el nivel del agua del vaso hasta el piso del canal en el punto que se considera, menos la pérdida de carga acumulada en ese punto. Las velocidades y tirantes a lo largo del canal se pueden fijar eligiendo la pendiente y las dimensiones de las secciones transversales del canal, así como también-

aplicando las ecuaciones siguientes :

$$Q = A V \quad \text{Ecuación de continuidad}$$

$$Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_L \quad \text{Teorema de Bernoulli}$$

Donde :

Z = Es la elevación de la plantilla del canal arriba de un nivel de referencia en m.

Y = Es el tirante del escurrimiento en el canal en m.

V = Es la velocidad media en el punto de estudio en m/seg

g = Es la gravedad en m/seg²

Δh_L = es la pérdida de carga entre las secciones 1 y 2 en m.

Para determinar la pérdida de carga en el tramo de estudio aplicamos la fórmula de Manning.

$$S_f = \left[\frac{V_n}{R_h^{2/3}} \right]^2$$

Por lo tanto : $\Delta h_L = \left(\frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \right) L$ - - - Ecuación (a)

Donde:

V = Velocidad en el punto de estudio en m/seg

n = 0.018 para concreto, coeficiente de rugosidad

Rh = Radio hidráulico en el punto de estudio en m.

L = Longitud del tramo en estudio en m.

S_f = Es la pendiente de fricción

Para nuestro estudio, el canal de descarga se inicia al pie del cimacio a la elevación 86.76 m.s.n.m., tiene un ancho de plantilla igual a la longitud del vertedor de 75 m, a esta misma elevación hay una transición de canal rectangular a canal trapecial, manteniendo en ambas secciones el mismo ancho de plantilla, cuya

longitud de transición es de 14.35 m, los taludes del canal trapecial es de 0.5:1 y con 119.36 m. de longitud con pendiente de 0.254, con dicho canal se llega a la elevación 52.80 m.s.n.m.

Se continúa con una rápida de perfil parabólico de 38.10 m de largo, que desciende (13.30 m) a la elevación 39.50 m.s.n.m., el ancho en esta sección es de 75 m, y existe una transición de taludes de 0.5:1 a 1.5:1.

5.3.3. Tanque Amortiguador

La función de un tanque amortiguador es la de disipar la energía cinética del flujo supercrítico al pie de la rápida de descarga, antes de que el agua retorne al cauce del río. Todos los diseños de tanques amortiguadores se basan en el principio del salto hidráulico, el cual es la conversión de altas velocidades de flujo a velocidades que no puedan dañar el conducto de aguas abajo. Se debe recalcar que existe una relación estrecha entre la velocidad y el tirante aguas arriba del salto hidráulico y el tirante conjugado aguas abajo del salto.

La longitud, el ancho y la profundidad del tanque amortiguador están interrelacionados entre sí. Para diseños preliminares se puede suponer el ancho del canal y tanque amortiguador igual al valor dado por la expresión.

$$b = \sqrt{Q^3}$$

Con esta ecuación calculamos el ancho del tanque.

$$b = \sqrt{5527.23^3} = 74.35 \text{ m} \approx 75 \text{ m}$$

Valor practicamente igual al supuesto.

Para determinar el salto hidráulico, primero se determina el tirante conjugado menor (Y_1), por medio de la aplicación del teorema de Bernoulli entre una sección conocida, que puede ser la de control, que se localiza sobre la cresta y otra sección donde se localiza el tanque amortiguador y aplicando dicho teorema tenemos la ecuación siguiente.

$$Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_c + Y_c + \frac{V_c^2}{2g} - \Delta h_{f_c-1}$$

Donde :

Y_1 = Tirante conjugado menor en m

V_1 = Velocidad media en donde se localiza el tirante Y_1 en m/seg.

Z_c = Elevación en la que se encuentra localizada la sección de control en m.

Y_c = Tirante crítico en la sección de control en m.

V_c = Velocidad media en la sección de control en m/seg

Δh_{f_c-1} = Pérdida de carga entre la sección de control y sección (1) se calcula con la ecuación (a)

En la ecuación anterior, el segundo miembro se conoce, por lo tanto dicha ecuación se determina por tanteos, proponiendo un valor del tirante Y_1 .

Para el cálculo del tirante conjugado mayor (Y_2) se aplica para una sección trapecial las siguientes ecuaciones :

$$Y_2 = \sqrt{\frac{K}{3b + 2t Y_2}}$$

Donde :

$$K = 6 \left[\frac{Q}{g} (V_1 - V_2) + P_1 \right]$$

$$P_1 = \frac{b Y_1^2}{2} + \frac{t Y_1^3}{3}$$

Para obtener el tirante " Y_2 " es necesario hacer tanteos.

Donde :

b = Ancho del canal donde se produce el salto hidráulico

t = Talud de las paredes del canal

P_1 = Empuje hidrostático debido a la sección (1) en m^3 .

Las demás literales ya se conocen.

Para calcular la longitud del tanque amortiguador se utiliza la ecuación siguiente :

$$L = 5(Y_2 - Y_1)$$

Para el cálculo de la profundidad del tanque se utiliza la ecuación siguiente :

$$P = 1.15 Y_2 - Y_n$$

Donde :

P = Profundidad del tanque en m.

Y_n = Tirante normal en el río en m.

Cuando no se tenga el dato del tirante normal en el río, se puede considerar de manera conservadora como valor para Y_n el correspondiente al tirante crítico (Y_c) de la sección de control que se localiza sobre la cresta vertedora, siempre que el ancho del cauce permanezca más ó menos constante después de la descarga.

Para nuestro estudio, el tanque amortiguador es de sección trapezoidal con taludes 1.5:1, ancho de plantilla de 75 m. y 30 m. de largo con una profundidad de 6.5 m.

El piso del tanque se encuentra a la cota 39.50 m.s.n.m., el cual descarga el agua a la elevación 46.00 m.s.n.m., iniciándose el canal de descarga al río.

5.4 OBRA DE TOMA

Las obras de toma en presas son pasajes o conductos a través de los cuales se extrae agua, de acuerdo con una ley determinada.

Para nuestro estudio la obra de toma con capacidad para $20 \text{ m}^3/\text{seg}$. está alojada en la ladera derecha; la extracción se hace a través de una torre ahogada de sección circular de 3.00 m de diámetro y situada a la elevación 65.00 m.s.n.m., con una altura de 18.00 m. continuando después con un túnel del mismo diámetro, - revestido de concreto en una longitud de 174.50 m. y provisto - en su extremo superior de la torre de una rejilla circular del mismo diámetro. En la parte media del túnel se pretende construir un tapón de concreto en la cual queda empotrada una tubería de acero de 2.00 m. de diámetro, provisto de una válvula de emergencia del mismo diámetro, alojada en la galería y otra - - válvula tipo aguja para servicio instalada a la salida del túnel, la longitud de la tubería de acero es de 152.00 m.

CALCULOS HIDRAULICOS

Cálculo del Gasto de Diseño :

Los datos necesarios para calcular dicho gasto los obtenemos -- del Capítulo III de este mismo estudio, y considerando el mes de máxima demanda, aplicamos la ecuación siguiente :

$$Q = \frac{A \times L.b. \times P \times K}{86400 \times N}$$

Donde :

Q = Gasto de diseño (m^3/seg)

A = 14982 Has. = $149.82 \times 10^6 \text{ m}^2$ área del Distrito de Riego

L.b. = 1.70 m. Lámina bruta de riego

P = 14.85 % porcentaje del mes de máxima demanda

K = 35% coeficiente variable para cubrir la variación horaria

N = Número de días del mes de máxima demanda, para nuestro caso
fué octubre.

Sust. valores en la ecuación tenemos :

$$Q = \frac{149.82 \times 10^6 (1.70) (0.1485) (1.35)}{86400 (31)} = 19.07$$
$$Q = 19.07 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Consideramos un gasto de :

$$Q_d = 20 \text{ m}^3/\text{seg}$$

DISEÑO DE LA TUBERIA

Aplicando la ecuación de continuidad

$$Q = A V$$

Proponiendo una velocidad de $V = 2.83 \text{ m/seg}$ que es menor que la velocidad permisible de 7 m/seg para conductos a presión tenemos:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{20}{2.83} = 7.07 \text{ m}^2$$

Calculando el diámetro :

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad \therefore \quad D = \sqrt{\frac{4 A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 (7.07)}{\pi}} = 3.0 \text{ m}$$

$D = 3.00$ Diámetro del túnel revestido del concreto.

Para la tubería de acero tenemos :

$$V = 7 \text{ m/seg} = V \text{ permisible}$$

$$A = \frac{20}{7} = 2.86 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4(2.86)}{\pi}} = 1.91 \text{ m}$$

Dejamos el diámetro de :

$$D = 2.00 \text{ m.}$$

Calculando nuevamente la velocidad con este diámetro.

$$A = \frac{\pi (2)^2}{4} = 3.14 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{20}{3.14} = 6.37 \text{ m/seg} < 7 \text{ m/seg. correcto}$$

CALCULO DE PERDIDAS

Para el cálculo de pérdidas por fricción a lo largo de la tubería se aplicó la ecuación de Darcy - Weisbach la cual es la siguiente:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

Donde :

f = Factor de fricción sin dimensiones (los valores obtenidos para este estudio se obtuvieron aplicando el diagrama universal de Moody).

g = Aceleración de la gravedad en m/seg²

h_f = Pérdida por fricción en m.

D = Diámetro en m.

L = Longitud del tubo, en m.

V = Velocidad media en m/seg.

Para el cálculo de pérdidas locales se utilizó la siguiente expresión :

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

Donde :

h = Pérdida de energía

K = Coeficiente sin dimensiones que depende del tipo de pérdida que se trate.

$\frac{v^2}{2g}$ = Carga de velocidad, aguas abajo de la zona de alteración -- del flujo.

RESUMEN DE PERDIDAS

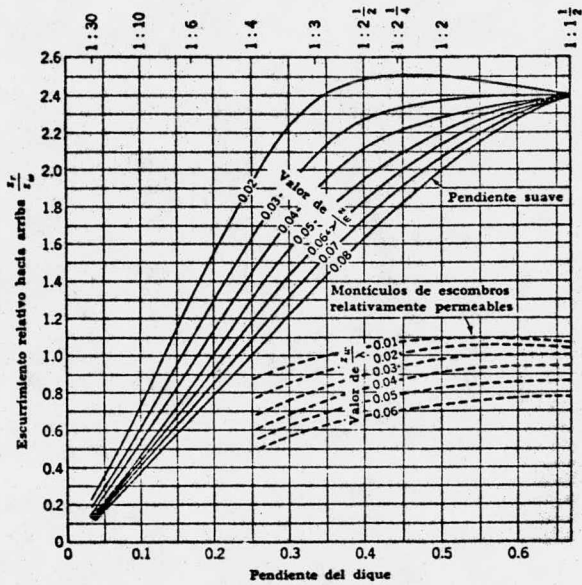
1.- Pérdidas por rejilla	0.10 m
2.- Pérdidas por entrada	0.20 m
3.- Pérdidas por codos.....	0.09 m
4.- Pérdidas por reducción.....	0.36 m
5.- Pérdidas por válvulas.....	0.42 m
6.- Pérdidas por salida.....	2.07 m
7.- Pérdidas por fricción en tubos de concreto y acero...	<u>2.55</u> m
	TOTAL: 5.79 m

Carga disponible a la salida final de la obra de toma considerando las pérdidas.

N.A.M.O.....	90.73	m.s.n.m.
Elevación al centro de la tubería D = 3.0 m.	<u>48.50</u>	m.s.n.m.
	42.23	m

$$H_d = 42.23 - 5.79 = 36.44 \text{ m.}$$

$$H_d = 36.44 \text{ m.}$$



Gráfica NO. 5.1 Relaciones de la ola de escurrimiento hacia arriba versus inclinaciones de la ola y pendientes del dique (De Saville, McClendon y Cochran)

CAPITULO VI

6. PRESUPUESTO

Parte importante de cualquier proyecto es el presupuesto, por medio de éste se puede saber :

- 1.- Si para la elaboración del proyecto se emplearon adecuadamente las condiciones técnicas y socioeconómicas del lugar en donde se planea construirlo.
- 2.- Si resulta o no factible su construcción

Para la integración de los costos se tomaron en cuenta la disposición y distancias al sitio de la presa de los bancos de préstamo, así como también los acarreos de materiales que proporciona la S.A.R.H., en las estaciones de FF.CC., cercanas a los sitios de construcción.

A continuación se muestra el resumen del presupuesto :

Este presupuesto se elaboró con precios del año de 1980.

PRESUPUESTO DE LAS OBRAS DE LA PRESA "EL GUINEO"

C O N C E P T O	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	I M P O R T E
<u>TAJO DE DESVIO</u>				
EXCAVACION	196000	m ³	28.44	5'574,240.00
<u>ATAGUIAS</u>				
EXCAVACION	9690	m ³	28.44	275,583.60
MATERIAL IMPERMEABLE	72560	m ³	40.78	2'958,996.80
FILTRO DE GRAVA Y ARENA	28345	m ³	60.31	1'709,486.95
ENROCAMIENTO	26490	m ³	120.35	3'188,071.50
<u>CORTINA</u>				
EXCAVACION	419461	m ³	28.44	11'929,470.84
MATERIAL IMPERMEABLE	552169	m ³	36.00	19'878.084.00
FILTRO DE GRAVA Y ARENA	600627	m ³	55.31	33'220,679.37
ENROCAMIENTO	1990114	m ³	115.03	228'922,813.40
REVESTIMIENTO EN LA CO- RONA	3000	m ³	735.30	2'205,900.00
<u>VERTEDOR</u>				
EXCAVACION	309779	m ³	28.44	8'810,114.76
ACERO DE REFUERZO	180192	kg	4.12	742,391.04
CONCRETO SIMPLE	12455	m ³	1034.74	12'887,686.70
<u>OBRA DE TOMA</u>				
EXCAVACION EN ROCA FIJA	16041	m ³	120.17	1'927,646.97
CONCRETO SIMPLE	2035	m ³	1034.74	2'105,695.90
ACERO DE REFUERZO	38610	kg	4.12	159,073.20
ACERO ESTRUCTURAL	4510	kg	20.30	91,553.00
ACERO ESTRUCTURAL PARA ADEME	10192	kg	35.00	356,720.00
T O T A L				\$ 336'944,208.10

El costo total asciende a \$336'944,208.10

CAPITULO VII

7. CONCLUSIONES

El río Nexpa se localiza en la vertiente del océano pacífico que dando su cuenca comprendida dentro del estado de Guerrero. Su área de captación es como sigue: -

Hasta el proyecto El Guineo	877	km ²
Hasta la presa derivadora	1110	km ²
Hasta la estación hidrométrica Nexpa	1113	km ²
Hasta su desembocadura al mar	1233	km ²

Su potencial de escurrimiento superficial presenta las características siguientes en el período 1953 a 1977.

Media anual	625.8	Millones de m ³
Máxima anual	1087.3	Millones de m ³
Mínima anual	138.4	Millones de m ³

La finalidad del presente estudio, fué la de determinar el volúmen de agua que llega a la presa El Guineo, en relación al requerimiento de riego. Por otra parte de las características antes mencionadas se intuye que la cantidad de agua que escurre en dicha zona no es una limitante, por lo que se procedió a determinar las demandas de riego calculadas en base a un programa de cultivos, los cuales arrojaron láminas netas anuales de 0.87 m. -- Considerando que el sistema de canales es revestido, se estimó -

una eficiencia total en el sistema de 51% y la lámina bruta de demanda anual es de 1.70 m

Para los programas de cultivos considerados se necesita una demanda neta de 130 millones de m^3 anuales, con los cuales se riega una superficie de 14 982 Has., y tomando en cuenta que algunos cultivos tienen doble ciclo vegetativo se cosecha una superficie neta de 20990 Has. Las demandas brutas anuales que necesitamos extraer de la presa para satisfacer las demandas de riego es de 255 millones de m^3 , lo cual es factible surtir estas demandas, considerando un almacenamiento de 100 millones de m^3 en el vaso. El Guineo, incluyendo en dicha capacidad 20 millones de m^3 para azolves.

Por lo que respecta a la capacidad de la obra de toma, es de 20- m^3 /seg, ésta se determinó considerando el mes de máxima demanda de riego.

Se utilizaron los datos de las observaciones hechas en la estación hidrométrica Nexpa, en la cual los mayores gastos escurrieron en los años de 1967, 1969, 1973 y 1974 con valores de 2306.0, 1892.0, 1159.0 y 1796.6 m^3 /seg, respectivamente.

Del cálculo de las avenidas se concluye que el gasto máximo probable para la presa El Guineo es del orden de 8500 m^3 /seg.

Dada la incidencia en presentarse trenes de avenidas, se consideró el hidrograma final integrado de la siguiente manera: Se graficaron las avenidas máximas registradas en los años de 1967, -- 1969, 1973 y 1974, haciéndose coincidir el pico de cada una de ellas con la avenida máxima probable para posteriormente obtener de dicha gráfica un hidrograma medio y considerarlo como el hidrograma de entrada a la presa, con un volumen de 550.2 Millones de m^3 .

Se estudió una serie de alternativas para transitar la avenida máxima probable ($8500.0 \text{ m}^3/\text{seg}$), por un vertedor de cresta libre considerando longitudes de cresta de 75, 100 y 125 m, para un almacenamiento inicial de 100 millones de m^3 a la elevación 90.73 ms.n.m., y de la aplicación del método para transitar la avenida, se deduce que de las alternativas antes mencionadas se recomienda un vertedor de 75 m. de longitud, cuyos resultados se muestran a continuación:

Longitud de vertedor - - - - -	75.0	m
Avenida Máxima de entrada - - - - -	8500.0	m^3/seg
Gasto máximo de salida - - - - -	5527.23	m^3/seg
Almacenamiento inicial - - - - -	100.0	$\bar{\text{M}} \text{ m}^3$
Almacenamiento máximo - - - - -	191.0	$\bar{\text{M}} \text{ m}^3$
Volúmen retenido - - - - -	91.0	$\bar{\text{M}} \text{ m}^3$
Elevación inicial - - - - -	90.73	m
Elevación máxima - - - - -	101.63	m
Carga sobre el vertedor - - - - -	10.90	m

Aunque no se hizo el análisis del paso de la avenida máxima probable por un vertedor de cresta controlada, se intuye que se tendría un control mejor que con un vertedor de cresta libre, se estima a grandes rasgos que la diferencia en los gastos de regularización entre ambos tipos de vertedor no es muy significativo, en cambio la de costos sí podría ser bastante la diferencia y es -- por ésto que se recomendaría un vertedor de cresta libre. Por otra parte se tendría con un vertedor de cresta controlada un su peralmacenamiento extra al final de la temporada de lluvias, ventaja adicional que no se logra con un vertedor de cresta libre.

Por lo que respecta a la obra de desvío se determinó la avenida máxima probable (que se puede presentar durante la construcción de la presa), por los tres métodos aplicados en este estudio, y para un período de retorno de 20 años, dándonos como resultado un gasto de $2598 \text{ m}^3/\text{seg}$, el cual se pretende desviar por medio de un tajo o canal, cuya sección es trapecial con taludes 1.5:1-

y ancho de plantilla de 90 m con un tirante máximo cuando se presenta el gasto máximo será de 10.81 m y una velocidad máxima de 2.26 m³/seg.

Para el cálculo del bordo libre de la cortina, éste se determinó con la aplicación del método combinado de Stevenson de Saville, - Mc. Clendon y Cochran, dando como resultado un bordo libre de -- 2.0 m.

En resumen para la presa de almacenamiento El Guineo, la capacidad del vaso estaría distribuída de la manera siguiente:

C O N C E P T O	ALMACENAMIENTO 10 ⁶ m ³		ELEVACION m.s.n.m.
	PARCIAL	ACUMULADO	
AZOLVES	20	20.0	71.91
RIEGO	80	100.0	90.73
CONTROL DE AVENIDA MAXIMA PROBABLE	91	191.0	101.63

Por lo tanto es factible desde el punto de vista técnico, la realización de este proyecto, ya que la zona presenta características favorables como: Topografía, Geología, Precipitación, Clima, y Escurrimientos superficiales con una media anual de 625.8 millones de m³, durante el período analizado, siendo únicamente la limitante la superficie de riego.

El riego es de suma importancia para el desarrollo de un país y una buena realización de un proyecto, está en función de que los datos empleados en su realización sean muy apegados a la realidad.

B I B L I O G R A F I A

1. OBRAS HIDRAULICAS
F. TORRES HERRERA
1A. EDICION 1980
ED. LIMOSA, S.A.
2. INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS
RAY E. LINSLEY Y JOSEPH B. FRANZINI
1A. EDICION 1979
ED. CONTINENTAL, S.A. MEXICO
3. APUNTES DE HIDRAULICA II
GILBERTO SOTELO A.
U.N.A.M. 1975
4. PRESAS DE DERIVACION
PLAN NACIONAL DE OBRAS HIDRAULICAS
PARA EL DESARROLLO RURAL
S.A.R.H. 1976
5. APUNTES DE HIDROLOGIA
ROLANDO SPRINGALL G.
U.N.A.M.
6. HIDRAULICA I
GILBERTO SOTELO A.
1A. EDICION 1976
ED. LIMUSA, S.A.
7. DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS
UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, STEWART L.
JDALL, SECRETARY
BOREAU OF RECLAMATION, FLOYD E. DOMINY, COMMISSIONER
8A. EDICION 1979
ED. CONTINENTAL, S.A., MEXICO
8. HIDROLOGIA PARA INGENIEROS
RAY K. LINSLEY JR., Y MAX. A . KOHLER
2A. EDICION 1977
ED. MC. GRAW - HILL LATINOAMERICANA, S.A.