



Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN

**“ ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD TECNICA PARA LA
CONSTRUCCION DE UNA PRESA DERIVADORA SOBRE
EL RIO TACOTALPA, TABASCO ”**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A

Germán Romero Juárez

ACATLAN, EDO. DE MEXICO

1982.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

T E M A .

" ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD TECNICA PARA LA CONSTRUCCION
DE UNA PRESA DERIVADORA SOBRE EL RIO TACOTALPA, TABASCO "

I N D I C E :

	Pag.
<u>INTRODUCCION :</u>	1
CAPITULO I.- Estudios Preliminares.	3
I.1.- Objetivo del Estudio.	4
I.2.- Localización del Area de Estudio.	6
I.3.- Estudios Climatológicos.	7
I.4.- Estudio Hidrológico.	37
I.5.- Estudio Geológico Regional.	50
CAPITULO II.- Estudio de Boquillas.	54
II.1.- Estudios de Campo.	56
II.2.- Levantamiento Topográfico y Selección de Boquilla.	
II.3.- Estudio de Geotécnia.	62
CAPITULO III.- Esquemas de Anteproyecto.	72
III.1.- Canal de Conducción.	73
III.2.- Cortina.	76
III.3.- Obra de Toma.	88
III.4.- Desarenador.	92
CAPITULO IV.- Antepresupuesto.	103
Conclusiones.	106
Bibliografía.	

INTRODUCCION.

El estudio de la presa derivadora sobre el Río Tacotalpa, se enfocará a través de sus diversas etapas hacia la integración de un estudio de prefactibilidad técnica y económica así como también a la definición y anteproyecto de la infraestructura necesaria para el desarrollo adecuado de esta zona. El estudio prevee la construcción de una presa derivadora para la habilitación y el aprovechamiento integral de 15,000 ha., aproximadamente, ubicadas en la zona de influencia directa del río Tacotalpa.

En el estudio se incluyen varias etapas de análisis para la estimación y disponibilidad del recurso agua en el río Tacotalpa, como posible fuente de abastecimiento, así como, la determinación de las magnitudes de sus avenidas para conocer las necesidades de regulación y prevenir los daños en la planicie. Estos trabajos se realizaron mediante el análisis y la generación de datos estadísticos, basados -- ambos en la información climatológica e hidrométrica disponible.

Apoiados en la potencialidad del río Tacotalpa y la ubicación de las zonas posibles de habilitar mediante riego, se definió un sitio probable para la construcción de una derivadora que cumpla con -- los requerimientos de agua de las áreas por desarrollar.

Los trabajos de campo que se realizaron fueron desde recorridos de campo hasta la prospección y determinación geológica del sitio seleccionado para la construcción de la presa derivadora.

El resultado de estos estudios lo constituye un esquema de anteproyecto del conjunto de obras que forman la estructura derivadora.

C A P I T U L O IE S T U D I O S P R E L I M I N A R E S

Los estudios preliminares se inician cuando se ha sentido o conocido la inquietud por la construcción de un proyecto. Los estudios preliminares se realizan tanto en el campo como en el gabinete y básicamente comprenden :

- a).- Visitas de inspección.
- b).- Estudios socio-económicos.
- c).- Estudios técnicos.
- d).- Anteproyecto y conclusiones.

Con estos estudios se consigue conocer la factibilidad económica y constructiva del proyecto y conducen a un anteproyecto con su respectivo antepresupuesto, con lo cual, además de que se determina si deben efectuarse a continuación los estudios definitivos, -- permiten hacer evaluaciones y comparaciones para finalmente tomar alguna decisión.

I.1.- Objetivo del Estudio.

El gobierno de la República al definir sus grandes objetivos ha considerado de la mayor prioridad una política y una acción debidamente concertadas, dirigidas al logro de la autosuficiencia alimentaria.

Sin embargo, en una perspectiva más práctica, es evidente la necesidad de incorporar alrededor de 200,000 nuevas hectáreas anuales a la agricultura para lograr un incremento constante del sector, de manera que en el mediano y largo plazos se logre el equilibrio entre la demanda de productos agropecuarios y el crecimiento de la población.

Las evaluaciones realizadas por la S.A.R.H. para determinar el potencial productivo de las zonas en que se ha dividido el país, revelan que el grueso de la superficie incorporable se extiende en la planicie costera del Golfo y muy particularmente en el Estado de Tabasco en donde se dan las condiciones favorables para el desarrollo agropecuario.

El objetivo principal en esta primera etapa de estudios es la determinación de una área de 15,000 hs. en la planicie del río Tacotalpa, la localización del sitio de construcción de la presa derivadora y los estudios de anteproyecto de las obras hidráulicas para el

aprovechamiento de esta zona en zona de cultivo.

En este trabajo se pretende hacer llegar a todos los interesados, una información general, acerca de la forma en que debe realizarse los estudios a nivel de prefactibilidad técnica y económica para la construcción de una presa derivadora. No se pretende dar una información nueva sino que únicamente se establecerán las bases principales para la realización de proyectos similares.

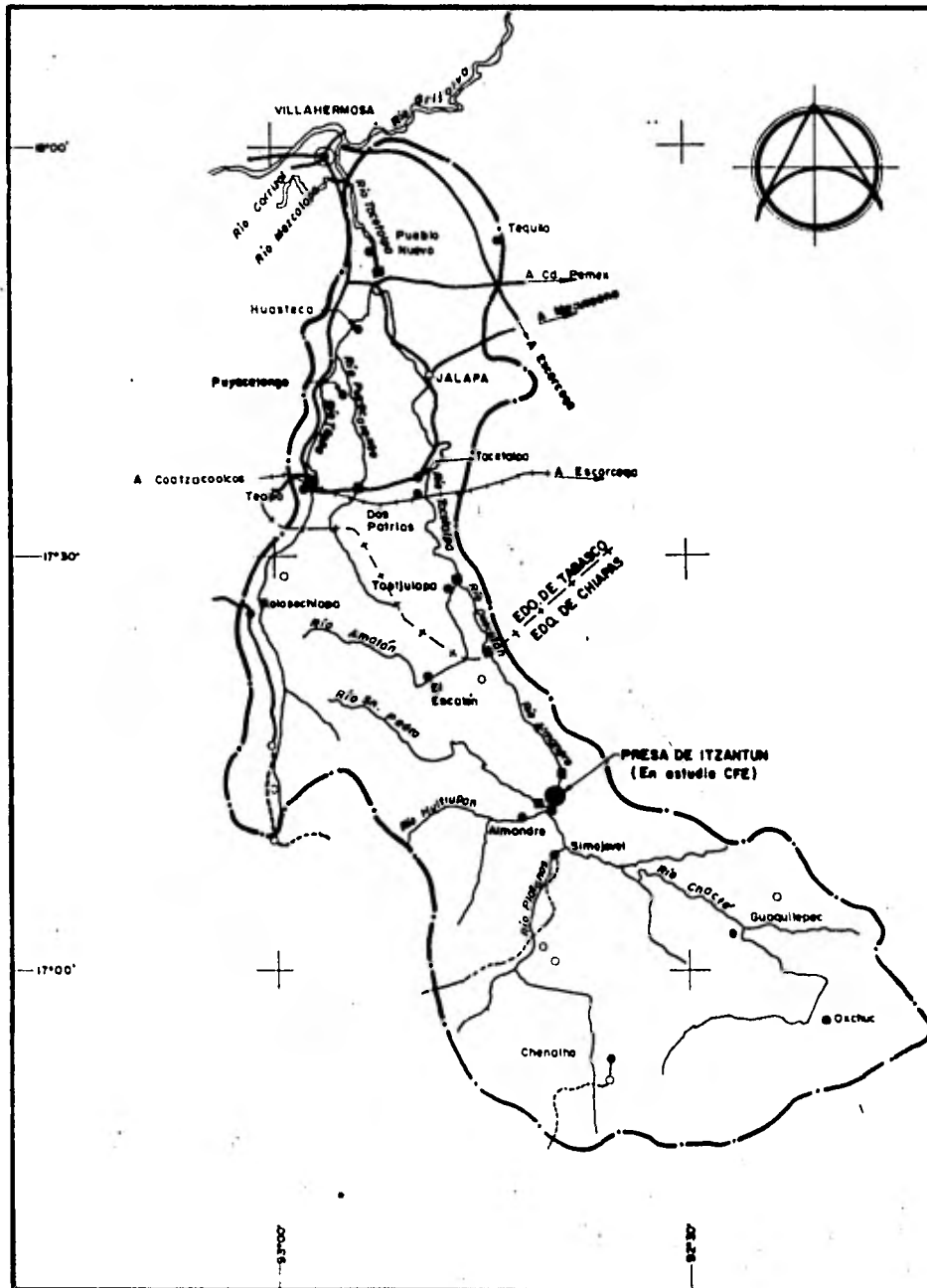
1.2.- Localización del Area de Estudio.

La cuenca del Río Tacotalpa se localiza en el sureste de la República Mexicana, en los estados de Tabasco y Chiapas, entre los Meridianos $17^{\circ}30'$ y los $18^{\circ}00'$ de latitud norte y los Paralelos $92^{\circ}30'$ a $93^{\circ}00'$ de longitud al oeste de Greenwich.

El Río Tacotalpa desemboca en el Río Grijalva en las inmediaciones de la ciudad de Villahermosa; su escurrimiento general es de sur a norte y sus principales afluentes son los ríos Teapa y Puyacatengo.

El área de estudio corresponde a la zona de influencia del río Tacotalpa, localizada entre Tapijulapa y Villahermosa, Tab., con una superficie aproximada de 100,000 ha. quedando la mayor parte de ésta dentro de la zona de planicie.

Dentro de la superficie de 100,000 ha., comprendidas en la zona de estudio existe una porción de 15,000 ha., localizadas hacia la márgen derecha del río Tacotalpa, que son factibles de rehabilitar e incorporar al riego en forma inmediata mediante un sistema convencional de canales, abastecidos por la derivadora "Tacotalpa" (ver plano No.1.1)



LOCALIZACION DE ESTACIONES HIDROMETRICAS

NUMERO	ESTACION	CORRIENTE
1	PUEBLO NUEVO	RIO DE LA SIERRA
2	TAPIJULAPA	RIO TACOTALPA
3	OXOLOTAN	RIO OXOLOTAN
4	TACOTALPA	RIO ALMANDRO
5	SAN PEDRO	RIO SAN PEDRO
6	ALMANDRO	RIO ALMANDRO
7	TEAPA	RIO TEAPA
8	PUYACATENGO	RIO PUYACATENGO

SIMBOLOGIA

Poblaciones	○
Carreteras pavimentadas	—
Caminos revestidos	- - - - -
Rios	~ ~ ~ ~ ~
Límite estatal	+ + + + +
Estaciones hidrométricas	■
Estaciones climatológicas	●
Límite de cuenca	- · - · - ·

ESCALA GRAFICA



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

CUENCA DEL RIO TACOTALPA
TESIS PROFESIONAL

GERMAN ROMERO JUAREZ

MEXICO, D.F., FEBRERO DE 1982

PLANO I. 1

I. 3.- Estudios Climatológicos.

La información que se tomó para este trabajo sobre la zona en estudio se recopiló en dependencias de la S.A.R.H. y de la C.F.E. y consiste en datos sobre gastos medios diarios, gastos máximos mensuales, precipitación mensual en 24 horas, evaporación y lluvia diaria.

Se cuenta con siete estaciones hidrométricas dentro de la cuenca del río Tacotalpa; la localización de estas estaciones se muestra en el plano I.1.

La información hidrométrica corresponde a gastos diarios, máximos mensuales, mínimos mensuales y volúmenes escurridos para las estaciones Almandro, San Pedro, Oxolotán, Tapijulapa, Teapa, Puyacstengo y Pueblo Nuevo (en la tabla 1.1 se muestra un resumen).

Se recabaron datos de evaporación y precipitación en doce estaciones hidroclimatológicas situadas también dentro de la cuenca del río Tacotalpa. En el plano de la cuenca del río, se observa la localización de las estaciones climatológicas e hidrométricas situadas dentro de ella.

La información climatológica consiste en; precipitación mensual, precipitación máxima en 24 horas, evaporación, de las estaciones Almandro, Simojovel, Chenalhó, Guaquitepec y Solosochiapa, pertenecientes al estado de Chiapas, y las estaciones Pueblo Nuevo, Dos Patrias,

Tequila, Tapijulapa, Teapa, Puyacatengo y la Huasteca del estado de -
Tabasco.

El clima es uno de los factores ecológicos que influyen direc-
tamente en la producción agropecuaria, ya que frecuentemente actúa --
como factor restrictivo.

De la información disponible acerca de las temperaturas, preci-
pitación y evaporación en las estaciones climatológicas localizadas -
en la cuenca del río Tacotalpa se obtuvieron la temperatura media ---
anual, la distribución anual de la precipitación, la evaporación media
anual, así como la ocurrencia de heladas, nevadas, granizadas y hur-
canes.

Del análisis de los datos se observa que en la zona del río Ta
cotalpa, el período de siembra no está restringido por las tempera-
turas, ya que hay ausencia de heladas, nevadas y granizadas.

La temperatura media anual en la zona de planicie se mantiene -
por encima de los 22°C y desciende muy ligeramente en las faldas de -
las colinas localizadas al sur, en la zona montañosa se mantiene por
encima de los 17°C.

Los meses de más intensa precipitación ocurren de Julio a No-
viembre, contribuyendo con el 60% de la precipitación media anual, -

siendo el mes de Septiembre el más lluvioso. A partir de este mes - la precipitación disminuye gradualmente hasta la mínima, alcanzada - en Abril.

Utilizando la información disponible acerca de gastos medios, volúmenes y gastos máximos en cada una de las estaciones hidrométricas que están localizadas en la cuenca del río Tacotalpa, se procedió a obtener la media de los datos de gastos medios y volúmenes mensuales y anuales, para establecer los parámetros que sirvan para estimar la disponibilidad de agua del río Tacotalpa. Por otra parte, de los datos de gastos máximos se determinaron los valores mayores - registrados en cada estación. Los resultados de estos análisis de gastos medios, volúmenes y gastos máximos se presentan en la tabla No. 1.1.

Del análisis de los gastos se observa que los mayores valores se presentan en los meses de Agosto a Noviembre siendo Septiembre - el mes que presenta mayores gastos. La temporada de estiaje es de - Febrero a Mayo siendo este último mes en el que se presentan los gastos mínimos de estiaje.

De los registros de gastos máximos y mínimos en las estaciones de la cuenca se tienen los siguientes datos y sus fechas de ocurrencia.

<u>ESTACION</u>	<u>Q. MAX.</u> <u>(m³/s.)</u>	<u>FECHA</u>	<u>Q. MIN.</u> <u>(m³/s.)</u>	<u>FECHA</u>
Aljandro	2,063	22-VIII-73	9.50	Mayo 69
San Pedro	921	19- IX -74	0.20	Mayo 75
Oxolotán	3,230	19- IX -74	0.78	Marzo 73
Tapijulapa	3,386	18- X -67	7.40	Mayo 73
Teapa	2,375	20- IX -74	1.60	Mayo 73
Puyacatengo	915	3- IX -51	0.50	Mayo 51
Pueblo Nuevo	960	18-VII -64	2.91	Febrero 65

T A B L A No. 1,1

Resumen de los datos de las estaciones hidrométricas.

<u>ESTACION</u>	<u>GASTOS MEDIOS ANUALES (m³/s.)</u>	<u>VOLUMEN PROMEDIO ANUAL (MILLONES DE m³)</u>	<u>GASTO MAXIMO ANUAL (m³/s.)</u>
San Pedro	11.24	343.7	921.0
Almandro	71.6	2258.6	1745.0
Oxolotan	84.09	2634.78	3230.0
Tapijulapa	107.31	3385.165	3386.0
Teapa	43.98	1387.838	2375.00
Puyacatengo	16.41	530.112	915.0
Pueblo Nuevo	184.94	5818.1	960.0

a).- Análisis de Precipitación .

De los datos de las precipitaciones se obtuvieron las medias, - las desviaciones estándar y las varianzas mensuales y anuales con el objeto de utilizar los valores para la determinación de la precipitación media de la cuenca del río Tacotalpa. En la tabla 1.2 se muestran estos valores y en las figuras No. 1.1 a la 1.8 se muestran las distribuciones de la precipitación y la evaporación mensual promedio contra el tiempo, en meses para las estaciones que tienen 10 o más años de registro. Estas estaciones son: Almandro, Simojovel, Guasqui-tepec, Pueblo Nuevo, Dos Patrias, Tapijulapa y Teapa. La estación - Chenalhó presenta solo precipitación figura 1.7. En la tabla 1.2 y en las figuras No. 1.1 a 1.8 se observa que los meses de Julio a Noviembre la precipitación es mayor.

Con los valores de precipitación media mensual de todas las -- estaciones, tomadas de la tabla No. 1.2, se formaron las curvas isoyetas mensuales y anuales, y con los valores de la tabla 1.2 se observa que la estación que tiene los valores mayores de las medias - de la precipitación, mensual es la estación Solosochiapa, y que los valores mayores de la precipitación, se presentan en la zona plana y los valores menores en la zona montañosa de la cuenca del río Tacotalpa.

Se obtuvo un resumen de valores extremos de la precipitación - donde se presentan la precipitación mínima y máxima mensuales y la - precipitación máxima en 24 horas para cada uno de los meses y cada - estación. Este resumen forma la tabla 1.3. El valor mayor de precipitación mensual lo tiene registrado la estación Solosochiapa, en el mes de Agosto de 1973, y es de 1,263.6 mm.

Se graficaron los valores mayores anuales de lluvias máximas - en 24 horas para las estaciones Tapijulapa, Tequila y Pueblo Nuevo. (ver figuras 1.9, 1.10, 1.11).

Se determinó la precipitación media anual en la cuenca utilizando el método de los polígonos de Thiessen, dando por resultado -- un valor de 2,533.6 mm. (ver tabla 1.4 y figura 1.12).

TABLA N° 1.2

ANÁLISIS DE PRECIPITACION MENSUAL (mm)

ESTACION		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
ALMAYUDO	X	55.1	40.3	28.7	52.5	123.1	240.9	233.3	253.7	285.8	222.3	106.2	51.9	1 690.6
	S	41.1	19.5	37.0	54.2	85.8	69.8	106.0	106.8	89.2	103.3	42.9	39.2	242.6
	VAR	1692.4	381.6	1369.3	2936.6	7353.1	4878.2	11239.5	11408.4	7962.9	10666.1	1846.1	1536.2	58 847.8
SIMOJOVEL	X	48.4	42.9	21.8	41.5	108.9	264.0	185.3	226.2	244.5	200.1	101.5	50.9	1 559.3
	S	29.3	24.1	18.7	28.7	57.4	67.9	74.3	117.6	93.7	83.2	39.8	36.3	141.0
	VAR	859.6	589.9	351.1	824.2	3297.3	4620.3	5522.0	13836.4	8786.2	6926.12	1587.4	1315.8	19 891.5
CHENALHO	X	46.1	29.5	51.7	77.8	170.1	348.3	276.5	298.0	381.8	249.6	95.6	63.3	2 107.7
	S	29.4	20.9	71.1	134.8	144.1	114.2	109.6	129.4	133.3	136.1	48.7	54.4	531.6
	VAR	865.2	434.8	5060.1	18173.8	20754.5	13050.0	12017.0	16747.8	17772.9	18532.2	2372.3	2964.2	282 640.7
GUAQUITEPEC	X	83.5	52.2	58.1	8.0	148.8	252.9	168.9	236.0	287.8	284.0	155.4	82.2	1 891.4
	S	42.5	30.0	43.0	41.5	57.3	63.1	49.1	193.7	105.6	165.4	70.7	53.2	358.0
	VAR	1806.0	900.6	1847.1	1719.2	3281.9	3983.5	2411.0	17507.0	11140.1	27358.3	4993.3	2834.5	128 193.5
SOLOSOCHIAPA	X	320.2	303.9	196.1	269.7	146.5	425.7	384.8	618.9	562.2	849.4	576.2	318.5	5 035.0
	S	171.9	177.0	130.9	258.0	63.3	152.9	178.1	373.3	224.0	235.8	136.7	201.6	651.6
	VAR	29546.9	31321.8	17135.7	66544.3	4002.8	23367.3	31710.1	739364.6	50187.2	55596.9	18679.3	40655.4	424 638.6
PUEBLO NUEVO	X	145.7	67.8	58.2	49.9	71.3	233.6	195.6	239.0	319.6	288.4	182.3	117.2	1 959.6
	S	79.2	42.5	39.2	65.0	68.9	86.1	150.0	139.7	130.0	143.4	109.5	83.3	296.5
	VAR	6050.5	1741.0	1487.6	4078.9	4585.1	7164.6	4654.2	18837.7	16306.4	19887.0	11581.9	6712.9	84 874.6

TAULA N=1.2 (Cont.)

ANALISIS DE PRECIPITACION MENSUAL (mm)

ESTACION		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
DOS PATRIAS	X	207.6	143.6	112.2	106.2	149.0	297.0	302.9	354.4	499.7	411.6	289.3	215.3	3 088.9
	S	107.2	95.5	76.6	98.7	121.9	133.6	139.9	155.4	173.9	221.2	132.0	133.0	416.7
	VAR	11063.6	8760.3	5648.3	9372.9	14279.9	17159.9	18608.3	23268.9	29138.8	47103.8	16779.9	17035.3	167 178.7
TEQUILA	X	136.5	122.0	56.7	49.2	54.4	272.3	173.1	254.2	284.3	334.1	240.4	129.1	2 090.9
	S	51.4	74.3	67.3	32.9	47.4	138.0	72.8	157.5	123.7	164.8	78.2	105.0	288.1
	VAR	2634.4	5519.5	4530.5	1080.5	2243.8	19039.8	5297.5	24818.5	15306.2	27172.5	6117.7	11031.5	82 997.8
TAPIJULAPA	X	253.6	197.1	136.4	149.5	185.9	341.6	266.1	393.6	518.3	507.8	336.9	231.1	3 530.3
	S	118.7	113.9	99.6	117.3	116.7	115.3	104.6	176.1	159.7	224.7	144.0	123.9	493.8
	VAR	14089.7	12979.8	9927.9	13762.7	13607.4	13395.0	10934.2	30999.2	25489.7	50492.7	20736.8	15341.5	243 868.5
TEAPA	X	304.5	190.0	127.4	128.9	122.6	320.3	302.6	416.5	549.4	475.0	303.5	255.1	3 707.5
	S	131.8	91.1	92.8	105.6	99.6	151.3	123.4	151.2	173.1	230.6	180.6	175.7	802.9
	VAR	16350.4	7815.9	8111.7	10502.9	9324.1	21678.6	14324.9	21594.9	28290.9	50204.0	30807.2	29145.3	606 698.8
PUYACATENGO	X	273.7	260.1	83.4	141.5	128.8	305.9	259.4	448.9	500.1	482.9	502.2	255.3	3 795.7
	S	136.9	135.1	62.9	127.1	92.0	126.0	78.6	242.9	188.6	267.8	173.1	129.8	699.8
	VAR	18741.8	18230.2	3963.4	16156.6	8464.6	15867.0	6179.4	58991.7	35583.5	71734.2	29935.7	16839.8	489 748.1
LA HUASTECA	X	163.9	130.5	75.0	85.4	73.9	290.7	273.1	365.5	393.1	373.8	326.6	163.5	2 612.4
	S	66.1	57.1	97.7	61.7	53.4	145.5	95.7	180.8	165.9	219.8	121.6	113.4	407.2
	VAR	4371.1	3267.0	9548.1	3807.9	2855.6	21163.8	9165.6	32687.4	27540.1	48301.2	14779.5	12850.4	165 832.5

51

TABLA N°

RESUMEN DE PRECIPITACIONES EXTREMAS (mm)

ESTACION	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Guaquitepec													
Mfnima	39.9	21.8	15.3	10.0	39.6	139.5	77.2	84.5	150.0	91.5	41.6	20.0	1466.0
Máxima	165.5	111.2	147.0	137.0	227.0	394.0	283.5	607.5	464.0	674.0	272.5	163.8	2543.3
Máxima 24 hrs.	63.0	53.0	67.0	103.0	95.0	100.7	52.0	102.0	90.0	166.0	162.0	111.0	166.0
Tapijulapa													
Mfnima	69.0	72.5	5.0	10.2	67.6	196.8	133.3	212.5	191.4	235.9	80.0	55.9	2573.9
Máxima	538.6	561.2	336.9	515.1	439.3	565.2	477.9	915.7	748.2	1075.3	544.9	447.2	4252.4
Máxima 24 hrs.	221.6	173.1	161.3	170.7	340.0	147.3	98.7	191.3	244.1	303.3	227.6	294.7	340.0
Tequila													
Mfnima	67.0	21.9	7.6	9.8	1.4	119.1	76.8	99.8	108.6	80.1	162.1	38.1	1620.9
Máxima	212.4	233.6	196.9	89.4	140.0	553.3	308.8	581.1	535.4	587.5	418.2	322.9	2500.2
Máxima 24 hrs.	91.6	91.4	83.4	58.8	42.6	90.6	95.2	111.2	96.8	164.7	133.3	189.4	189.4
Solosochiapa													
Mfnima	130.6	199.8	53.8	62.8	86.7	268.5	176.9	338.2	221.3	479.8	391.3	121.7	4290.3
Máxima	595.4	614.1	402.5	630.2	221.7	628.0	628.4	1263.6	849.6	1127.6	760.1	631.0	5500.8
Máxima 24 Hrs.	161.0	120.8	203.0	280.8	121.8	143.5	145.6	207.5	247.0	296.9	256.5	188.8	296.9

TABLA N° 1.3 (Cont.)

RESUMEN DE PRECIPITACIONES EXTREMAS (mm)

ESTACION	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Pueblo Nuevo													
Mínima	47.0	7.6	3.0	0.3	0.0	93.9	51.7	93.9	93.0	50.4	47.0	17.9	1354.8
Máxima	300.2	160.4	162.0	137.3	132.1	388.5	502.9	704.8	548.1	609.2	428.1	306.9	2635.1
Máxima en 24 Hrs.	210.3	64.2	73.5	100.2	114.6	131.2	77.4	149.6	132.0	136.8	185.8	208.5	210.3
La Huasteca													
Mínima	82.3	26.6	13.1	9.5	18.8	105.1	171.3	182.0	155.6	96.7	228.8	39.5	2148.8
Máxima	271.0	251.5	288.1	188.3	146.9	523.4	493.0	751.5	626.0	770.5	564.9	332.1	2991.6
Máxima 24 Hrs.	105.8	83.6	79.0	138.0	59.4	118.7	106.0	120.0	119.4	146.6	177.8	188.8	108.8
Puyacatengo													
Mínima	196.0	136.1	12.1	5.1	20.8	155.0	152.3	241.9	311.3	137.0	328.7	62.5	2917.1
Máxima	515.4	478.9	176.5	335.3	269.2	468.2	350.2	907.3	751.7	627.1	829.2	394.0	4491.5
Máxima 24 hrs.	137.2	112.4	112.4	224.8	102.6	114.3	139.6	153.4	354.6	168.4	205.2	171.6	354.6
Teapa													
Mínima	120.5	8.6	21.0	11.4	18.3	129.3	46.7	141.7	294.6	152.4	44.4	59.3	2132.9
Máxima	585.7	402.6	346.7	345.4	352.8	670.0	576.7	795.6	907.8	906.7	828.3	754.8	5761.6
Máxima 24 Hrs.	196.0	136.0	154.5	224.3	137.0	147.6	113.3	151.2	199.8	224.1	227.1	265.1	265.1

TABLA N° 1.3 (Cont.)
RESUMEN DE PRECIPITACIONES EXTREMAS (mm)

ESTACION	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Chenalho													
Mínima	8.0	0.0	0.0	2.0	30.0	124.0	91.0	107.0	168.5	58.0	20.0	2.0	1421.0
Máxima	116.0	95.1	410.0	761.0	812.0	702.0	524.0	689.5	795.0	522.0	196.0	290.0	2738.0
Máxima 24 hrs.	66.0	39.3	130.0	230.0	247.0	107.0	95.5	87.5	99.8	100.0	100.0	60.0	247.0
Simojovel													
Mínima	10.6	0.0	2.5	0.0	20.8	77.1	44.3	39.9	90.6	60.0	20.2	9.8	879.9
Máxima	144.6	121.2	119.7	175.2	296.2	396.6	425.0	402.3	652.4	354.7	252.4	162.9	2105.0
Máxima 24 hrs.	40.2	37.5	38.3	73.5	85.5	109.5	57.5	108.1	90.5	130.5	80.0	38.5	109.5
Almandro													
Mínima	4.1	0.0	0.0	0.0	23.5	150.2	67.8	151.4	164.2	84.8	41.4	11.0	1357.0
Máxima	143.5	81.3	120.5	199.7	292.9	347.4	394.6	461.2	454.6	414.8	170.4	124.1	2166.2
Máxima 24 hrs.	64.6	32.4	50.0	130.0	100.0	65.8	80.0	91.9	117.0	159.0	69.0	94.0	159.0
Dos Patrias													
Mínima	40.0	16.4	8.8	1.0	8.3	139.3	48.1	142.4	229.8	131.3	137.5	62.4	2477.8
Máxima	497.4	389.8	347.3	391.6	558.7	529.1	622.3	813.2	891.0	901.5	712.6	511.9	4045.8
Máxima 24 hrs.	200.4	237.3	140.0	222.5	125.4	127.5	142.9	136.0	155.5	318.0	220.5	320.6	320.6

ESTACION PUEBLO NUEVO TABASCO

DISTRIBUCION DE EVAPORACION Y LLUVIA MENSUAL

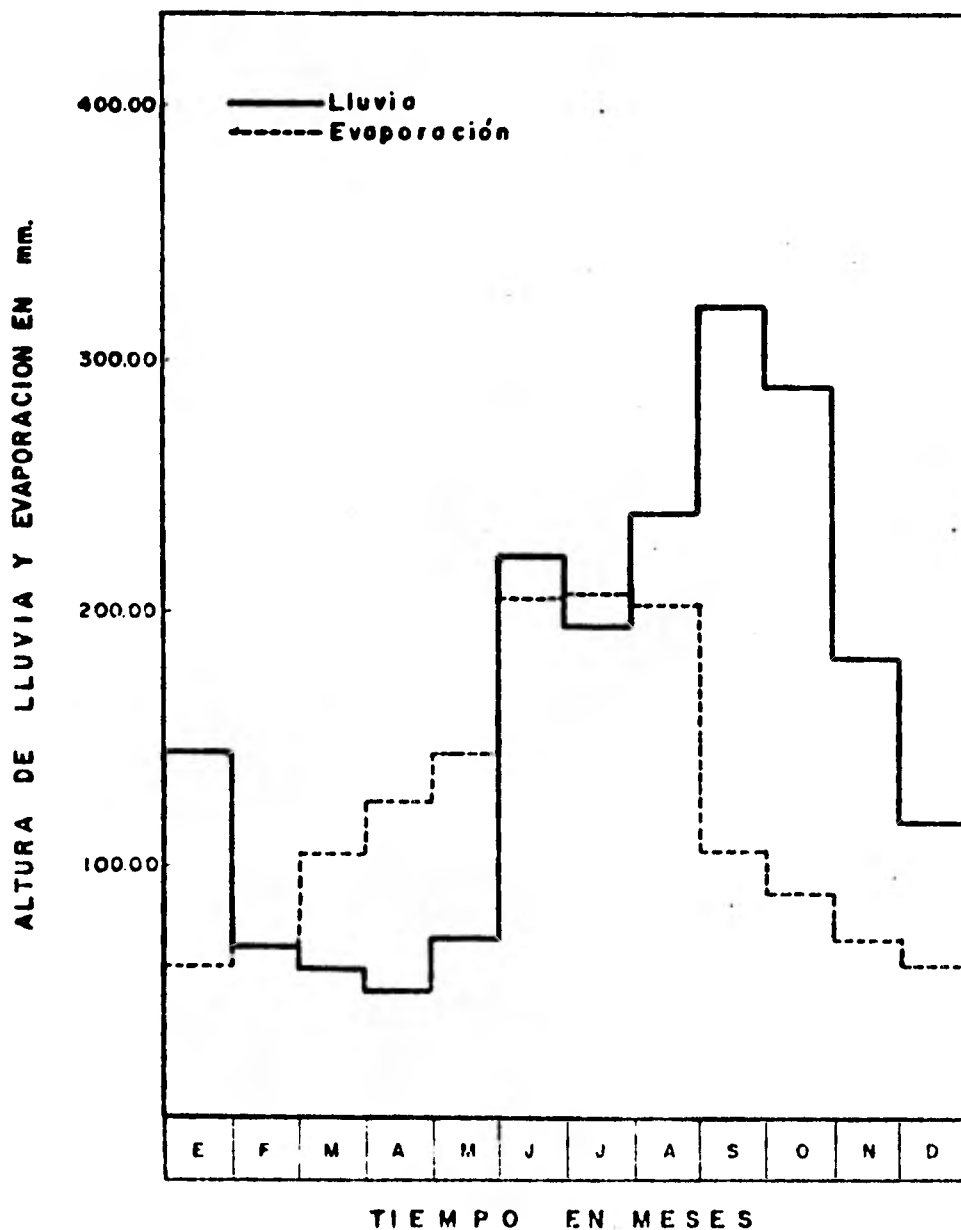


Fig. 1.1

ESTACION DOS PATRIAS TABASCO
(1951 - 1977)

DISTRIBUCION DE EVAPORACION Y LLUVIA MENSUAL

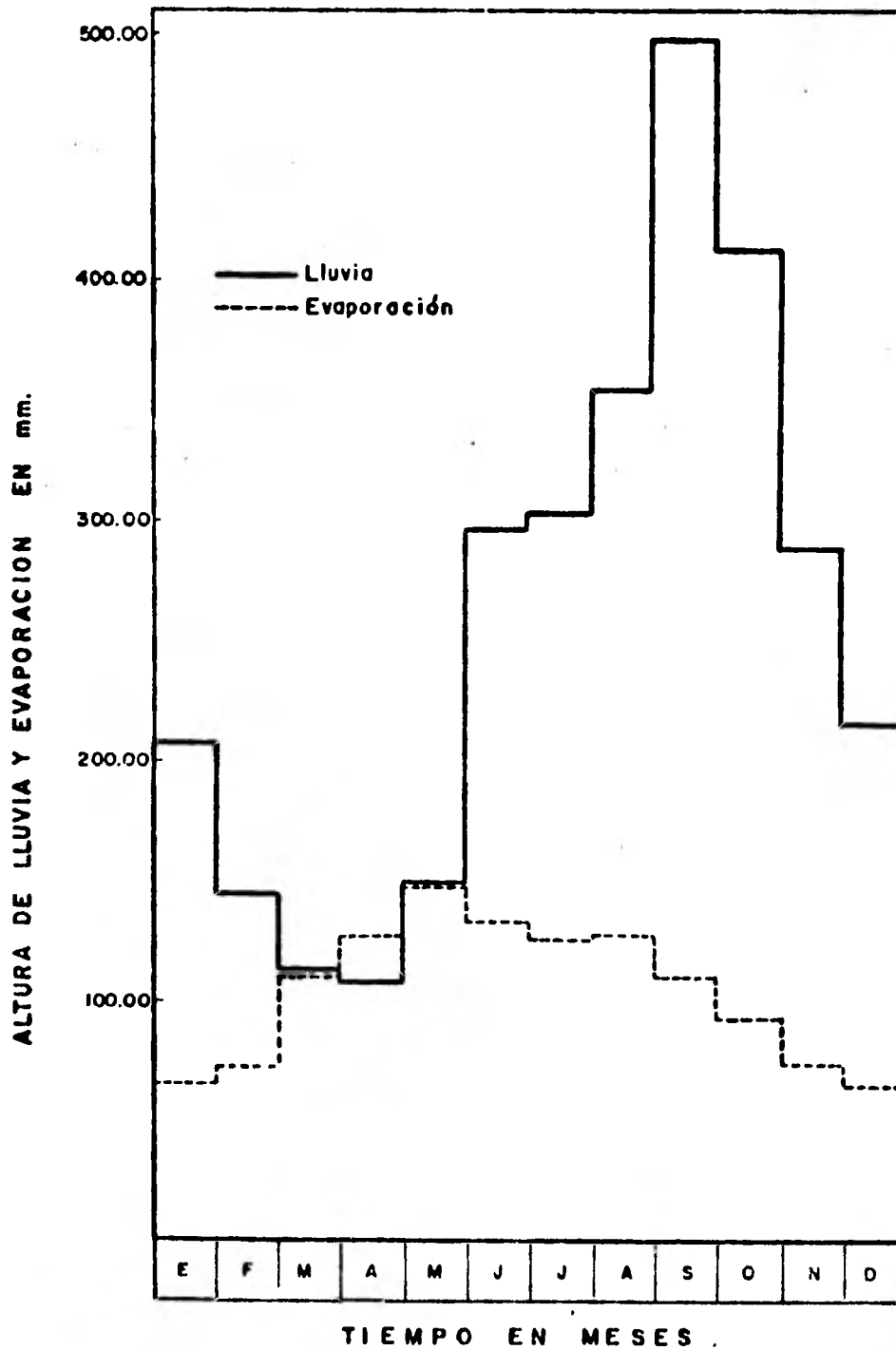


Fig. 1.2

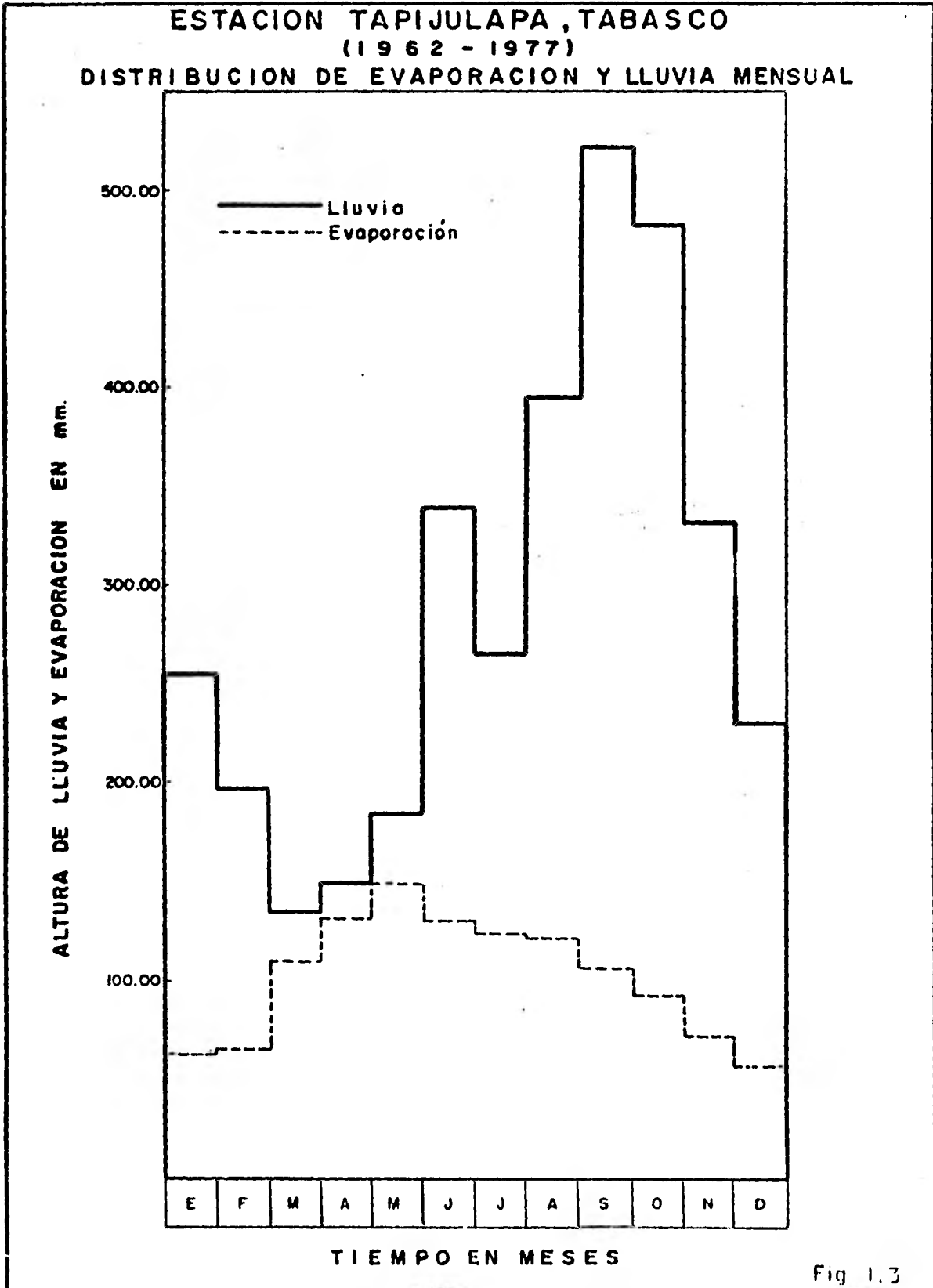
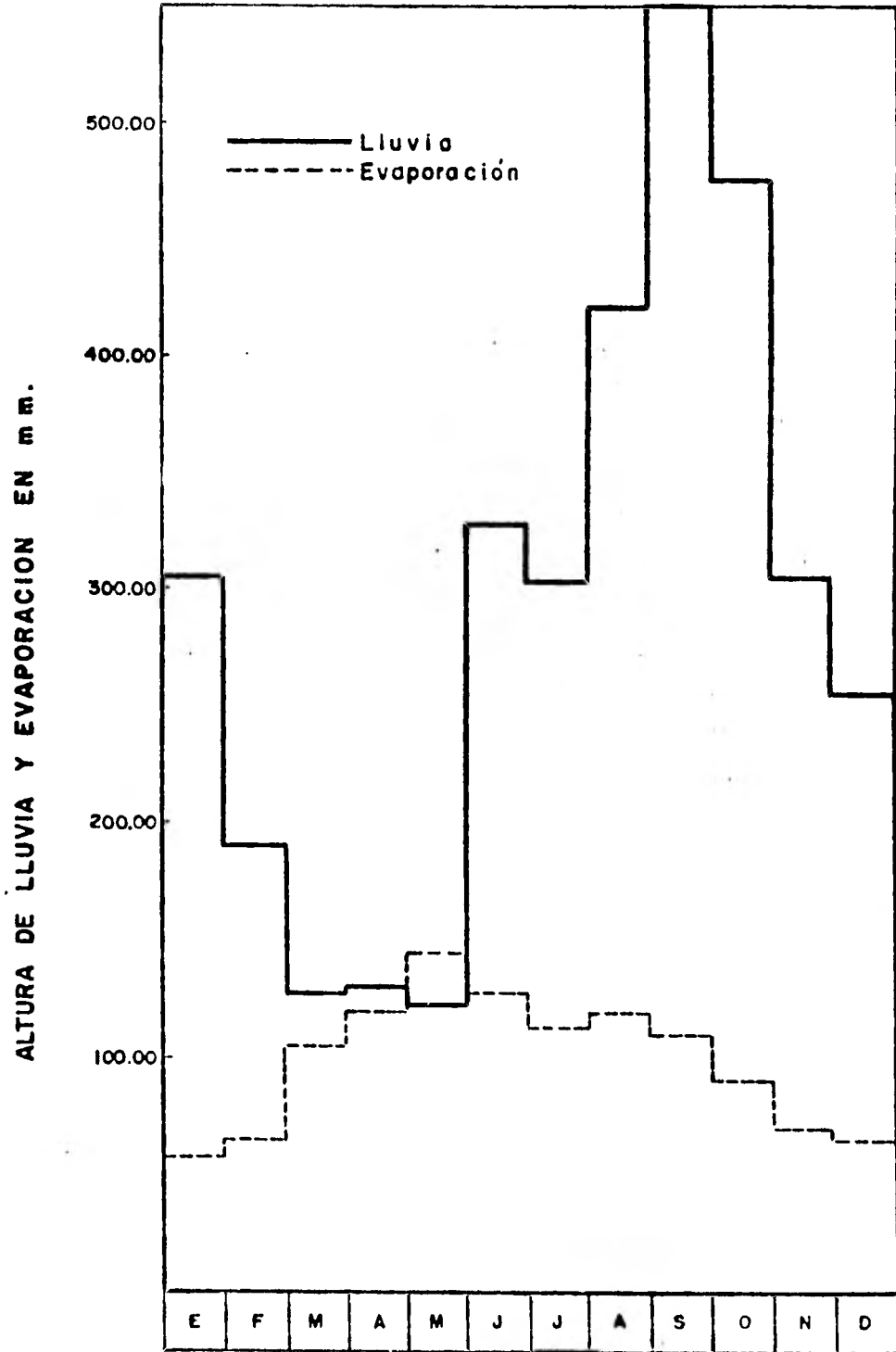


Fig 1.3

ESTACION TEAPA, TABASCO (1961-1977)

DISTRIBUCION DE EVAPORACION Y LLUVIA MENSUAL



TIEMPO EN MESES

Fig 1.4

ESTACION ALMANDRO, CHIAPAS

DISTRIBUCION DE LLUVIA Y EVAPORACION MENSUALES

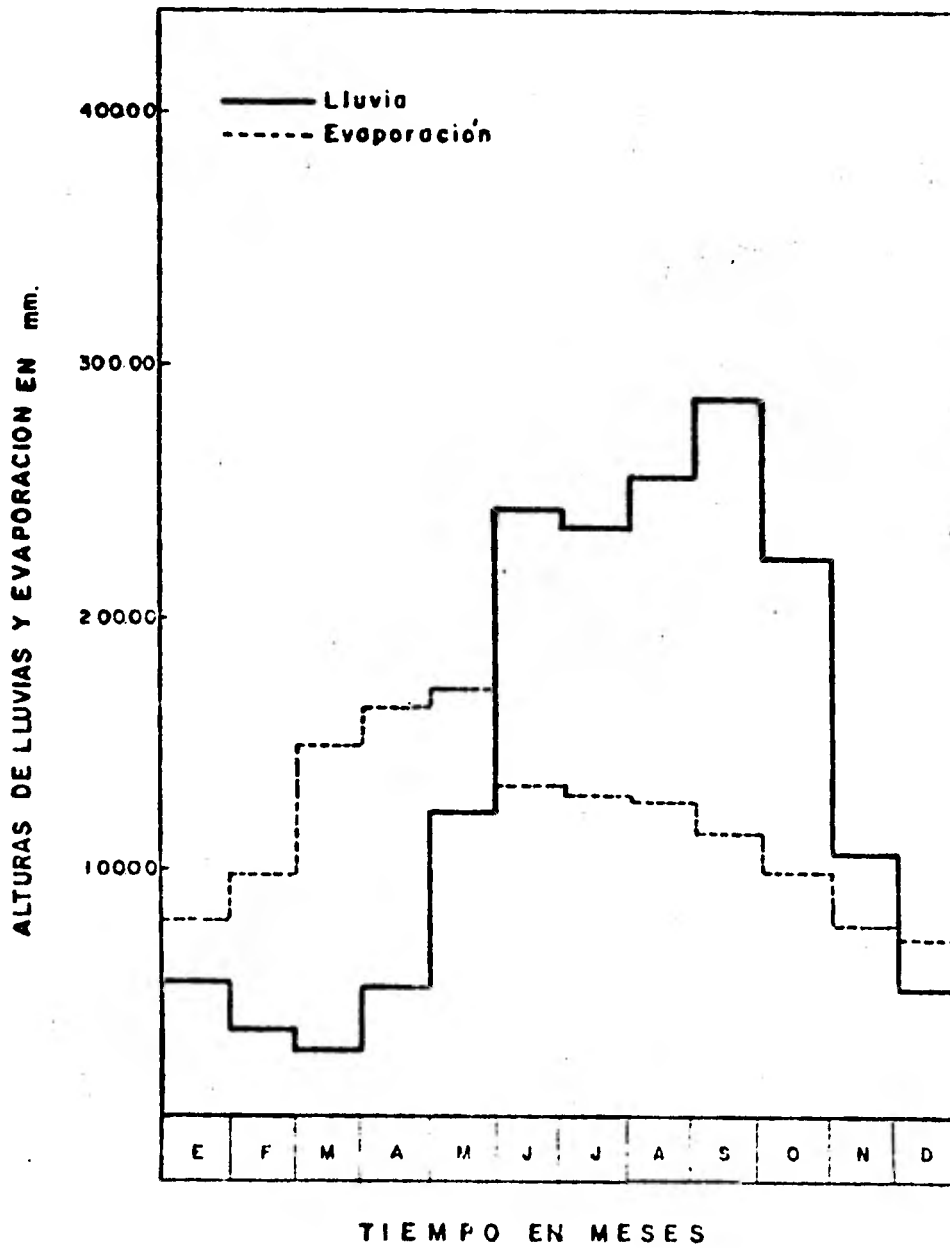


Fig. 1.5

ESTACION SIMOJOVEL, CHIAPAS

(1965-1977)

DISTRIBUCION DE LLUVIA Y EVAPORACION MENSUALES

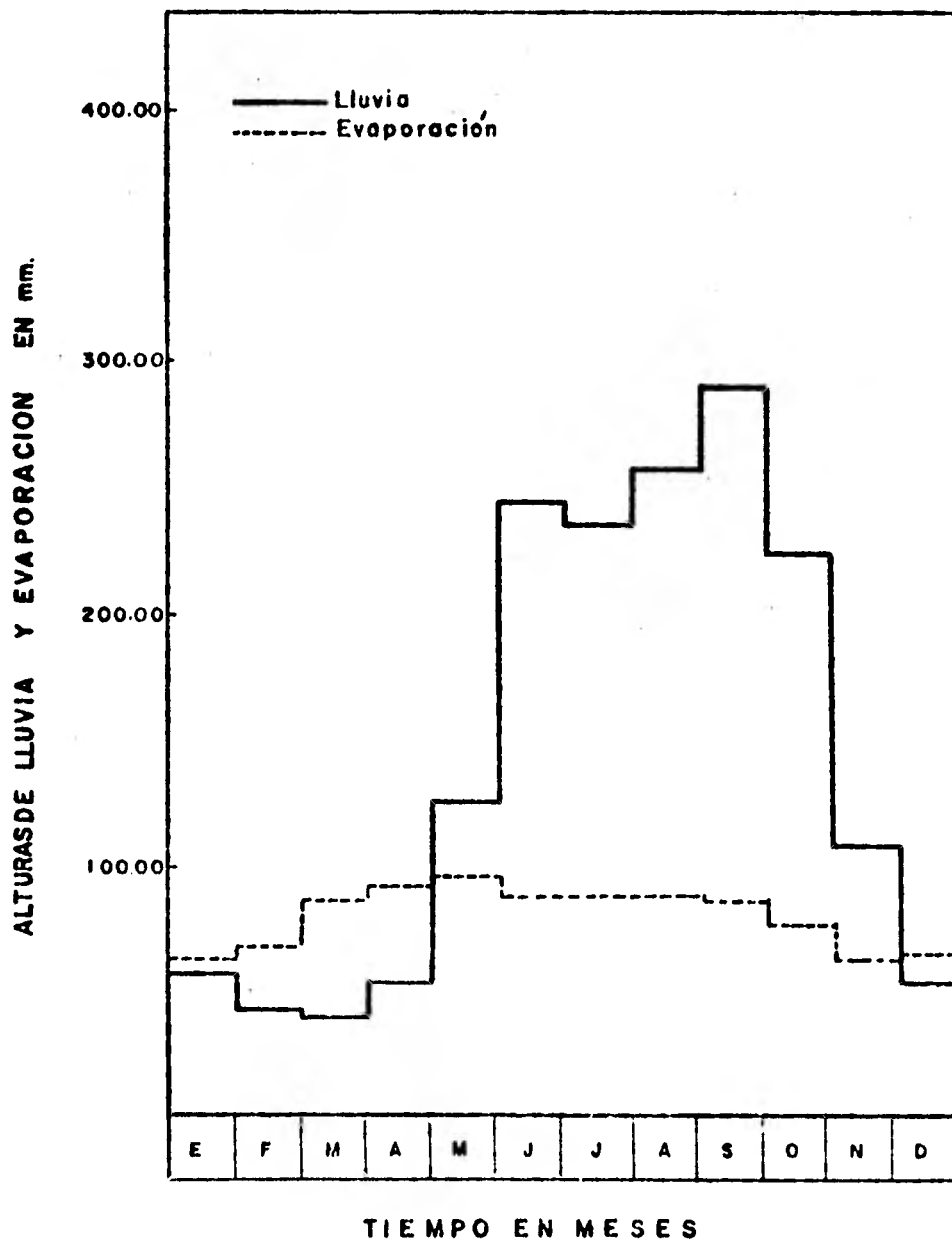


Fig. 1.6

ESTACION CHENALHO, CHIAPAS

DISTRIBUCION DE LLUVIA MENSUAL

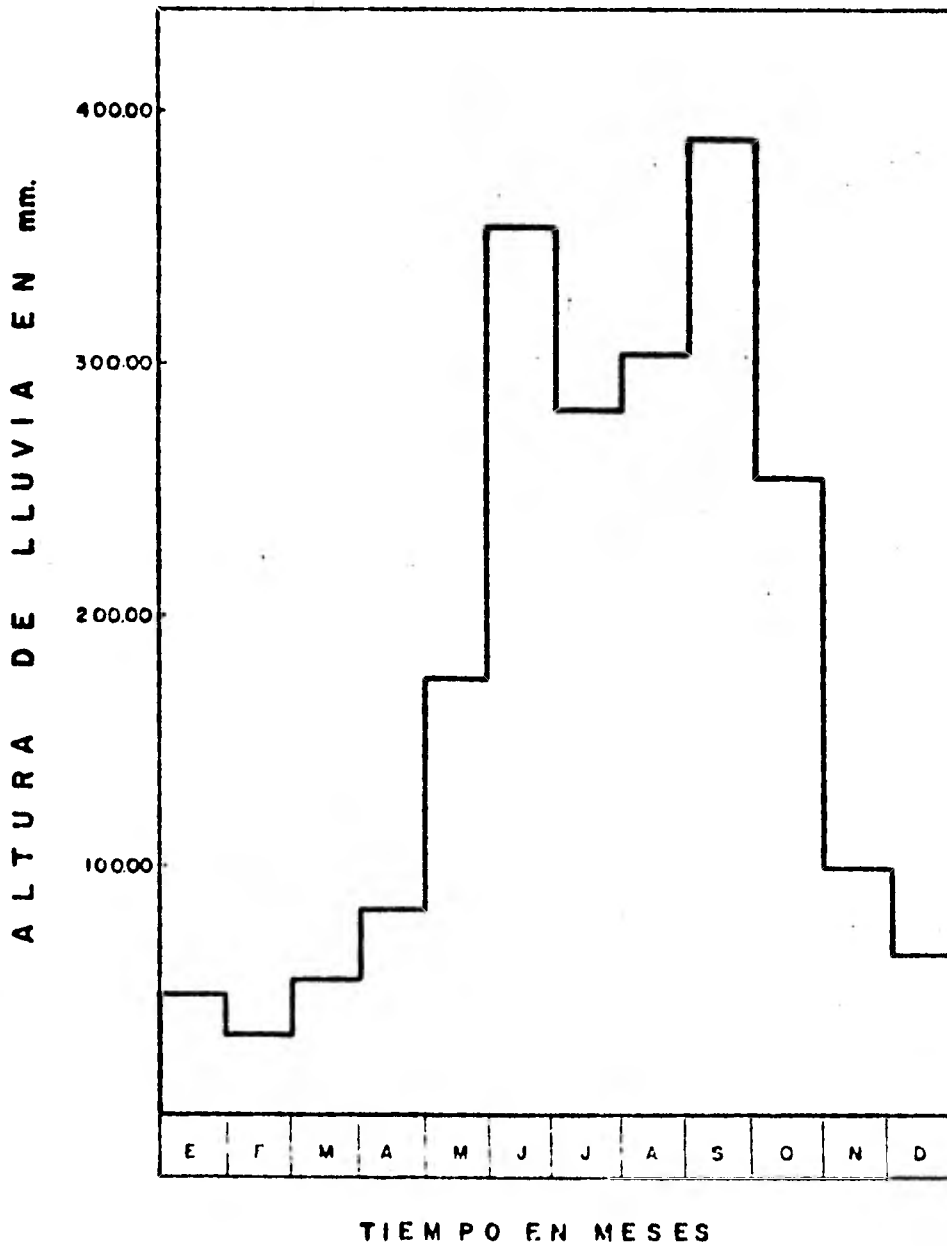
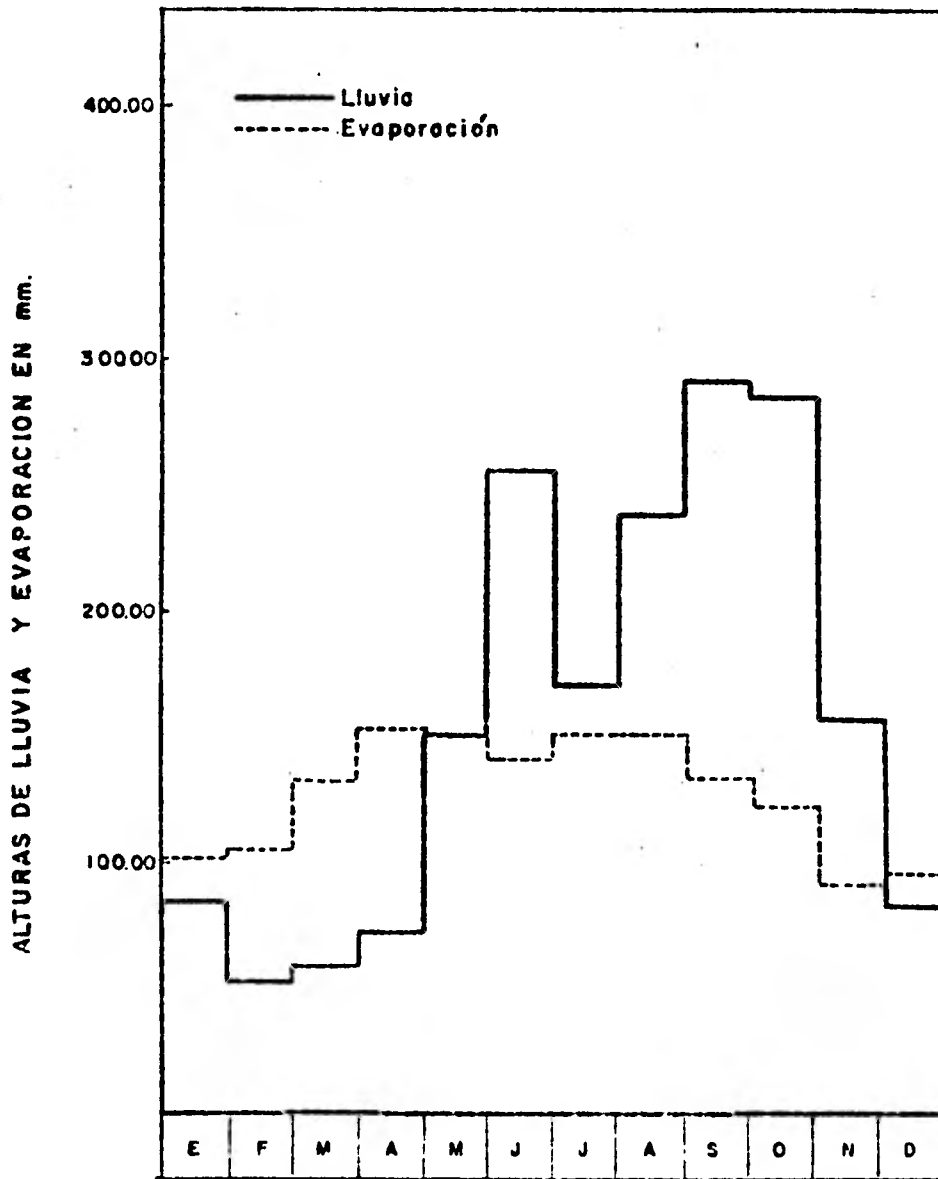


Fig. 1.7

ESTACION GUAQUITEPEC, CHIAPAS

(1966-1978)

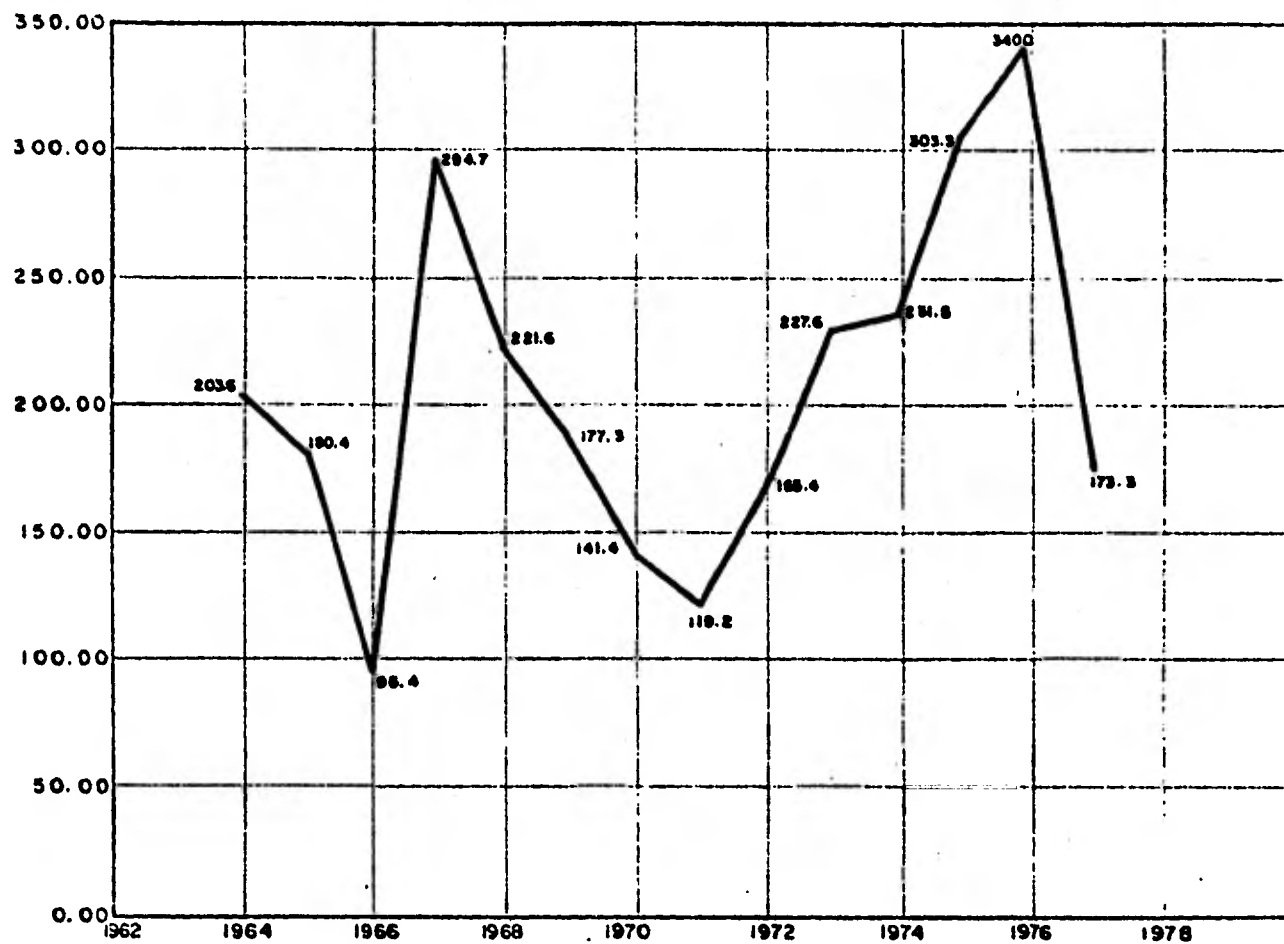
DISTRIBUCION DE LLUVIA Y EVAPORACION MENSUALES



TIEMPO EN MESES

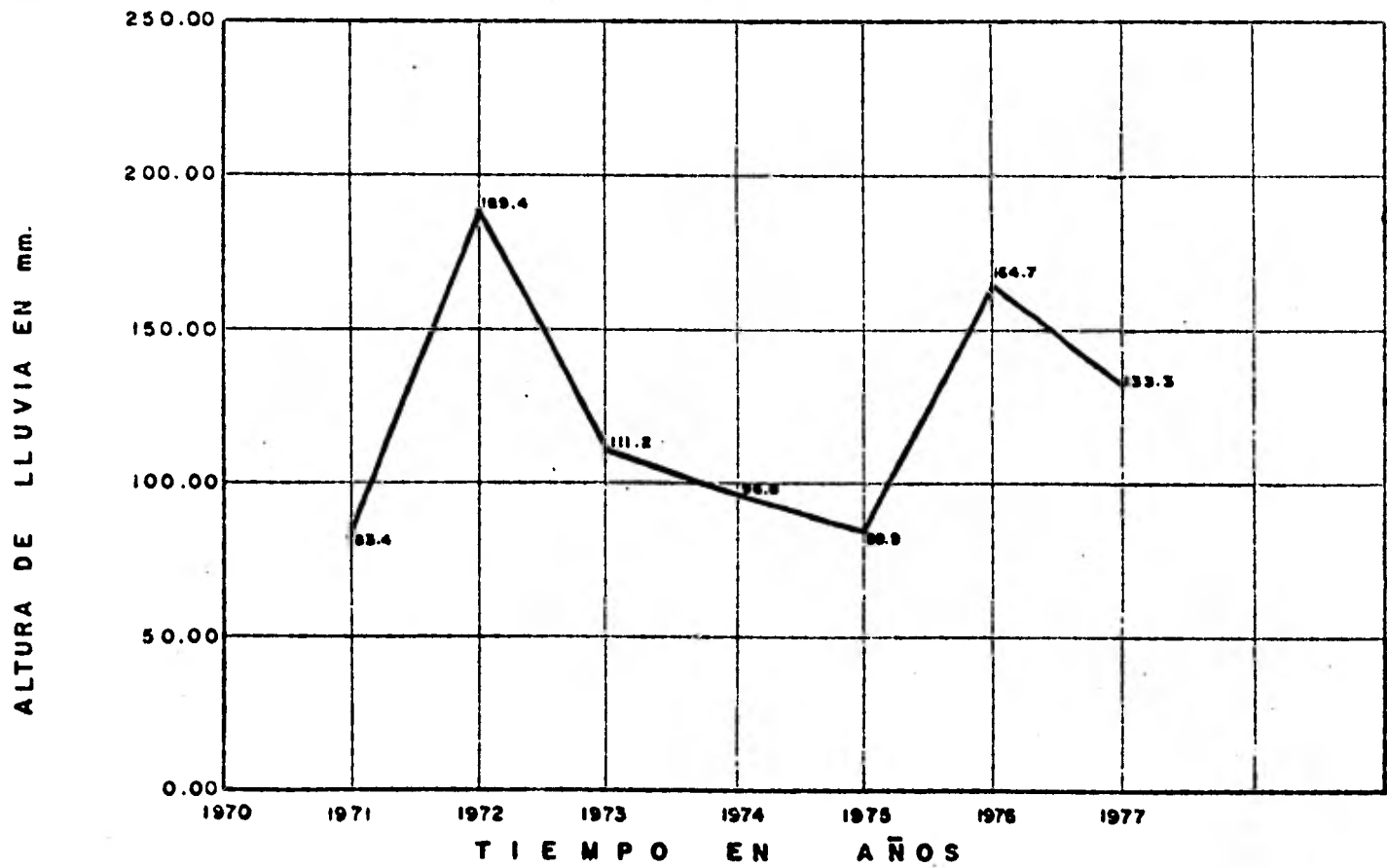
Fig. 1.8

ALTURA DE LLUVIA EN mm.



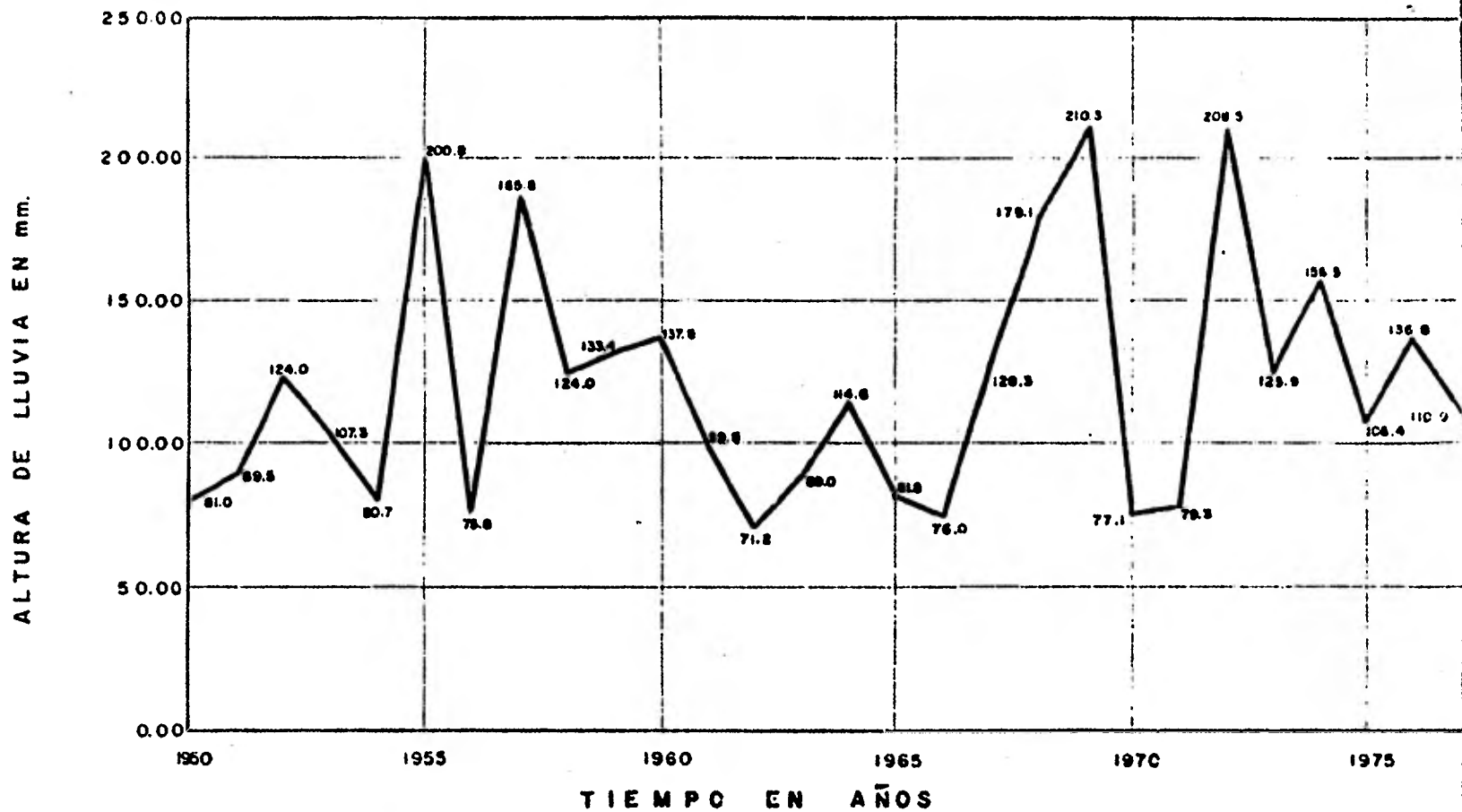
T I E M P O E N A Ñ O S
ESTACION CLIMATOLOGICA TAPIJULAPA, TABASCO
GRAFICA DE LLUVIAS MAXIMAS ANUALES
EN 24 HORAS

Fig. 1.9 .



ESTACION CLIMATOLOGICA TEQUILA, TABASCO
GRAFICA DE LLUVIAS MAXIMAS ANUALES
EN 24 HORAS

Fig. 1-10.



ESTACION CLIMATOLOGICA PUEBLO NUEVO, TABASCO

GRAFICA DE LLUVIAS MAXIMAS ANUALES

EN 24 HORAS

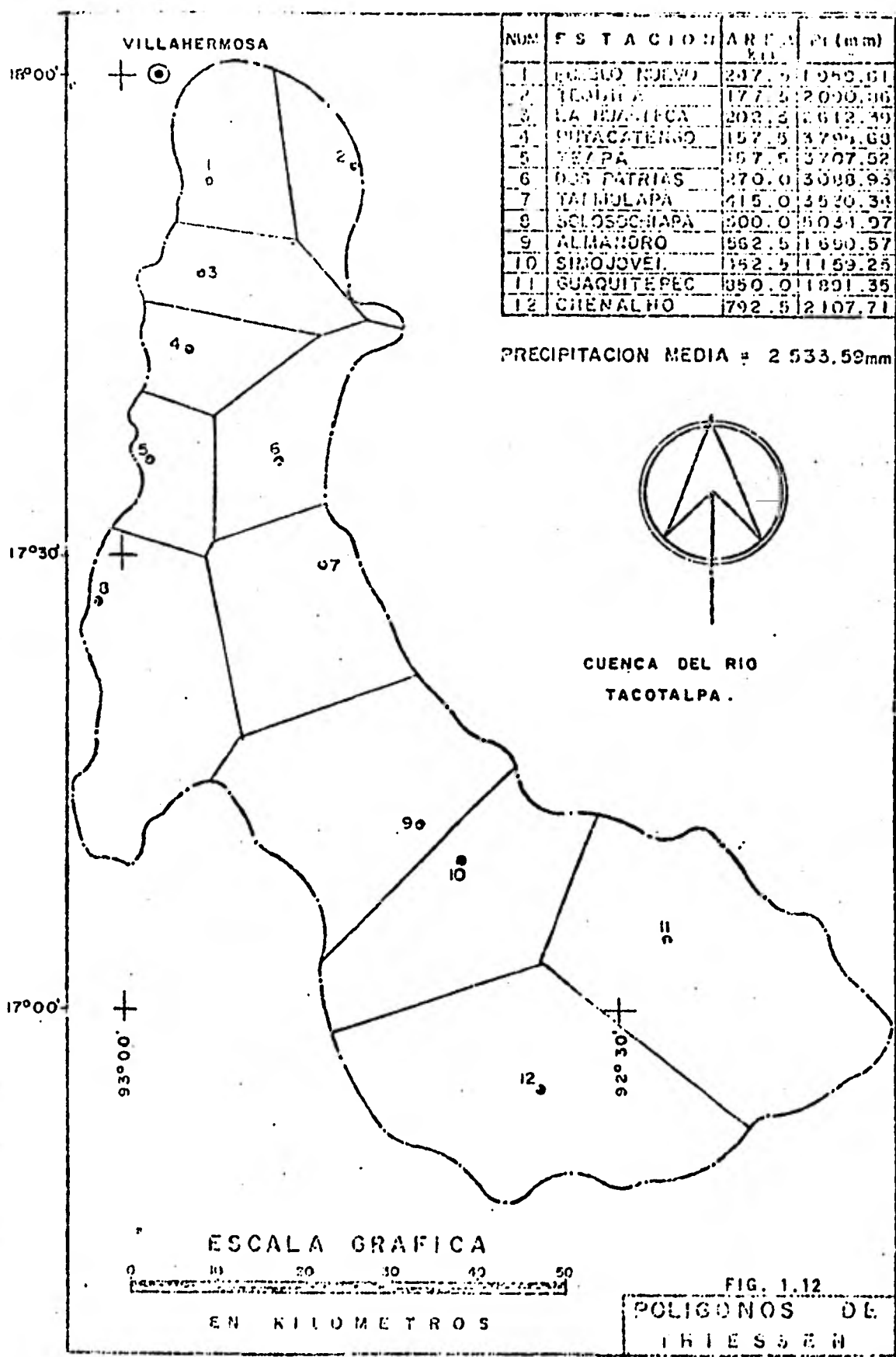
FIG. 1.11

TABLA N° 1.26

PRECIPITACION MEDIA EN LA CUENCA POR EL METODO DE POLIGONOS DE THIESSEN

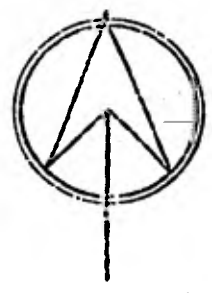
ESTACION	AREA (km ²)	PRECIPITACION REGISTRADA P _i (mm)	A _i P _i
1) PUESLO NUEVO	247.5	1 959.61	485 003.48
2) TEQUILA	177.5	2 090.86	371 127.65
3) LA HUASTECA	202.5	2 612.39	529 008.98
4) PUYACATENGO	157.5	3 795.68	597 819.60
5) TEAPA	157.5	3 707.52	583 934.40
6) DOS PATRIAS	270.0	3 088.93	834 011.10
7) TAPIJULAPA	415.0	3 530.34	146 509.10
8) SOLOSOCHIAPA	500.0	5 034.97	2 517 485.00
9) ALMANDRO	562.5	1 690.57	950 945.63
10) SIMOJOVEL	462.5	1 159.25	536 153.13
11) GUAQUITEPEC	850.0	1 891.35	1 607 647.50
12) CHENALHO	792.5	2 107.71	1 670 360.18
T O T A L :	4 795.0		12 148 587.75

$$P_m = \frac{\sum A_i P_i}{A_t} = \frac{12\ 148\ 587.75}{4\ 795.0} = 2\ 533.59 \text{ mm}$$



NUM.	ESTACION	AREA Km ²	Pi (mm)
1	BUENO BUENO	247.5	1059.61
2	TACOTALPA	177.5	2000.36
3	LA BELLA VISTA	202.5	2612.49
4	BUYACATENGO	157.5	3799.63
5	TEZAPA	157.5	3707.52
6	DOS PATRIAS	270.0	3088.93
7	TALMOLAPA	215.0	3520.33
8	SOLOSUCHAPA	300.0	3031.97
9	ALVARO	562.5	1690.57
10	SIMOJOVEL	152.5	1159.25
11	GUAQUITEPEC	350.0	1891.35
12	CHENALHO	792.5	2107.71

PRECIPITACION MEDIA = 2 533.59mm



CUENCA DEL RIO
TACOTALPA.

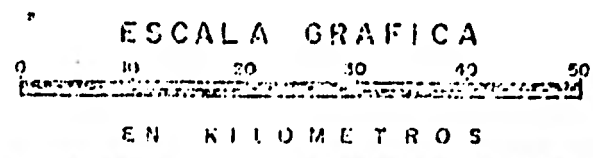


FIG. 1.12
POLIGONOS DE
TRIESTEIN

b).- Análisis de Evaporación.

De los datos de evaporación registrados en las estaciones climatológicas de la cuenca, se obtuvieron las medias, las desviaciones estándar y las varianzas para utilizar las evaporaciones medias en la obtención de climogramas para la cuenca. Además, se observó que los valores mayores de las medias de la evaporación se presentan en los meses de Abril, Mayo, Junio, Julio, Agosto y Septiembre siendo la estación Tequila la que presenta los valores mayores de los promedios de la evaporación y la estación Simojovel los valores menores de estos promedios. (Tabla No. 1.5).

Se hizo un resumen de evaporaciones extremas (Tabla No. 1.6) - del cual se observa que el valor máximo de la evaporación registrado en la cuenca se presentó en la estación Almandro en el mes de mayo, con un valor de 214 mm., en un período de registro de 12 años; el -- menor valor se presentó en la estación Simojovel en el mes de Febrero con un valor de 34.2 mm., en un período igual.

Se graficaron las distribuciones de la evaporación conjuntamente con la precipitación contra el tiempo en meses. (Ver gráficas No. 1.1 a 1.8).

TABLA N° 1.5

ANALISIS DE EVAPORACION MENSUAL (mm)

ESTACION		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DEC	ANUAL
ALMANDRO	X	80.5	97.2	148.9	163.8	170.4	133.0	129.0	127.1	113.6	97.6	77.8	72.4	1 409.6
	S	9.7	23.0	18.9	22.0	17.8	16.9	11.5	11.6	10.7	12.9	8.8	6.4	75.4
	VAR	94.0	531.2	357.5	485.6	316.4	286.4	132.4	135.4	114.2	166.6	76.8	41.4	5 685.5
SIMOJOVEL	X	62.2	67.4	84.9	89.7	94.2	86.1	86.8	87.3	85.0	76.4	62.5	64.6	960.2
	S	14.5	20.3	19.3	22.0	16.5	26.9	19.2	21.2	17.2	18.8	18.7	14.1	81.2
	VAR	211.1	411.3	372.3	484.0	273.5	724.5	369.5	448.4	296.7	355.0	350.9	197.8	6 597.9
GUAQUITEPEC	X	101.3	104.4	131.0	152.4	149.6	140.2	150.1	150.0	133.3	121.2	91.3	95.8	1 536.4
	S	11.1	9.9	10.8	21.0	19.8	15.6	13.0	14.5	17.0	13.0	14.9	11.8	58.2
	VAR	123.1	98.7	116.7	441.0	392.1	243.3	169.6	209.0	290.0	169.6	221.7	138.7	3 391.3
SOLOSOCHIAPA	X	52.3	51.7	92.6	99.8	132.9	107.9	103.3	100.6	96.6	77.7	60.1	50.4	1 014.1
	S	14.7	10.0	11.2	17.8	14.9	12.9	10.1	6.9	9.5	7.4	16.7	11.9	80.8
	VAR	217.4	99.2	126.3	317.6	223.2	165.6	102.9	47.7	90.8	55.3	277.9	140.8	6 530.6
PUEBLO NUEVO	X	58.7	67.2	104.8	125.1	144.1	127.4	126.3	123.2	104.8	88.7	70.3	60.5	1 201.2
	S	11.5	15.9	16.5	15.3	15.3	11.6	12.2	16.4	12.9	11.2	10.8	11.4	88.5
	VAR	125.5	241.9	259.8	224.3	223.0	128.4	141.7	255.6	158.2	118.8	110.9	123.0	7 470.4
DOS PATRIAS	X	65.4	71.8	108.5	125.9	147.9	132.2	125.0	127.2	108.6	92.8	73.4	64.7	1 237.4
	S	19.1	21.5	23.3	18.4	18.8	17.5	13.4	21.7	13.9	14.6	12.4	14.4	153.2
	VAR	366.0	459.9	541.7	336.8	355.0	305.5	179.2	471.2	192.1	214.6	152.7	208.2	23 467.2

TABLA N° 1.5 (Cont.)
ANALISIS DE EVAPORACION MEHSUAL (mm)

ESTACION		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEQUILA	\bar{X}	62.9	59.8	116.9	120.8	151.8	642.5	652.0	637.9	574.2	446.6	361.9	295.6	4 929.7
	S	15.1	9.7	4.4	20.0	14.6	12.4	10.1	17.3	10.5	8.4	15.4	12.7	87.0
	VAR	226.9	94.9	19.2	398.4	214.3	154.7	101.9	300.2	109.6	71.6	238.6	160.4	7 571.3
TAPIJULAPA	\bar{X}	62.0	66.2	111.3	132.4	151.5	130.1	124.8	122.1	107.5	93.3	72.5	62.8	1 229.8
	S	12.3	11.3	21.1	18.0	12.4	13.9	9.2	10.4	11.4	11.6	12.5	14.1	53.4
	VAR	152.4	127.4	445.7	324.9	152.7	192.2	84.2	108.3	130.5	133.4	156.7	199.2	2 848.0
TEAPA	\bar{X}	57.9	64.7	104.1	121.2	145.3	127.2	113.1	119.2	110.1	89.3	71.0	63.8	1 189.2
	S	10.0	13.8	15.4	14.4	17.5	17.6	25.3	16.3	27.2	12.4	13.6	12.0	100.6
	VAR	95.0	178.5	223.5	194.5	288.4	291.1	603.7	249.0	698.6	145.6	175.5	136.9	9 530.6
LA HUASTECA	\bar{X}	55.5	60.1	115.1	122.2	144.4	122.2	125.4	129.0	111.1	87.0	64.1	57.9	1 215.9
	S	10.0	12.0	5.3	25.5	27.1	13.1	8.2	8.7	11.6	8.2	12.1	14.7	91.8
	VAR	99.5	144.6	27.9	651.9	733.7	172.2	66.8	75.5	134.0	67.4	146.0	215.4	8 432.7

TABLA N° 1.6

RESUMEN DE EVAPORACIONES EXTREMAS. (mm)

ESTACION	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Pueblo Nuevo													
Máxima	80.0	95.0	132.7	157.0	169.7	144.7	146.6	147.7	123.6	106.8	86.3	74.6	1379.4
Mfnima	40.1	48.0	71.6	100.0	117.5	105.1	103.0	104.1	75.8	67.5	47.4	34.7	1048.5
La Huasteca													
Máxima	64.4	71.6	118.3	150.8	174.7	139.8	136.2	138.3	122.4	95.8	74.1	67.4	1312.2
Mfnima	44.7	47.6	109.0	101.7	110.5	108.6	116.4	118.2	100.6	76.0	46.5	36.1	1129.3
Teapa													
Máxima	79.7	100.5	129.5	144.2	186.1	169.4	133.0	150.1	135.9	118.3	89.6	86.8	1364.0
Mfnima	41.1	43.3	76.5	95.4	108.6	94.6	92.9	86.4	80.1	73.2	42.2	35.3	1003.6
Guaquitepec													
Máxima	118.6	127.6	146.9	193.9	181.4	167.4	165.4	173.2	157.7	144.8	118.5	117.4	1622.8
Mfnima	83.3	88.2	112.5	115.9	115.8	114.8	129.4	129.4	102.4	99.7	67.7	78.8	1447.0
Tapijulapa													
Máxima	83.2	91.6	166.8	163.8	168.3	163.6	148.7	136.3	125.7	110.9	94.8	87.2	1317.4
Mfnima	44.4	49.2	84.1	99.1	131.0	108.3	114.6	100.7	89.4	79.1	47.8	35.6	1155.9

TABLA N° 1.6 (Cont.)

RESUMEN DE EVAPORACIONES EXTREMAS. (mm)

ESTACION	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Tequila													
Máxima	81.8	73.2	121.5	148.8	152.4	139.5	133.5	147.2	128.2	101.2	89.7	69.9	1338.9
Mínima	45.9	49.9	113.0	101.7	135.6	113.4	117.6	105.2	103.9	77.8	48.6	38.4	1133.5
Solosochiap.													
Máxima	74.7	64.7	101.3	125.3	152.6	124.0	118.7	106.5	111.8	84.2	80.8	57.3	1104.7
Mínima	36.2	38.7	74.1	84.7	117.3	94.1	94.3	88.7	85.8	66.1	34.7	29.6	909.2
Sinajovel													
Máxima	88.6	93.2	117.5	124.9	127.2	120.6	110.7	119.1	103.1	97.0	98.2	80.5	1122.2
Mínima	40.4	34.2	62.2	61.6	52.4	36.9	49.8	39.7	51.1	35.4	33.9	38.7	648.7
Almaraz													
Máxima	92.5	160.9	179.7	194.9	214.0	172.1	145.5	144.8	135.6	113.9	86.9	87.3	1498.2
Mínima	66.8	77.2	118.8	133.9	149.5	101.9	106.3	107.1	88.9	70.7	54.1	63.2	1239.6
Dos Patrias													
Máxima	115.8	120.3	162.3	161.5	187.9	168.9	150.6	169.1	145.4	122.2	92.1	100.5	1616.8
Mínima	38.4	42.6	70.9	93.4	110.1	103.5	99.4	90.3	81.1	64.6	45.2	35.3	1016.5

II. 4.- Estudio Hidrológico.

Para el cálculo de la lluvia máxima diaria, se utilizaron los datos de las lluvias diarias de las estaciones climatológicas Pueblo Nuevo y Tapijulapa, para los meses de Junio a Noviembre, que es el período crítico de lluvias en la zona. Para conocer la variación de las características de la precipitación en la zona en relación con su frecuencia de incidencia, su duración y su influencia en los cultivos, se determinaron las curvas duración-período de retorno.

Se determinaron las alturas de precipitación para períodos --- continuos de 1 a 6 días y de 1 a 8 días, en las estaciones Pueblo -- Nuevo y Tapijulapa, respectivamente. El criterio para seleccionar - la duración del período por analizar, fué el siguiente: tomar los va lores máximos mensuales de la altura de precipitación y compararlos entre sí, hecho esto se escoge el valor máximo del año, para períodos de uno, dos, tres y hasta ocho días, este valor se divide por el núme ro de horas que corresponde a cada período analizado, con lo que se forman tablas de datos ordenados y agrupados de acuerdo a sus períodos de retorno. (Tablas 1.7 y 1.8). Donde $Tr=n/m$; Tr es el período de retorno, n es el número de años analizados y m es el orden que -- ocupa el dato.

Se aplicó en este análisis un ajuste por el método de Correlación Lineal Múltiple. Este método consiste en ajustar los valores -

a una ecuación de la forma:

$$i = \frac{K Tr^h}{d^n} \text{-----(1)}$$

Donde K, h y n son parámetros, "d" es la duración de la lluvia en minutos, "i" es su intensidad en mm/hora y "Tr" es su periodo de retorno en años.

Aplicando logaritmos a la ecuación (1) se tiene:

Log i = log k + h log Tr - n log d , y esta puede escribirse como:

$$y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 \text{-----(2)}$$

Donde log i = y, logTr = X₁ y log d = X₂

Para la estimación de los parámetros a₀, a₁ y a₂ , se empleó el análisis de correlación lineal de tres variables. Haciendo la sustitución de estos valores en la ecuación (1) esta queda de las siguientes formas :

(a) Para la estación Pueblo Nuevo

$$i = 549.8 \frac{Tr^{0.40}}{d^{0.70}} \text{-----(3)}$$

(b) Para la estación Tapijulapa :

$$i = 772.3 \frac{Tr^{0.40}}{d^{0.70}} \text{-----(4)}$$

Las ecuaciones (3) y (4) se resolvieron aplicando valores de periodo de retorno (Tr) de 1,2,5 y 10 años y estos resultados se -- gráfizaron en las figuras No. 1.13 y 1.14 que son las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno.

CALCULO DEL REGIMEN DE ESCURRIMIENTO DEL RIO TACOTALPA.

El río Tacotalpa, está seleccionado por la Comisión Federal de Electricidad para desarrollar el proyecto hidroeléctrico denominado Itzantún que regulará el río Tacotalpa, salvo en ocasiones excepcionales.

Es por esto, que se hicieron dos estimaciones de la cantidad de agua disponible en el río Tacotalpa una, considerando el cambio en el régimen de escurrimientos del río debido al efecto provocado por el funcionamiento del proyecto hidroeléctrico Itzantún, y otra, según las condiciones actuales.

ESTIMACION DEL REGIMEN DE ESCURRIMIENTOS EN LA ESTACION TAPIJULAPA

a).- Sin considerar el proyecto hidroeléctrico Itzantún.

De los datos hidrométricos registrados en la estación Tapijulapa, se tomaron los volúmenes mensuales medios (Tabla No. 1.9), en donde se observa que el volumen promedio anual es de 3,385 millones

de m^3 . De la tabla No. 1.10 se observa que el gasto medio anual es de $107.3 m^3/s$. El gasto máximo registrado es de $3,386 m^3/seg$. (Tabla No. 1.11) y el gasto mínimo es de $7.4 m^3/seg$.

b).- Considerando el proyecto hidroeléctrico Itzantún.

Según el estudio realizado por la Comisión Federal de Electricidad para el funcionamiento del proyecto hidroeléctrico Itzantún, - el volumen mensual constante que aportará la presa hidroeléctrica - será del orden de $222 \times 10^6 m^3$ correspondiendo a un gasto medio de $85.65 m^3/seg$.

Como en el estudio de Itzantún se propone un factor de planta igual a 0.5, entonces el gasto instantáneo será de $171.3 m^3/seg$. -- turbinados durante 12 hrs., al día.

Para obtener el gasto mínimo se consideraron las condiciones más desfavorables, esto es, cuando a la presa hidroeléctrica Itzantún no se le está extrayendo ningún gasto, entonces el gasto mínimo será la cantidad de agua acumulada en Tapijulapa debida a los escurrimientos aguas abajo de la descarga de Itzantún más los escurrimientos del río Amatlán. Este gasto es de $1.22 m^3/seg$.

Con el objeto de obtener el gasto máximo de diseño para la derivadora, se considera, en el caso de estar construida la presa Itzantún, el gasto máximo derramado por la presa al transitar la avenida

máxima probable.

Esta avenida fue calculada por la Comisión Federal de Electricidad, mediante la aplicación del método de transposición de tormentas, suponiendo que las condiciones del ciclón Bebe y el Beaulah -- pueden incidir en la zona con un defasamiento de 4 días. El gasto máximo es de 11,787 m³/seg., y será regulado por la presa Itzantún a 3,600 m³/seg.

DETERMINACION DEL GASTO MAXIMO EN LA ESTACION TAPIJULAPA

El gasto máximo de diseño para la presa derivadora Tacotalpa se estimó con las magnitudes de las avenidas máximas probables, por los métodos estadísticos y las curvas envolventes de Creager y Lowry. Para los métodos estadísticos se consideraron los valores máximos anuales de los gastos instantáneos de la estación Tapijulapa -- (Tabla No. 1.11). Estos gastos se procesaron aplicando los métodos de Gómbel Nash, Levediev, Pearson III y Log Pearson III, con periodos de retorno de 15, 30, 40, 50, 100, 1,000, y 10,000 años, los resultados se encuentran en la figura No. 1.15.

Para obtener el gasto máximo instantáneo por unidad de área, se utilizó el criterio de las curvas envolventes de Creager y Lowry; se usaron las gráficas correspondientes a la región hidrológica No.

30 del boletín publicado por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Con el área de la cuenca del río Tacotalpa hasta la estación Tapijulapa (3,219 Km²) se obtiene, con la envolvente de Cregar un gasto de 2.2 m³/seg./Km²., que equivale a un gasto total de - 7,081.8 m³/seg., con la envolvente a un gasto total de 6,438m³/seg.

TABLA 1-7

INTENSIDADES MAXIMAS DE LLUVIA (mm/hr) ORDENADAS DE ACUERDO A SU PERIODO DE RETORNO EN LA ESTACION "PUEBLO NUEVO", TAB.

PERIODO 1949-1976.

ORDEN	Tr AÑOS	D U R A C I O N (mín.)					
		1 440	2 880	4 320	5 760	7 200	8 640
1	28.00	8.37	5.25	3.90	3.28	2.87	2.55
2	14.00	7.74	4.94	3.63	2.97	2.52	2.25
3	9.33	6.23	4.52	3.47	2.97	2.49	2.10
4	7.00	5.70	4.22	3.42	2.95	2.13	2.03
5	5.60	5.56	4.01	2.99	2.62	2.11	1.94
6	4.67	5.44	3.76	2.98	2.51	2.00	1.88
7	4.00	5.40	3.75	2.90	2.48	1.93	1.76
8	3.50	5.35	3.59	2.87	2.33	1.91	1.64
9	3.11	5.25	3.51	2.84	2.22	1.62	1.48
10	2.80	5.19	3.35	2.59	2.11	1.58	1.35
11	2.55	4.52	3.33	2.40	2.03	1.51	1.27
12	2.33	4.45	2.96	2.06	1.88	1.46	1.26
13	2.15	4.30	2.86	2.03	1.77	1.43	1.22
14	2.00	4.15	2.85	1.94	1.74	1.37	1.19
15	1.87	3.85	2.71	1.93	1.50	1.35	1.17
16	1.75	3.73	2.69	1.91	1.50	1.29	1.14
17	1.65	3.71	2.67	1.87	1.49	1.27	1.10
18	1.56	3.71	2.55	1.85	1.48	1.24	1.09
19	1.47	3.41	2.47	1.81	1.45	1.23	0.93
20	1.40	3.36	2.45	1.80	1.36	1.10	0.91
21	1.33	3.30	2.40	1.80	1.35	1.10	0.89
22	1.27	3.30	2.29	1.74	1.35	1.02	0.88
23	1.22	3.21	1.98	1.60	1.29	0.98	0.88
24	1.17	3.16	1.93	1.47	1.29	0.87	0.84
25	1.12	3.13	1.89	1.44	1.24	0.78	0.70
26	1.08	3.02	1.82	1.37	0.97	0.76	0.68
27	1.04	2.97	1.73	1.37	0.95	0.76	0.65
28	1.00	2.73	1.39	1.11	0.85	0.57	0.53

TAELA 1.8

INTENSIDADES MAXIMAS DE LLUVIA (mm/hr) ORDENADAS DE ACUERDO CON SU PERIODO DE RETORNO EN LA ESTACION "TAPIJULAPA", TAB. PARA EL PERIODO 1962-1976.

ORDEN	Tr AÑOS	D U R A C I O N (min).							
		1 440	2 880	4 320	5 760	7 200	8 640	10 080	11 520
1	15.00	12.64	9.40	6.32	4.74	3.68	3.35	3.03	2.97
2	7.50	9.65	5.84	4.52	3.97	3.19	2.74	2.64	2.37
3	5.00	9.48	5.54	4.35	3.73	3.17	2.70	2.39	2.15
4	3.75	8.80	5.38	4.36	3.72	3.02	2.65	2.36	2.14
5	3.00	8.17	5.25	3.86	3.35	2.79	2.42	2.10	1.94
6	2.50	8.15	4.95	3.64	2.68	2.41	2.23	1.97	1.91
7	2.14	7.52	4.57	3.56	2.64	2.39	2.08	1.93	1.71
8	1.58	7.39	4.10	2.89	2.49	2.25	2.08	1.66	1.58
9	1.67	6.89	3.84	2.86	2.44	2.16	1.78	1.69	1.51
10	1.50	5.87	3.58	2.73	2.23	2.11	1.65	1.61	1.50
11	1.36	5.48	3.55	2.62	2.16	1.83	1.54	1.57	1.43
12	1.25	5.25	3.54	2.53	2.13	1.79	1.53	1.36	1.22
13	1.15	5.02	3.05	2.42	2.06	1.76	1.49	1.36	1.20
14	1.07	4.02	3.03	2.25	2.03	1.66	1.08	1.01	1.03
15	1.00	3.07	2.16	1.71	1.40	1.17	0.97	0.83	0.82

TABLA 1.9

VOLUMENES MENSUALES REGISTRADOS. ESTACION TAPIJULAPA
(Millones de m³)

MES AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1965	189.321	139.148	147.340	51.192	79.472	221.170	257.710	338.760	345.114	755.238	282.206	281.222	3 087.954
1966	234.198	152.522	137.072	108.095	88.429	599.371	521.766	265.555	591.566	687.386	347.605	240.824	3 974.368
1967	323.502	139.152	102.484	75.149	61.707	277.415	137.749	183.576	478.844	1 023.524	303.449	364.026	3 550.578
1968	234.955	194.847	121.183	66.681	133.717	284.579	384.614	199.124	482.311	938.571	190.410	252.125	2 953.516
1969	164.214	71.017	69.501	79.336	69.453	202.619	439.085	729.037	942.173	396.589	589.848	199.563	3 952.457
1970	146.539	134.864	64.080	41.972	129.632	341.959	540.128	682.423	796.345	679.577	504.501	122.318	4 164.533
1971	73.732	56.660	130.651	83.973	41.116	153.969	245.927	435.504	594.061	479.236	357.505	113.726	2 766.059
1972	111.280	118.985	57.306	43.277	57.432	264.870	285.706	291.638	345.692	297.948	182.653	338.455	2 595.252
1973	104.285	94.061	50.340	39.501	107.621	273.973	231.001	1 281.524	412.534	850.140	350.731	278.835	4 074.702
1974	86.574	226.662	98.926	192.930	79.579	365.993	448.029	191.560	887.921	647.401	348.986	210.325	3 924.856
1975	199.805	83.411	68.572	37.325	47.334	141.538	149.478	153.038	632.394	903.363	591.013	140.720	3 197.992
1976	319.441	194.769	84.764	56.169	98.968	285.870	460.575	320.293	382.562	525.638	455.581	334.294	3 516.924
1977	138.400	92.590	95.392	52.887	63.167	211.132	115.336	292.608	357.964	281.187	335.628	349.797	2 386.087
SUMA	2 526.346	1 698.688	1 227.611	877.295	1 057.627	3 624.858	4 137.104	5 364.640	7 299.537	8 325.858	4 840.116	3 176.260	44 007.139
PROMEDIO	178.950	130.668	94.432	73.108	81.356	278.835	318.239	412.665	561.503	640.451	372.317	244.328	3 385.165

Vol Promedio Anual = 3 385.165 x 10⁶ m³

TABLA 1.10

GASTOS MEDIOS MENSUALES REGISTRADOS. ESTACION TAPIJULAPA
(m³/seg)

MES AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1965	70.68	57.52	55.01	19.75	29.67	85.33	96.22	126.48	133.15	282.00	108.88	105.00	97.92
1966	87.44	63.05	51.18	41.70	33.02	231.24	194.81	99.15	228.23	256.64	134.11	89.91	126.03
1967	120.78	57.52	38.26	28.99	23.04	107.03	51.43	68.54	184.74	404.54	117.07	135.91	111.95
1968	87.72	77.76	45.24	25.73	49.92	109.95	113.73	74.34	186.08	201.08	73.46	75.46	93.40
1969	61.31	29.36	25.95	30.61	25.93	78.17	163.94	272.19	363.49	148.07	227.56	74.52	125.33
1970	54.71	55.75	23.92	16.19	48.40	131.93	201.66	254.79	307.23	253.72	194.64	45.67	132.68
1971	27.53	23.42	48.78	32.40	15.35	59.40	91.82	162.60	229.19	178.93	137.93	42.46	87.71
1972	41.55	47.49	21.40	16.70	21.44	102.19	106.67	108.89	133.37	111.24	70.47	126.37	75.75
1973	38.97	38.88	18.79	15.24	40.18	105.70	86.25	478.47	159.18	317.41	135.31	104.11	129.21
1974	32.32	93.69	36.94	74.43	29.71	141.20	167.20	71.52	342.56	316.35	134.64	78.53	126.36
1975	74.60	34.48	25.60	14.40	17.67	54.61	55.81	57.14	263.27	337.28	228.01	52.54	101.41
1976	119.27	77.73	31.65	21.67	36.95	110.29	171.96	119.58	147.59	196.25	175.76	124.81	111.58
1977	51.67	38.27	35.62	20.40	23.58	81.46	43.06	109.25	138.10	104.98	129.49	130.60	75.66
SUMA	868.55	694.92	458.34	358.21	394.86	1 398.50	1 544.64	2 002.94	2 816.18	3 107.79	1 867.33	1 185.89	1 394.99
PROMEDIO	66.81	53.46	35.26	27.55	30.37	107.58	118.82	154.07	216.63	239.06	143.64	91.22	107.31

Q medio anual = 107.01 m³/seg.

TABLA 1.11

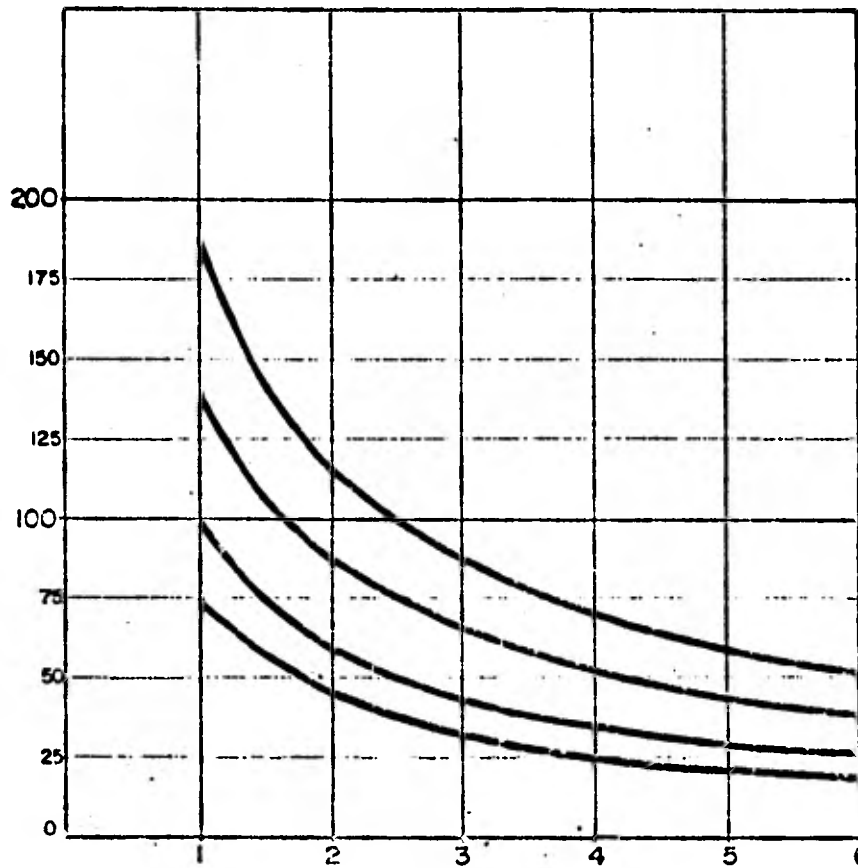
GASTOS MAXIMOS MENSUALES REGISTRADOS. ESTACION TAPIJULAPA
(m³/seg)

MES AÑO	ENE	FEB	MZO	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Q _{max} ANUAL
1965	277.00	243.80	622.00	160.93	212.00	281.60	440.00	318.29	373.14	1 009.12	373.14	359.43	1 009.12
1966	270.00	205.25	229.30	156.00	88.00	1 328.88	491.71	289.60	914.28	1 095.88	528.00	318.40	1 328.88
1967	699.96	155.43	177.71	72.62	92.25	500.00	114.75	180.00	2 300.80	3 386.00	454.05	2 181.62	3 386.00
1968	633.10	366.15	192.34	125.10	415.40	537.90	619.20	172.94	737.00	1 080.20	209.00	389.48	1 080.20
1969	333.20	126.00	72.93	88.50	86.25	291.90	680.75	1352.00	1 114.00	515.63	1 760.00	272.98	1 760.00
1970	554.40	300.00	46.93	24.60	383.50	947.80	717.65	1541.04	1 165.60	1 273.00	796.60	80.00	1 541.04
1971	34.94	51.08	196.70	293.40	33.30	132.80	325.55	397.60	1 238.40	907.00	1 367.10	34.73	1 367.10
1972	167.50	370.04	125.00	23.10	76.40	300.12	501.20	264.19	261.76	406.72	340.96	1 149.60	1 149.60
1973	191.00	126.85	65.10	54.50	333.27	364.07	281.60	3142.25	570.30	1 301.30	1 698.80	353.10	3 142.25
1974	51.84	1 011.01	112.13	544.79	112.13	593.00	717.20	320.20	3 200.00	903.00	971.40	413.20	3 200.00
1975	483.20	155.20	217.40	17.92	70.84	112.00	193.88	240.50	1 096.80	2 020.00	1 877.60	88.61	2 020.00
1976	456.90	286.00	79.00	74.20	922.50	501.00	789.43	1 207.50	410.50	1 089.00	728.50	432.60	1 207.50
1977	150.90	76.39	174.70	43.47	58.50	331.143	182.20	575.00	514.00	593.50	1 363.50	1 060.85	1 363.50
MAXIMO	699.96	1 011.01	622.00	544.79	922.50	1 328.88	789.43	3 142.25	3 200.80	3 386.00	1 877.60	2 161.62	3 386.00

Q MAXIMO ANUAL 3 386 m³/seg.

**CURVAS INTENSIDAD-DURACION-PERIODO DE RETORNO
ESTACION PUEBLO NUEVO , TAB.
PERIODO (1949 - 1976)**

INTENSIDAD DE LLUVIA EN MILIMETROS POR DIA



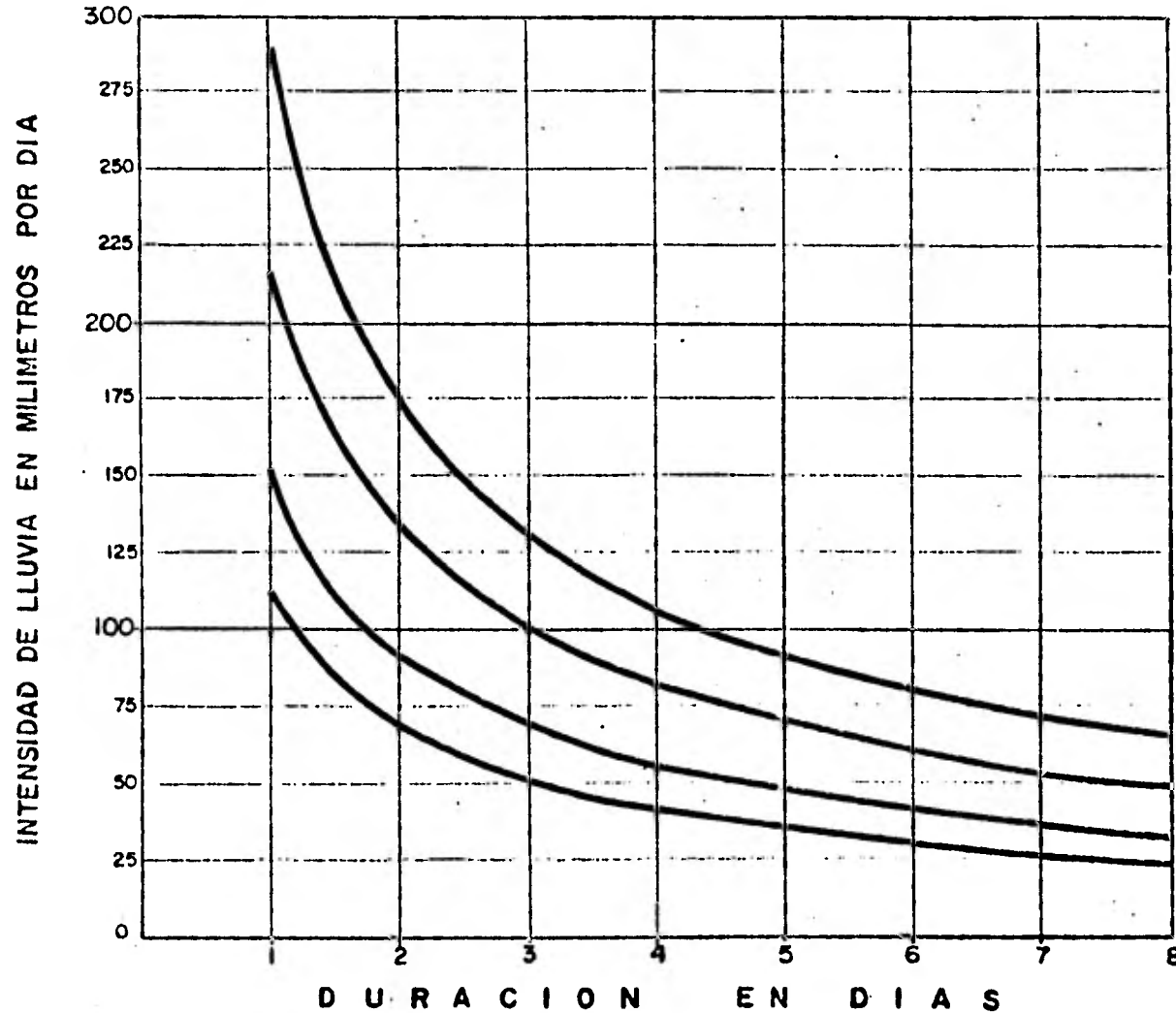
$$i = 549.80 \frac{Tr^{0.40}}{d^{0.71}}$$

- Tr = 10 Años
- Tr = 5 Años
- Tr = 2 Años
- Tr = 1 Año

DURACION EN DIAS

Fig.1.13

**CURVAS INTENSIDAD-DURACION-PERIODO DE RETORNO
ESTACION TAPIJULAPA, TAB
PERIODO (1962 - 1976)**



$$i = 772.30 \frac{T_r^{0.40}}{d^{0.70}}$$

Tr = 10 Años

Tr = 5 Años

Tr = 2 Años

Tr = 1 Año

Fig. 1.14

1.5.- Estudio Geológico Regional.

Se realizó un estudio fotogeológico con objeto de obtener la información geológica de tipo regional necesaria para definir la litología de la zona, los rasgos estructurales tales como fallas y fracturas, y la presencia de fenómenos de disolución ya que en el área de estudio aparecen rocas carbonatadas.

Con esta información se analizaron las alternativas de eje de boquilla seleccionadas topográficamente y se preparó un mapa fotogeológico a escala 1: 50,000 el que se presenta en el plano No. 1.2 La descripción geológica de las diferentes boquillas estudiadas se presenta en el siguiente capítulo denominado Estudios de Campo.

Para verificar en campo esta geología a mayor detalle, se realizó un recorrido por el río Tacotalpa en una longitud de 9 Km. que comprende la zona estudiada en la fotogeología, verificando los contactos litológicos, la posición estratigráfica, la petrografía, el grado de alteración de la roca, su fracturamiento y permeabilidad así como aspectos estratigráficos y tectónicos que afectan la estabilidad de las rocas. Durante el proceso interpretativo se tomó en cuenta la evolución geomorfológica y el estudio del escurrimiento superficial, en donde se observó que al sur y oriente de Tapajulapa el agua meteórica se infiltra por las dolinas y ductos de -

disolución, sin desarrollo de drenaje superficial. Básicamente en la zona se distinguieron 3 tipos de unidades :

1).- Calizas, caracterizadas por presentar abundantes dolinas, así como por estar afectadas por fallas y fracturas, con drenaje superficial poco desarrollado.

2).- Lutitas con intercalaciones de margas y calizas que presentan formas topográficas suaves y es la unidad que persiste a ambos márgenes del río Tacotalpa, con mayor estabilidad con respecto a las calizas, fuertemente atacadas por el intemperismo, y drenaje dendrítico poco desarrollado.

3).- Aluvión y suelos residuales en los márgenes del río Tacotalpa.

Estas unidades junto con los rasgos estructurales de la zona se presentan en el plano No. 2.1 que se anexa.

El área estudiada se compone a grandes rasgos de tres unidades topográficas bien marcadas.

La primera unidad forma la zona que ocupa la parte norte y la porción sur-central constituyendo una zona montañosa integrada por rocas calcáreas con elevaciones de 300 a 400 m. sobre el nivel del río Tacotalpa. Una segunda unidad la constituye la presencia de lu-

titas y margas formando lomeríos de poca elevación.

La tercera unidad la constituye una extensa zona plana en la porción oriental aguas abajo del Río Tacotalpa formada por lutitas erosionadas y depósitos aluviales. Dentro de los límites del área estudiada se encuentra una porción de la cuenca del río Tacotalpa -- formada por dicho río y el de Amatán que tiene su confluencia frente al poblado de Tapijulapa. El tramo del río Tacotalpa que fue analizado está en una región constituida de calizas, lutitas y depósitos aluviales.

Las calizas afloran en general hacia la margen derecha del -- río Tacotalpa aguas arriba de Tapijulapa llegando ocasionalmente a alcanzar el lecho del río, el que fundamentalmente ha labrado su -- cauce a través de lutitas. Las calizas son de color gris y se presentan masivas, teniendo la característica de tener abundantes dolinas y ductos de disolución. De acuerdo con estudios regionales -- se sabe que corresponden a las llamadas calizas "Sierra Madre" de -- edad cretácica que se encuentran en la región de Teapa-Tapijulapa -- y que se continúan hasta el norte de Chiapas.

En el recorrido de reconocimiento pudo observarse una alternativa para el sitio de la presa propuesta por la Comisión del Grijalva en donde la margen derecha está precisamente sobre estas calizas con cavernas de disolución. Sobreyaciendo a las calizas se --

encuentran lutitas duras con algunas capas delgadas de margas y lutitas arenosas, cuya edad es de principios del terciario. Estas rocas se encuentran en las proximidades del río Tacotalpa.

C A P I T U L O I I**Estudio de Boquillas.**

Haciendo un resumen de las conclusiones del estudio hidrológico se tiene que :

Periodos de estiaje y lluvia, se definen claramente de Febrero a Mayo y de Junio a Enero respectivamente.

Potencialidad del Río Tacotalpa.

El régimen del Río Tacotalpa se ve influenciado por la posible construcción del proyecto Hidroeléctrico de Itzantún, el cual se localiza a 38 Km. aguas arriba de la población de Tapijulapa, Tab.

Actualmente el régimen del Río Tacotalpa sin tomar en cuenta la construcción de Itzantún, esta registrado en la estación Hidrométrica localizada sobre el Río Tacotalpa en las inmediaciones de Tapijulapa, Tab., donde se tiene: un gasto mínimo medio diario en el mes de Mayo de $14.50 \text{ m}^3/\text{s.}$, un gasto mínimo instantáneo de $8.8 \text{ m}^3/\text{s.}$ que se presentó en lapso de registro 3 veces.

El gasto máximo registrado es de $3,386 \text{ m}^3/\text{s.}$, correspondiéndole un periodo de retorno de 15 Años.

El régimen del Río con la construcción de la presa Itzantún -- descargará por la casa de maquinas un gasto de $171 \text{ m}^3/\text{s}$. durante 12 horas al día. El gasto máximo de descarga por el vertedor será de $3,600 \text{ m}^3/\text{s}$. correspondiente al resultado del tránsito de la avenida máxima probable.

De las consideraciones expresadas anteriormente se concluye -- que para rehabilitar e incorporar al riego las 15,000 ha. se requiere como obra de cabeza una presa derivadora con una capacidad de $15 \text{ m}^3/\text{s}$. que es semejante a los gastos mínimos del Río Tacotalpa.

II.1.- Estudios de Campo.

Con el objeto de identificar los sitios en que se reunieran -- las características de boquilla, se realizaron reconocimientos de -- campo previa observación de los pares estereoscópicos de fotografías aéreas escala 1:50,000 en donde como primer paso se marcaron los sitios probables para el emplazamiento de la presa derivadora, así como también el sitio identificado en los estudios de gran visión realizados por la Comisión del río Grijalva en el año de 1977. Como resultado de la observación de los pares estereoscópicos se identificaron siete sitios de ubicación de la presa derivadora, dentro de los cuales quedó incluido el sitio identificado por la Comisión del Río Grijalva.

Para facilitar la identificación de los sitios se numeraron -- estos en forma descendente, de aguas arriba hacia aguas abajo, correspondiendo el primer número a el sitio localizado en la elevación más alta sobre el nivel del mar. Otro punto de referencia importante para una rápida ubicación de los sitios lo constituye la confluencia -- del Río Amatlán con el Río Tacotalpa en las inmediaciones de la población de Tapijulapa, tomando como referencia esta población, las primeras 4 boquillas se localizan hacia aguas arriba y las restantes hacia aguas abajo. (Ver figuras 2.1)

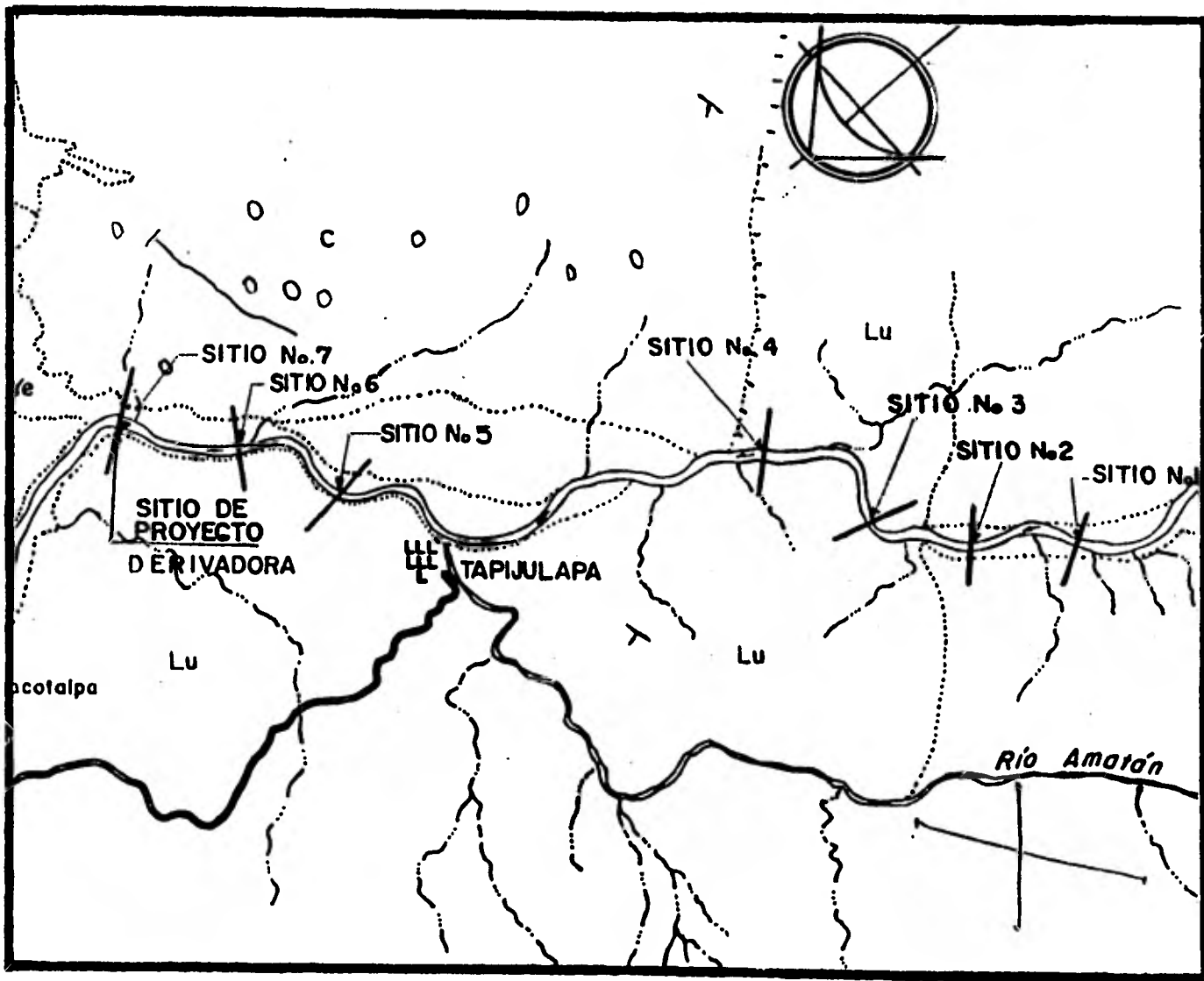


FIGURA 2.1

Descripción de los sitios identificados :

SITIO No. 1 Localizado a 6.5 Km. aguas arriba de la confluencia del río Amatlán con el río Tacotalpa y sobre este último; esta boquilla es topográficamente simétrica y abierta; geológicamente se observaron espesores importantes de suelos (producto de la descomposición de la lutita) que tendrían que ser probablemente removidos para desplantar la estructura.

SITIO No. 2 Localizado a 5.25 Km. aguas arriba de la población de Tapijulapa y sobre el río Tacotalpa; la boquilla en este sitio es de características topográficas y geológicas similares a la anterior.

SITIO No. 3 Ubicado sobre el río Tacotalpa a 4.25 Km. aguas arriba de la confluencia del río Amatlán con el río Tacotalpa; esta boquilla es más cerrada que las anteriores y de menor espesor de suelos, es también favorable por la menor cantidad de afectaciones de tierras laborables.

SITIO No. 4 Localizado a 3.0 Km. aguas arriba de la población de Tapijulapa, éste sitio fué localizado inicialmente por la Comisión del Río Grijalva durante los estudios de gran visión realizados en el año de 1977. Esta boquilla es asimétrica, topográfica y geológicamente; ya que su margen izquierda es tendida y la derecha es casi vertical la margen derecha está sobre lutitas y la izquierda

sobre calizas cavernosas, las afectaciones son menores que en el sitio anterior, lo cual la coloca como la más favorable de las boquillas localizadas hacia aguas arriba de la población de Tapijulapa.

SITIO No. 5 Se localiza a 1.0 Km. aguas abajo de la población de Tapijulapa, la boquilla es tendida en la margen derecha y - escarpada en la margen izquierda, se observan espesores importantes de suelos y solo hay afloramientos de caliza en la ribera izquierda del río.

SITIO No. 6 Ubicado a 2.0 Km. aguas abajo de la población de Tapijulapa, es abierta y asimétrica topográficamente, aflora la lutita en la margen izquierda y sería necesario construir un pequeño dique del lado izquierdo para cerrar una depresión existente por la cual escaparía el agua, en la margen derecha aflora caliza.

SITIO No. 7 Localizado a 3.0 Km. aguas abajo de la población de Tapijulapa, es asimétrica, topográfica y geológicamente; - la margen izquierda está constituida por lutitas y su pendiente es abrupta, en la margen derecha se encuentra una amplia terraza de material limo-arenoso, continuando hacia la derecha y al terminar la terraza se localiza un paredón de caliza cavernosa que se encuentra bastante fracturada y medianamente alterada.

Para la selección de boquilla más recomendable se agruparon -

las boquillas en las localizadas aguas arriba de la población de Ta
pijulapa y las localizadas aguas abajo de la misma.

Las boquillas localizadas aguas arriba de la confluencia de -
los ríos Amatán y Tacotalpa presentan las siguientes condiciones:

- a).- Son boquillas muy abiertas.
- b).- Se localizan muy distantes de la zona a beneficiar.
- c).- La C.F.E. piensa construir sobre el cauce del río Taco-
talpa la presa ITZANTUN por lo que es muy probable que el río deje
de llevar la cantidad de agua que conduce en la actualidad y en el
futuro el gasto que conducirá una vez realizada esta obra será el
correspondiente a su cuenca propia medida a partir de la presa debi
do a que la descarga de la casa de máquinas está proyectada para --
realizarse por medio de un túnel hasta el río Amatán.

Estas condiciones conducen a la anulación como probables bo-
quillas a todos los sitios identificados aguas arriba de la confluen
cia del río Amatán con el río Tacotalpa.

II.2.- Levantamiento Topográfico y Selección de Boquilla.

Con objeto de seleccionar el sitio adecuado entre las tres restantes boquillas localizadas aguas abajo de la población de Tapijulapa, se realizaron levantamientos topográficos expeditos en un tramo de 3.0 Km. del río Tacotalpa.

Se trazó una poligonal de apoyo que va del eje de boquilla del sitio No. 7 hasta las inmediaciones del poblado de Tapijulapa, Tab.; levantándose secciones aproximadamente a cada 300 m. para lograr una configuración escala 1: 5,000 con curvas de nivel a cada metro.

Los trabajos se realizaron por métodos taquimétricos, obteniéndose la nivelación con nivel fijo. El apoyo altimétrico se obtuvo de un B.N. con elevación de 33.831 m.s.n.m.

Se seleccionó el sitio No. 7 como el más adecuado por ser el que topográficamente permite el acomodo de la obra sobre la margen derecha y geológicamente presenta condiciones favorables para el desplante de la presa.

II.3.- Estudio de Geotécnia.

La boquilla en estudio es de características topográficas distintas y geológicamente es diferente; la margen derecha esta formada por una terraza de suelos aluviales la cual se extiende en una longitud aproximada de 120 m., hasta entrar en contacto con un frente - constituido por calizas masivas y fracturadas. La margen izquierda es de fuerte pendiente y esta constituida por una lutita superficialmente alterada y sana a profundidad. El cauce del río es amplio y - esta formado por depósitos de origen fluvial.

Margen Izquierda .- En esta margen afloran sedimentos - de grano fino constituidos principalmente por lutitas, con algunas - intercalaciones de capas delgadas de margas y calizas.

Cauce .- El cauce contiene gravas de diversos tamaños y arena gruesa, estos depósitos de origen fluvial, se sedimentaron en el cuaternario y fueron originados por diversos materiales sedimentarios graníticos provenientes de las formaciones geológicas.

Márgen Derecha .- En esta márgen se presentan afloramientos de caliza cavernosa de color gris que se presenta masiva.

De acuerdo con la constitución geológica del área se conoce la presencia de calizas, lutitas y material de acarreo, cuyos espesores se determinaron mediante sondeos de exploración, y se presentan en el plano denominado "Perfil de Exploraciones y Corte Geológico".

Los recorridos de campo sugieren la presencia de una falla en el sitio seleccionado que separa calizas de lutitas hacia uno y -- otro lado del río. Mediante dos sondeos (I y II) en la márgen derecha se determinó el espesor de material de acarreo presente en forma de terraza y las características de la caliza que se encuentra subyaciéndola. El espesor y características del material de acarreo se determinó mediante tres sondeos (III, IIIA y IV).

Finalmente las condiciones geológicas de la lutita que aflora sobre la márgen izquierda se determinó mediante tres sondeos (V, VI, VII). La profundidad de los sondeos se fijó de acuerdo a las formaciones identificadas superficialmente, de tal manera de poder verificar los contactos a las profundidades en que las pendientes observables de los planos de estratificación sugerían.

Se programaron 8 sondeos de profundidad variable distribuidos de la siguiente manera:

Tres en la margen derecha (I, II y III).

Dos sondeos en el cauce (IIIA y IV).

Tres sondeos en la margen izquierda (V, VI y VII).

A continuación se presentan los datos principales de las exploraciones.

<u>SONDEO</u> <u>No.</u>	<u>CADENAMIENTO</u> <u>Km.</u>	<u>ELEVACION</u> <u>(m. s. n. m.)</u>	<u>PROFUNDIDAD</u> <u>TOTAL EN m.</u>	<u>OBSERVACIONES</u>
I	0 + 265	37.80	15.70	Márgen Derecha
II	0 + 189	33.00	20.00	Márgen Derecha
III	0 + 132	24.30	24.95	Márgen Derecha
IIIA	0 + 095	20.50	20.14	Cauce
IV	0 + 060	21.00	24.15	Cauce
V	0 + 025	24.00	25.00	Márgen Izquierda
VI	0 + 016	31.00	25.00	Márgen Izquierda
VII	0 + 006	36.40	25.00	Márgen Izquierda

SONDEO No. I.- Este sondeo se ubica en la terraza fluvial de la margen derecha a 5.00 m. del paredón ó afloramiento de roca calcárea (estación 0 = 265); la profundidad de exploración fué de --- 15.70 m. El perfil estratigráfico detectado en el sondeo es el siguiente :

0.00 - 0.70 m.	Arcilla limosa café, poco compacta.
0.70 - 1.30 m.	Arena fina medianamente compacta.
1.30 -15.70	Caliza con un alto grado de fracturación, su RQD es de 45% en promedio por lo que puede considerarse como roca de mala calidad. La permeabilidad del manto rocoso es grande ya que la prueba LUGEON ejecutada reportó 47 U.L. Esta formación es de aspecto masivo.

SONDEO No. II .- Se encuentra en la margen derecha sobre la terraza fluvial, aproximadamente a 60 m. a la izquierda del sondeo No. I (estación 0 + 189). El sondeo se llevó hasta una profundidad de 20 m. encontrándose la misma formación que en el sondeo I, de acuerdo a la siguiente secuencia estratigráfica :

0.00 - 1.50 m.	Arcilla limosa café poco firme.
1.50 - 8.50 m.	Arena fina café medianamente compacta.
8.50 -20.00 m.	Roca caliza muy fracturada con un RQD comprendido entre 0 y 60% por lo que puede decirse que su calidad es regular por otra parte las pruebas LUGEON ejecutadas revelaron que su permeabilidad medida en esta prueba varia de 57.7 a 20.8 U.L.

SONDEO No. III .- Esta exploración se localizó en la estación 0 + 132 próxima al lecho del río Tacotalpa fue llevada hasta una profundidad de 25 m. En este sondeo no se alcanzó la caliza. - El perfil litológico detectado es el siguiente :

0.00 - 1.50 m.	Arcilla limosa café poco compacta.
1.50 - 6.65 m.	Boleas con arena fina poco compacta.
6.65 -25.00 m.	Boleas, grava y arenas medianamente compactas.

El espesor del aluvión se estima en 30 m.; a esta profundidad se consideró innecesario continuar la perforación a mayor profundidad. A las profundidades de 5.0 m. y 10 m. se realizaron pruebas de permeabilidad tipo LEFRANC obteniéndose los resultados de 1.2×10^{-3} y 0.6×10^{-4} cm/seg. respectivamente.

SONDEO No. IIIA .- Esta exploración (0 + 095), se efectuó, con el objeto de determinar el espesor del depósito aluvial. Presenta un perfil litológico semejante al del sondeo III. El aluvión del río, esta formado por gravas, arenas y boleas que en conjunto tienen una compacidad media; su espesor es del orden de 18.00 m.. La prueba de permeabilidad LEFRANC realizada reportó un $k=1.3 \times 10^{-4}$ cm/seg. a una profundidad de 10 m.. Se observó artesianismo a 20.00 metros de profundidad lo que determina que a ese nivel se encuentra la ca-

liza cavernosa; este fenómeno se confirma con el manantial observado en la margen derecha y a 200 m. aguas arriba del sitio de la boquilla.

SONDEO No. IV.- Se localizó en la estación 0 + 060 y la profundidad explorada fue de 24.15 m.. En este sondeo el espesor del aluvi6n result6 de 11.00 m., subyaci6ndole una lutita compacta de color gris oscuro con un espesor de 6 m., siendo su RQD en promedio de 60% que la clasifica como una roca regular. Por 6ltimo a una profundidad de 17 m. se detect6 una caliza blanca que a baja presi6n es impermeable.

SONDEO No. V.- Este sondeo se localiza en la estaci6n 0 + 025, en toda su longitud (25.0 m.) se detect6 a la lutita. Superficialmente, 6sta roca relativamente blanda se encontr6 con un alto grado de alteraci6n disminuyendo conforme aumenta la profundidad. Es as6 como a una profundidad de 10 m. se tiene una permeabilidad de 6.2 U.L. (poco permeable) y a la profundidad del orden de 19m. la permeabilidad es de 1.65 U.L. (impermeable). En la prueba no fue posible aplicar presiones mayores de 4 kg/cm² ya que al aumentar la presi6n se inducen fracturamientos en la lutita.

SONDEO No. VI.- Localizado en la estaci6n 0 + 016 sobre la margen izquierda del r6o. En esta exploraci6n se alcanz6 una profundidad de 25.00 m. y al igual que en el sondeo V se detect6 a la

lutita con su alteración decreciente según la profundidad. A una profundidad de 13 m. se tiene una permeabilidad de 4.5 U.L. en cambio a 22.5 disminuye a 2.3 U.L.. En cuanto al RQD de la roca varía de 0% a 90% por lo que su calidad es de mala a buena según su profundidad.

SONDEO No. VII .- Ubicado en la margen izquierda en la estación 0 + 006, fue llevado hasta una profundidad de 25.00 m., encontrándose el siguiente perfil litológico.

- 0.00 - 3.00 m. Arcilla limosa café poco compacta (lutita muy alterada).
- 3.00 -25.00 m. Lutita alterada cuyo grado de alteración disminuye con la profundidad según se aprecia. En los primeros 9 metros tiene un RQD que varía entre ---- 0 y 39%, lo cual clasifica a la roca entre mala y muy mala. Entre 9 y 25 m. el RQD varía entre 68% y 83% lo cual clasifica a la roca entre regular y buena.

En cuanto a la permeabilidad ésta varía entre 2.4 y 3.9 U.L. por lo tanto se clasifica como poco permeable.

El plano No. II.1 muestra gráficamente el perfil litológico del sitio o boquilla de la cortina, determinado mediante las exploraciones antes descritas.

Con base en el trabajo de fotogeología realizado; y en las visitas de campo realizadas, se puede decir que la zona donde se ubica la boquilla Tacotalpa, está constituida por calizas que tienen un -- cierto grado de carsticidad por lo que presentan una estructura cavernosa; este tipo de roca sedimentaria aflora preferentemente en la margen derecha del Río Tacotalpa. Sobre la margen izquierda de la misma corriente se halla la roca caliza subyaciendo a las rocas blandas más recientes definidas por lutitas y margas; en las partes más bajas (cauce del río) se encuentran depósitos aluviales.

En particular en el sitio donde se construirá la cortina, se detectó en la margen derecha del río una terraza fluvial constituida por arena de media a fina con escasa grava, con compacidad relativa media, ya que el número de golpes en la prueba de penetración estándar osciló entre 20 y 30. Bajo la terraza fluvial se encontró la caliza muy fracturada cuyo RQD obtenido en las perforaciones permite clasificar su calidad entre mala y regular. Las pruebas de permeabilidad tipo LUGEON que se realizaron en este manto rocoso revelan que las fracturas o fisuras de la caliza no soportan presiones altas, ya que durante la ejecución de las pruebas se observó que cuando se

superaba una presión de inyección de 4 kg/cm^2 se tenía inmediatamente una pérdida de presión; lo anterior se debe a que se genera fisuramiento en la roca o bien que las grietas o fracturas ya existentes se abren.

Lo anterior corrobora el alto grado de fracturamiento que tiene la roca basal del sitio. Cabe mencionar que en un macizo rocoso el comportamiento mecánico está gobernado por el sistema de fracturamiento definido por la distribución, orientación y abertura, del sistema de fracturamiento natural. Esta característica indujo a reducir el número de ensayos de laboratorio en cuanto a determinar la resistencia al esfuerzo cortante en núcleos de roca y sólo se efectuaron pruebas para determinar cualitativamente la calidad de la roca de acuerdo al criterio de D. Deere, que clasifica a las rocas según su resistencia a la compresión simple, y a su módulo relativo. La caliza entonces se clasifica como CM (resistencia y módulo relativo medios).

En la margen izquierda las exploraciones detectaron la presencia de una roca sedimentaria blanda cuyo nombre litológico genérico corresponde a lutita. Esta roca se encuentra con un alto grado de alteración y fracturamiento disminuyendo ambas características con la profundidad, es así como su RDQ, varía de 30% a 60%. Debido que en el sondeo IV se encontró caliza a una profundidad de 17 m.,

se supone que la lutita descansa sobre la caliza.

El depósito aluvial, que forma el perfil subálveo de la corriente está formado por materiales gruesos producto obviamente de los acarreos del río, básicamente se encuentran gravas y arenas que en conjunto tienen una compacidad relativa que puede catalogarse como media a alta. En la parte superior del aluvi6n se encuentran bole6s, gravas y arenas.

Con el objeto de evaluar la permeabilidad del depósito aluvial, se procedió a efectuar pruebas de permeabilidad de carga constante en el sitio (pruebas LEFRANC). Este tipo de ensayos se realizaron en los sondeos No. III y IIIA, obteniéndose que el coeficiente de permeabilidad varía de 10^{-3} a 10^{-4} cm/seg., dependiendo de la profundidad, siendo la parte superior del aluvi6n la más permeable.

El espesor del aluvi6n en la secci6n máxima es superior a 25m., profundidad a la cual se consider6 necesario suspender la exploraci6n.

En el plano No. II 1 se muestra un mapa geol6gico de la zona donde se ubica la boquilla, así como el perfil transversal. También contiene los perfiles litol6gicos de los sondeos con los resultados de los ensayos de laboratorio ejecutados para determinar las propiedades Geomecánicas de las rocas.

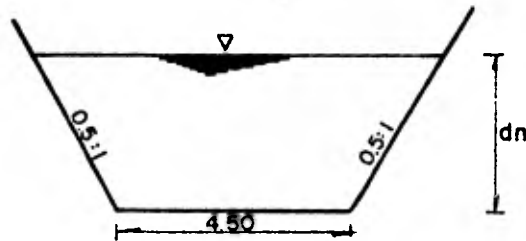
C A P I T U L O I I IESQUEMAS DE ANTEPROYECTO .

El objeto primordial de la presa derivadora es proporcionar un gasto de 15 m³/seg. necesario para satisfacer la demanda de riego de 15,000 ha. identificadas aguas abajo del sitio de proyecto. Esta -- obra alimentará un canal de conducción que llevará el agua hasta la zona de riego con un recorrido aproximado de 15 km.

III.1.- Canal de Conducción .

Las elevaciones de terreno que se tiene en la zona de riego - oscila entre 9.00 y 17.00 m.s.n.m. y el umbral de la obra de toma - se localizó a la elevación 22.00 por lo cual se propuso una pendiente en el canal de conducción de 0.0003.

Diseño del canal de Conducción :
se propone la siguiente sección.



Calculo del tirante normal.

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = Ar^{2/3}$$

$$Q = 15.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.015$$

$$S = 0.0003$$

$$\text{Sustituyendo tenemos } \frac{15.0 \times 0.015}{(0.0003)^{1/2}} = 12.99$$

$$Ar^{2/3} = 12.99$$

$$A = bd + td^2$$

proponiendo $d=2.0\text{m}$. tenemos :

$$A = (4.5 \times 2.0) + (0.5) (2.0)^2$$

$$A = 9 + 2 = 11.0 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d \sqrt{1 + t^2}$$

$$P = 4.5 + 2(2) \sqrt{1 + (0.5)^2} = 8.97 \text{ m.}$$

$$r = \frac{11.0}{8.97} = 1.226$$

$$(11.0) (1.226)^{2/3} = 12.60 \neq 12.99$$

Proponiendo $d=2.03$ tenemos :

$$A = (4.5 \times 2.03) + (0.5) (2.03)^2$$

$$A = 9.135 + 2.060 = 11.195 \text{ m}^2$$

$$P = 4.5 + 2(2.03) \sqrt{1 + (0.5)^2} = 9.039$$

$$r = \frac{11.195}{9.039} = 1.238$$

$$11.195 \times (1.238)^{2/3} = 12.90$$

12.99 \neq 12.99

Proponiendo $d = 2.035$

$$A = (4.5 \times 2.035) + 0.5 (2.035)^2$$

$$A = 9.157 + 2.07 = 11.227 \text{ m}^2$$

$$P = 4.5 + 2(2.035) \sqrt{1 + (0.5)^2} = 9.05$$

$$r = \frac{11.227}{9.05} = 1.24$$

$$(11.227) (1.24)^{2/3} = 12.96 \approx 12.99$$

Con este tirante tenemos la siguiente velocidad.

$$V = \frac{15}{11.227} = 1.33 \text{ m/s.}$$

III.2.- Cortina.

Se seleccionó una cortina del tipo flotante (Indio) por ser la más adecuada cuando se tienen en la cimentación espesores importantes de acarreos, tal como sucede en el sitio propuesto. (ver estudio de geotécnia sondeos III, IIIA y IV).

La sección se propuso en función de otras cortinaas ya construidas similares a la de este proyecto. Quedando constituida principalmente por un dentellón central de concreto de 1m. de espesor. Aguas arriba del dentellón se colocará un núcleo de material impermeable compactado protegido con un filtro de grava y arena de 0.50m. de espesor y una capa de enrocamiento de 1.00 m. de espesor con -- talud exterior de 3:1. Aguas abajo se tendrá un cuerpo de enrocamiento colocado a volteo en dos tramos; uno inicial, horizontal a la elevación 23.18 m. de 10.00 m. en toda la longitud vertedora y a partir de éste un segundo tramo con talud exterior de 12:1 hasta rematar en el terreno con un dentellón del mismo enrocamiento de una -- profundidad de 3m.

La altura de la cortina se definió a partir de la carga necesaria para que pasara un gasto de $15\text{m}^3/\text{s}$ por la obra de toma y existiera gradiente necesario para conducir el agua hasta la zona de -- riego, quedando finalmente la elevación de la corona de la cortina

a la 24.18 por lo que resulta un altura de 4.68 m.

La longitud de corona se determinó en base a considerar la avenida de diseño a 3,400 m³/s., la cual es similar a la máxima -- registrada en la estación hidrométrica de Tapijulapa, que fue de 3,386 m³/s. para un período de retorno de 15 años, dando por resultado una longitud de corona de 150 m.

Longitud de la cresta vertedora :

Se propondrán diferentes longitudes y se estudiarán en función de la topografía y de la carga.

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

D A T O S :

$$Q = 3,400 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C = 1.8$$

despejamos H y nos queda.

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

$$H = \left(\frac{3,400}{1.8 L}\right)^{2/3} = \left(\frac{1,889}{L}\right)^{2/3}$$

L	H	
100	7.09	
110	6.65	
120	6.28	
130	5.95	
140	5.66	
150	5.41	Se tomará esta longitud con esta carga.

Perfil de la superficie libre del agua.

Análisis de los tirantes sobre la sección de la cortina.

D A T O S :

$$L = 150 \text{ m.}$$

$$Q = 3,400 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$q = Q/L = \frac{3,400}{150} = 22.67 \text{ m}^3/\text{s./m.}$$

Suponiendo que en la cresta vertedora se presenta el tirante crítico, lo podemos calcular con la siguiente fórmula.

$$d_c^3 q^2/g. = 3\sqrt{\frac{(22.67)^2}{9.81}}$$

$$d_c = 3.74 \text{ m.} \quad \text{Tirante crítico}$$

Con este tirante podemos calcular la velocidad crítica empleando la ecuación de continuidad :

$$Q = VA \Rightarrow v = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{d_c L}$$

$$V_c = \frac{3,400}{3,74 \times 150} = 6.06 \text{ m/s.}$$

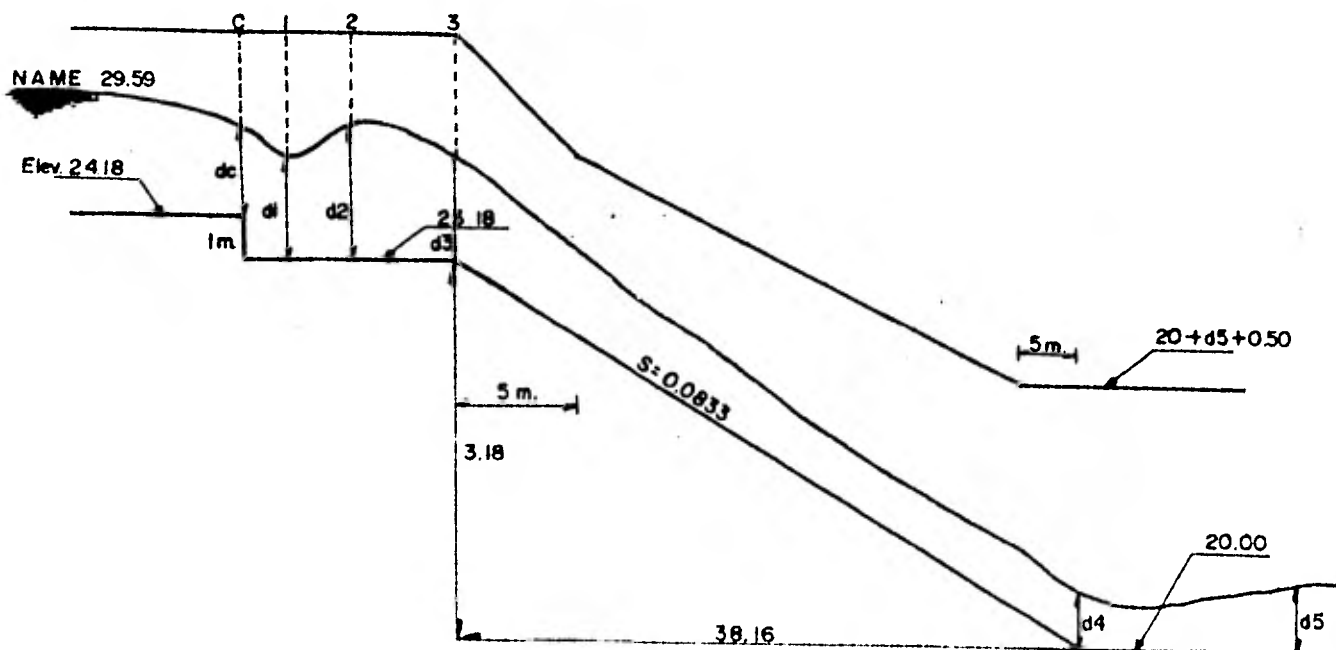
Suponiendo que el agua sigue una trayectoria parabólica utilizamos la ecuación de la Parábola para determinar el tirante en el punto 1 .

$$Y = \frac{g}{2 V_c^2} X_1^2$$

$$Y = \frac{9.81}{2(6.06)^2} X_1^2$$

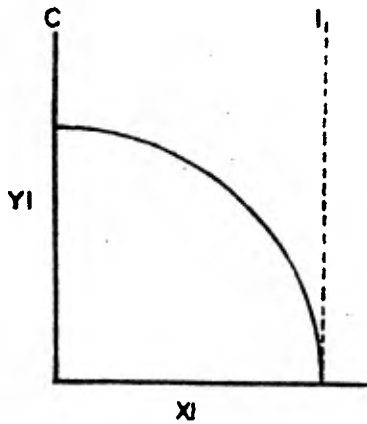
$$Y = 0.133 X_1^2$$

Considerando el origen de la sección crítica, en este punto tenemos que para $Y_1 = 1\text{m}$.



$$Y_1 = 0.133 X_1^2$$

$$X_1^2 = 7.518 \Rightarrow X_1 = 2.74 \text{ m. Para } Y_1 = 1 \text{ m.}$$



Sabemos que para caída libre

$$Y_1 = V_c t + g \frac{t_1^2}{2}$$

$$X_1 = V t_1$$

Como V_c es en el origen suponemos que es igual a cero.

$$0 \quad Y_1 = g \frac{t_1^2}{2}$$

despejando t_1 de la ecuación $Y_1 = \frac{gt_1^2}{2}$

$$t_1^2 = \frac{2Y_1}{g}$$

$$t_1^2 = \frac{2(1)}{9.81} = 0.204 \Rightarrow t_1 = 0.451 \text{ seg.}$$

tenemos que $X_1 = V t_1$ despejamos V

$$V = \frac{X_1}{t_1}$$

$$V = \frac{2.74}{0.451}$$

$$V = 6.07 \text{ m/s.}$$

Procedemos a calcular el tirante d_1 aplicando la ecuación de continuidad.

$$Q = V_1 A_1$$

$$A_1 = \frac{Q_1}{V_1} = \frac{3,400}{6.07}$$

$$A_1 = 560.131 \text{ m}^2$$

Pero tenemos que $A_1 = d_1 XL$ despejamos d_1 :

$$d_1 = \frac{A_1}{L} = \frac{560.131 \text{ m}^2}{150 \text{ m}}$$

$$d_1 = 3.73 \text{ m}$$

Suponiendo que después de la caída se presenta un salto hidráulico, podemos entonces determinar el tirante en el punto 2 con la siguiente fórmula.

$$d_2 = \frac{d_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr^2} - 1 \right)$$

$$\text{Pero tenemos que para } Fr = \frac{V_1}{gd_1}$$

$$Fr = \frac{6.07}{\sqrt{9.81 \times 3.73}}$$

$$Fr = 1.0035 > 1$$

sustituyendo en la fórmula.

$$d_2 = \frac{3.73}{2} \left(\sqrt{1 + 8 (1.003)^2} - 1 \right)$$

$$d_2 = 3.74 \text{ m.}$$

Al inicio de la pendiente del talud aguas abajo tenemos un -
nuevo tirante crítico $d_3 = 3.74$ m.

Sabemos que la longitud del salto hidráulico la obtenemos --
con la siguiente formula :

$$L = 5 (d_2 - d_1)$$

$$L = 5 (3.74 - 3.73) = 0.05 \text{ m.}$$

Por lo tanto tenemos definido el punto 2

Para obtener el tirante d_4 aplicamos la ecuación de Bernoulli
entre 3 y 4 .

$$Z_3 + d_3 + \frac{V_3^2}{2g} = Z_4 + d_4 + \frac{V_4^2}{2g} + hf.$$

$$3.18 + 3.74 + \frac{(6.06)^2}{19.62} = 0 + d_4 + \frac{V_4^2}{2g} + hf.$$

$$8.79 = d_4 + \frac{V_4^2}{2g} + \left(\frac{V_m^n}{rm^{2/3}} \right)^2 \times L$$

Procedemos por tanteos : $n = 0.020 *$

<u>d4</u>	<u>A4=d4XL</u>	<u>Q</u>	<u>V4=$\frac{Q}{A4}$</u>	<u>V4²/2g</u>	<u>Vm</u>	<u>r4^{2/3}</u>	<u>rm^{2/3}</u>	<u>hf</u>	<u>d4+V4²/2g+hf</u>
1.50	225.00	3,400	15.11	11.64	10.59	1.29	1.81	0.5225	13.66
1.90	285.00	3,400	11.93	7.25	8.99	1.51	1.92	0.335	9.485
2.00	300.00	3,400	11.33	6.54	8.69	1.56	1.94	0.306	8.84
2.01	301.50	3,400	11.27	6.48	8.66	1.56	1.947	0.302	8.79 =====

$$8.79 = 8.79$$

Por lo tanto tenemos que el tirante $d4 = 2.01$
y la velocidad $V4 = 11.27$ m/s.

Con $d4$ podemos calcular su conjugado mayor.

$$d5 = \frac{d4}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr^2} - 1 \right)$$

Sabemos que :

$$Fr = \frac{V4}{\sqrt{gd4}}$$

$$Fr = \frac{11.27}{\sqrt{9.81 \times 2.01}} = 2.53 > 1$$

$$d_5 = \frac{2.01}{2} \left(\sqrt{1 + 8 (2.53)^2} - 1 \right)$$

$$d_5 = 6.25 \text{ m.}$$

* Se tomo este valor ya que la superficie de la presa aguas abajo es de piedra con una lechada de cemento quedando una superficie áspera.

La longitud del salto para sección rectangular es :

$$L = 5 (d_5 - d_4)$$

$$L = 5 (6.25 - 2.01) =$$

$$L = \underline{21.20 \text{ m}}$$

Se analizará otra sección a 5m. de la sección 3 y la llamaremos sección 3

Procedemos a calcular d_6 .

$$z_3 + d_3 + \frac{v_3^2}{2g} = z_6 + d_6 + \frac{v_6^2}{2g} + hf$$

$$0.416 + 3.74 + \frac{6.06^2}{19.62} = 0 + d_6 + \frac{v_6^2}{2g} + hf$$

$$6.03 = d_6 + \frac{v_6^2}{2g} + hf$$

Por tanteos :

<u>d6</u>	<u>A6=d6XL</u>	<u>Q</u>	<u>V6</u>	$\frac{V6^2}{2g}$	<u>Vm</u>	<u>$r6^{2/3}$</u>	<u>$r_m^{2/3}$</u>	<u>hf</u>	$d6 + \frac{V6^2}{2g} + hf$
3.00	450.00	3400	7.55	2.91	6.80	2.026	2.18	0.019	5.929
2.95	442.50	3400	7.68	3.009	6.87	2.004	2.16	0.020	5.979
2.90	435.00	3400	7.82	3.11	6.94	1.982	2.15	0.021	6.03

$$\circ \circ \quad d6 = 2.90 \text{ m.}$$

85

Haremos una sección a 10m. de la sección 3 y la llamaremos sección 7

Aplicamos Bernoulli entre 3 y 7

$$z_3 + d_3 + \frac{V_3^2}{2g} = z_7 + d_7 + \frac{V_7^2}{2g} + hf$$

$$0.833 + 3.74 + 1.87 = 0 + d_7 + V_7^2/2g + hf$$

$$6.44 = d_7 + V_7^2/2g + hf$$

<u>d7</u>	<u>A7=d7XL</u>	<u>Q</u>	<u>$V7=\frac{Q}{A7}$</u>	<u>$\frac{V7^2}{2g}$</u>	<u>Vm.</u>	<u>$r7^{2/3}$</u>	<u>$r_m^{2/3}$</u>	<u>hf</u>	<u>$\frac{V7^2}{d7+2g} + hf$</u>
2.70	405.00	3400	8.39	3.59	7.22	1.89	2.11	0.046	6.33
2.65	397.50	3400	8.55	3.73	7.30	1.87	2.10	0.048	6.42

Tomaremos $d_7 = 2.65$ m. ya que $6.42 \approx 6.44$

Análizamos otra sección a 20m. de la sección 3

La que llamaremos sección 8

$$Z_3 + d_3 + \frac{V_3^2}{2g} = Z_8 + d_8 + \frac{V_8^2}{2g} + hf$$

$$1.66 + 3.74 + \frac{6.06^2}{19.62} = 0 + d_8 + \frac{V_8^2}{2g} + hf$$

$$1.66 + 3.74 + 1.87 = d_8 + \frac{V_8^2}{2g} + hf$$

$$7.27 = d_8 + \frac{V_8^2}{2g} + hf$$

<u>d8</u>	<u>A8</u>	<u>Q</u>	<u>V8</u>	<u>V8/2g</u>	<u>Vm</u>	<u>r8^{2/3}</u>	<u>rm^{2/3}</u>	<u>hf</u>	<u>d8+V8²/2g+hf</u>
2.50	375	3400	9.06	4.19	7.56	1.80	2,065	0.107	6.79
2.40	360	3400	9.44	4.55	7.75	1.75	2.04	0.115	7.065
2.35	352.5	3400	9.64	4.74	7.85	1.73	2.03	0.119	7.21
2.33	349.5	3400	9.73	4.82	7.89	1.72	2.026	0.12	7.27

$$\begin{matrix} \circ \\ \circ \end{matrix} \quad d_8 = 2.33 \text{ m.}$$

Analizaremos otra sección a 30m. de la sección 3 será la sección 9

$$2.5 + 3.74 + 1.87 = d_9 + \frac{v_9^2}{2g} + hf = 8.11$$

<u>d9</u>	<u>A9</u>	<u>Q</u>	<u>V9</u>	<u>v9²/2g</u>	<u>Vm</u>	<u>v9²/3</u>	<u>Vm²/3</u>	<u>hf</u>	<u>d4+ $\frac{v_9^2}{2g}$ + hf</u>
2.20	330	3400	10.30	5.41	8.18	1.66	1.99	0.20	7.81
2.10	315	3400	10.79	5.93	8.42	1.61	1.97	0.22	8.25
2.15	322.50	3400	10.54	5.66	8.30	1.63	1.98	0.21	8.02
2.13	319.50	3400	10.64	5.77	8.35	1.62	1.97	0.21	8.11

$$\begin{matrix} \circ \\ \circ \end{matrix} \quad d_9 = 2.13 \text{ m.}$$

III.3.- Obra de Toma

La obra de toma se localizó sobre la márgen derecha condicionada por la ubicación de la zona de riego.

La elevación del umbral es de 22.00 m. la cual se fijó para garantizar gradiente suficiente para llevar el agua hasta el sitio de su aprovechamiento.

La capacidad se fijó tomando como base el coeficiente unitario de riego de 1 lt/s/ha. (Desde el punto de vista de la agrología y considerando que no se tienen datos de programas de cultivos en la zona, se adoptó un coeficiente unitario de riego de 1 lt/s/ha., que es el comunmente utilizado en proyectos similares a estos niveles de estudio).

La estructura de la toma está constituída por tres conductos de 1.83 x 1.83 m. que comunican el canal de conducción, regulando la entrada por medio de 3 compuertas deslizantes del mismo tamaño; la selección de las dimensiones se fijaron de acuerdo al análisis hidráulico que garantice dicha extracción y se corroboró con proyectos semejantes ya construidos.

CALCULO HIDRAULICO DE LA OBRA DE TOMA

Dimensionamiento del conducto de la obra de toma:

$$Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 1.5 \text{ m/s (velocidad recomendada para evitar arrastres)}$$

$$A = ?$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{15}{1.5} = 10.0 \text{ m}^2$$

Usando 3 compuertas deslizantes (1.83 x 1.83)

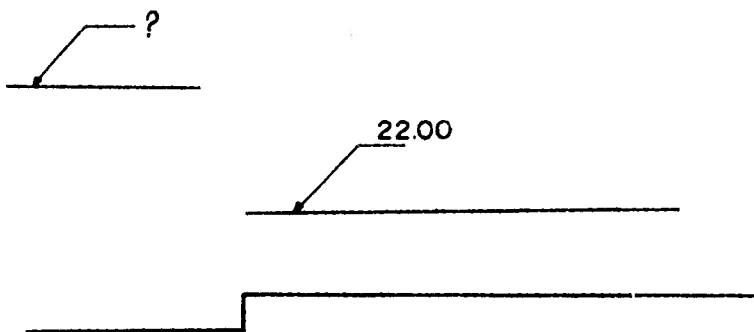
$$\text{se tendrá un área} = 1.83 \times 1.83 \times 3 = 10.05 \text{ m}^2$$

La obra de toma estará compuesta por 3 conductos cuadrados de 1.83 m. de base con pilas intermedias de 50 cm.

Con esto procedemos a calcular la elevación de la cresta vertedora:

$$\text{Elev. cresta vertedora} = ?$$

$$\text{Elev. obra de toma} = 22.00$$



Cálculo de las pérdidas por entrada:

$$h_e = \frac{K_e v^2}{2g} = 0.08 \frac{v^2}{2g}$$

$$Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = (1.83 \times 1.83) \cdot 3 = 10.046 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{15.0}{10.046} = 1.49 \text{ m/s}$$

$$h_e = 0.08 \frac{(1.49)^2}{19.62} = \underline{\underline{0.009}} \text{ m. (p\u00e9rdidas por entrada)}$$

P\u00e9rdidas por fricci\u00f3n:

$$h_f = \left(\frac{V_n^2}{r^{2/3}} \right) \times L$$

$$A = 10.046 \text{ m}^2$$

$$P = 21.96 \Rightarrow r = \frac{10.046}{21.96} = 0.457$$

$$r^{2/3} = 0.593$$

$$h_f = \left(\frac{(1.49) (0.015)}{0.593} \right)^2 \times 20.00 = \underline{\underline{0.0284}}$$

P\u00e9rdidas por salida:

$$h_s = \frac{V^2}{2g} = \frac{(1.49)^2}{19.62} = \underline{\underline{0.113}}$$

Suma de p\u00e9rdidas:

$$\Sigma h_f = 0.113 + 0.028 + 0.009 = 0.15 \text{ m.}$$

Elevaci\u00f3n cresta vertedora = $dn + \Sigma h_f +$ elevaci\u00f3n de la obra de toma.

El tirante normal "dn" se calcul\u00f3 en el canal de conducci\u00f3n obteniendo un valor de $dn = 2.035 \text{ m.}$

Por lo tanto la elevaci\u00f3n de la cresta vertedora queda:

$$\text{Elev. cresta vertedora} = 2.035 \text{ m} + 0.15 \text{ m} + 22.00 = \underline{\underline{24.18}} \text{ m.s.n.m.}$$

Si se propone un ancho de plantilla del canal de conducción, de $b = 5$ m. para determinar la elevación de la cresta.

DATOS:

$$n = 0.015$$

$$Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s = 0.0003$$

$$A = bd + td^2$$

$$P = b + 2 \sqrt{1 + t^2}$$

$$r = \frac{A}{P}$$

$$Q = \frac{A}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

$$\frac{Qn}{s^{1/2}} = Ar^{2/3} = Z$$

$$\frac{(15)(0.015)}{(0.0003)^{1/2}} = 12.99 = Ar^{2/3} = Z$$

<u>d</u>	<u>A</u>	<u>P</u>	<u>r</u>	<u>r^{2/3}</u>	<u>Z</u>
2	12	9.47	1.26	1.17	14.05
1.98	11.86	9.42	1.25	1.16	13.82
1.91	11.37	9.27	1.22	1.14	13.027
1.905	11.33	9.25	1.22	1.14	12.96

$$\text{Elev. cresta vertedora} = 22.00 + 0.15 + 1.905$$

$$= 24.055 \text{ m.s.n.m.}$$

se tomará 24.18 m.s.n.m.

III- 4.- Desarenador

El área de compuertas se fijó tomando tres veces el área de compuertas de la obra de toma, ésto estuvo fundamentado de acuerdo a especificaciones para este tipo de estructuras. El gasto máximo que pasará por esta estructura será de $185 \text{ m}^3/\text{s}$.

La estructura es de concreto y está integrada por 3 conductos rectangulares excavados a cielo abierto en los cuales se instalarán 3 compuertas radiales de $3.50 \times 3.00 \text{ m}$., descargando a un canal de concreto con ancho de plantilla de 11.50 m . longitud de 90 m . y pendiente de 0.0034 .

DISEÑO DEL DESARENADOR

Se tomarán las siguientes consideraciones:

- Q desarenador = 2 a 10 veces Q obra de toma ($30 \text{ m}^3/\text{s}$. ó $150 \text{ m}^3/\text{s}$).
- V en zonas de compuertas = 3.0 a 6.0 m/s.
- A área total compuertas desarenador = 2 a 10 veces área total de la obra de toma.

$$\Rightarrow Q = 2 \times 15 = 30 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$A = \frac{30}{3} = 10 \text{ m}^2$$

Considerando el doble del área de compuertas en la toma:

$$A = 2 (10) = 20 \text{ m}^2$$

Esta sería el área mínima por especificación, pero comparando con otros proyectos similares, tomaremos 3 veces el área de la obra de toma:

$$A = 3 (10) = 30 \text{ m}^2$$

Se usarán 3 compuertas radiales (3.5 x 3.0) con $A = 31.5 \text{ m}^2$

DISEÑO HIDRAULICO DEL DESARENADOR:

Se considerarán dos condiciones de funcionamiento:

1a.- Canal desarenador cerrado y obra de toma abierta.

DATOS:

Gasto normal de derivación = $15.0 \text{ m}^3/\text{s}$.

Elev. plantilla desarenador - 21.0 m.s.n.m.

Elev. umbral de la toma = 22.00 m.s.n.m.

Velocidad máxima adoptada = 0.60 m/s.

En esta condición el diseño se reduce a determinar el ancho del canal:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{15.0}{0.60} = 25.0 \text{ m}^2$$

$$25.0 \text{ m}^2 = b \times d \quad \text{donde} \quad d + \text{Elev. } 24.18 - \text{Elev. } 22.0 = 2.18 \text{ m}$$

$$b = \frac{25}{2.18} = 11.47 \text{ m} \quad (\text{ancho del canal desarenador})$$

Considerando las 3 compuertas propuestas, tenemos:

$$\text{Ancho desarenador} = (3.5 \times 3) + (0.5 \times 2) = \underline{\underline{11.50 \text{ m}}}$$

se dejará este ancho.

2a. Condición de Funcionamiento:

Canal desarenador abierto y bocatoma cerrada. Se van a considerar 2 casos:

A).- Q = gasto normal de derivación - éste será el caso más desfavorable.

$$Q = 15.0 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$b + \text{ancho de plantilla} = 10.50 \text{ m}.$$

$$v = \text{velocidad adoptada para producir arrastres} = 3.5 \text{ m/s}$$

$$Q = v \cdot A ; A = b \cdot d$$

$$Q = v (b \cdot d)$$

$$d = \frac{Q}{v \cdot b} = \frac{15.0}{3.5 \times 10.50} = 0.41 \text{ m}$$

$$A = 10.50 + 2 (0.41) = 11.32 \text{ m}$$

$$r = \frac{4.31}{11.32} = 0.38 \Rightarrow r^{2/3} = 0.52$$

$$v = 1 \text{ s}^{1/2} r^{2/3} \Rightarrow s = \frac{v_n}{r^{2/3}}^2$$

$$s = \left[\frac{(3.5) (0.015)}{0.52} \right]^2 = 0.010$$

B).- $Q >$ gasto de derivación que corresponda a un tirante igual al del orificio del desarenador.

$$A = 10.50 \times 3 = 31.50 \text{ m}^2$$

$$P = 10.50 + 2 (3) = 16.50 \text{ m}.$$

$$r = \frac{31.50}{16.50} = 1.90$$

$$v = 1 (0.010)^{1/2} (1.90)^{2/3} = 10.22 \text{ m/s}$$

de acuerdo con las especificaciones esta velocidad erosiona al desarenador.

Se propondrá otra velocidad

$$V = 2.5 \text{ m/s}$$

a).-

$$Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 10.50 \text{ m.}$$

$$Q = V.A ; A = b . d$$

$$Q = V (b.d)$$

$$d = \frac{Q}{v.b} = \frac{15}{2.5 \times 10.5} = 0.57$$

$$A = 10.50 \times 0.57 = 5.98 \text{ m}^2$$

$$P = 10.50 + 2(0.57) = 11.64$$

$$r = \frac{5.98}{11.64} = 0.51$$

$$r^{2/3} = 0.64$$

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

$$S = \left(\frac{Vn}{r^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{2.5 \times 0.015}{0.64} \right)^2$$

$$S = 0.0034$$

b).-

Q Gasto de derivación

$$A = 10.5 \times 3 = 31.50 \text{ m}^2$$

$$P = 10.5 + 2(3) = 16.50 \text{ m.}$$

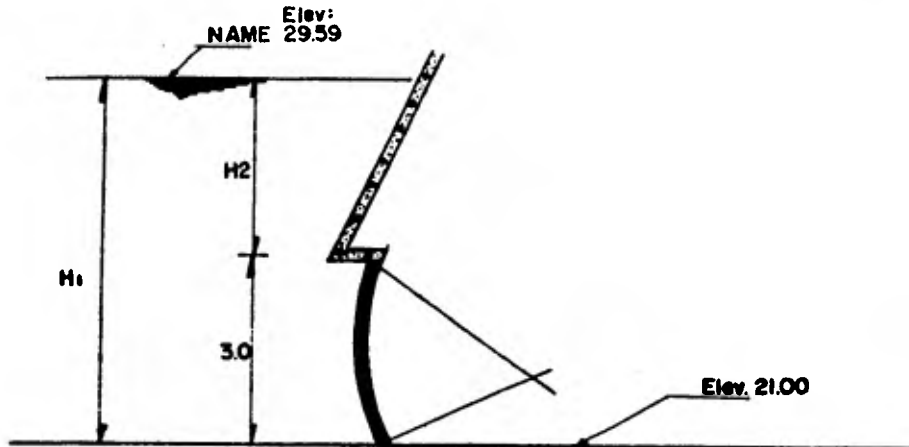
$$r = \frac{31.5}{16.5} = 1.90$$

$$V = \frac{1}{0.015} (0.0034)^{1/2} (1.90)^{2/3}$$

$$V = 5.96 \text{ m/s} < 6.10 \quad \text{OK}$$

c).- Cálculo de la velocidad en el desarenador:

Para el gasto máximo, considerando que se presenta el N.A.M.E.



$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} CL (H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$$

$$L = L^i - 2 (NKp + Ka) H_2$$

$$L = 10.5 - 2 [(2 \times 0.01) + 0.10] 5.59 = 9.16$$

$$H_1 = 8.59$$

$$H_2 = 5.59$$

$$C = 0.58$$

$$Q = 0.66 \sqrt{19.62} (0.58) (9.16) (8.59^{3/2} - 5.59^{3/2}) = 185.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{Q_n}{s^{1/2}} = Ar^{2/3}$$

$$\frac{(185.75) (0.015)}{(0.0034)^{1/2}} = \underline{47.78} = Ar^{2/3}$$

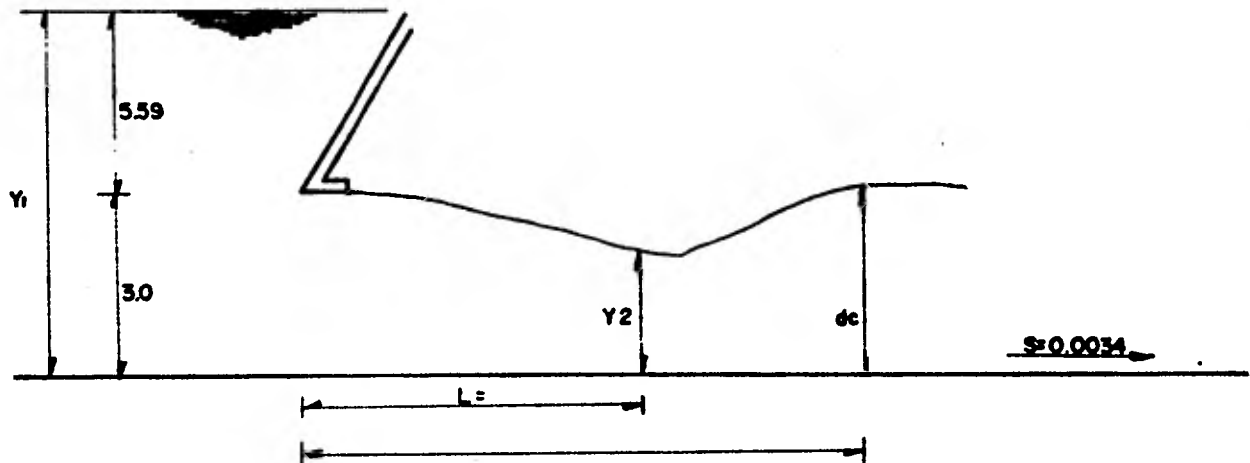
Procedemos por tanteos:

<u>d</u>	<u>A</u>	<u>P</u>	<u>r^{2/3}</u>	<u>Ar^{2/3}</u>
3.5	40.25	18.50	1.679	67.58
2.9	33.35	17.30	1.55	51.65
2.85	32.77	17.20	1.53	50.37
2.80	32.20	17.10	1.52	49.10
2.75	31.63	17.00	1.51	47.83

$$V = \frac{185.75}{31.63} = 5.87 \text{ m/s}$$

ANALISIS DE LOS TIRANTES EN EL DESARENADOR

Partiendo de la siguiente figura:



$$Y_1 = 8.59$$

$$Y_2 = Cca$$

$$a = 3.0 \text{ m}$$

$$C_c = \frac{1}{2} \frac{a}{Y_1} \left(\frac{cd}{cv} \right)^2 + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \frac{a}{Y_1} \left(\frac{cd}{cv} \right)^2 \right]^2 + \left(\frac{cd}{cv} \right)^2}$$

$$C_d = 0.58$$

$$C_v = 0.960 + 0.098 \frac{a}{Y_1} = 0.960 + 0.098 \frac{3}{8.59} = 0.9942 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$C_c = 0.5 (0.349) (0.34) + \sqrt{\left[0.5 (0.349) (0.34) \right]^2 + 0.34} = 0.69$$

$$C_c = 0.69$$

$$Y_2 = 0.69 \times 3 = 2.07 \text{ m.}$$

$$l = \frac{a \cdot i}{C_c} = \frac{3}{0.69} = \underline{\underline{4.35 \text{ m.}}}$$

Considerando que el tirante es crítico al inicio de la pendiente:

$$d_c = 3\sqrt{q^2/g} \quad \text{donde; } q = \frac{Q}{L} = \frac{185.75}{11.50} = 16.15$$

$$d_c = 2.98 \text{ m.}$$

$$Y_3 = d_n = 2.75 \text{ m} \quad \text{obtenido anteriormente.}$$

Procedemos a calcular los tirantes a lo largo del Desarenador empleando la ec. de Bernoulli entre d_c y Y_4 .

DATOS:

$$Q = 185.75 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$d_c = 2.98 \text{ m.}$$

$$L = 11.50 \text{ m.}$$

$$A = 34.27 \text{ m}^2$$

$$n = 0.015$$

$$hf = \left(\frac{V_m \cdot n}{V_m^{2/3}} \right)^2 \times L$$

$$r_o^{2/3} = 1.57$$

Para los primeros 30 m.

$$Z_c + d_c + \frac{V_c^2}{2g} = Z_4 + d_4 + \frac{V_4^2}{2g} + hf$$

$$0.102 + 2.98 + \frac{(5.42)^2}{19.62} = d_4 + \frac{V_4^2}{2g} + hf = Z = \underline{\underline{4.58}}$$

Por tanteos:

$\frac{d_4}{3}$	$\frac{A_4}{34.50}$	$\frac{Q}{185.75}$	$\frac{V_4}{5.38}$	$\frac{V_4^2/2g}{1.47}$	$\frac{V_m}{5.40}$	$\frac{r_4^{2/3}}{1.57}$	$\frac{r_m^{2/3}}{1.57}$	$\frac{hf}{0.080}$	$\frac{Z}{4.55}$
			$4.55 \approx$	4.58	OK				

Para los siguientes 20 m.:

$$Z_4 + d_4 + \frac{v_4^2}{2g} = Z_5 + d_5 + \frac{v_5^2}{2g} + hf$$

$$0.068 + 3 + 1.47 = d_5 + \frac{v_5^2}{2g} + hf = Z$$

$$4.538 = d_5 + \frac{v_5^2}{2g} + hf = Z$$

d_5	A	Q	v_5	v_m	$\frac{v_5^2}{2g}$	$r_5^{2/3}$	$r_m^{2/3}$	hf	Z
2.82	32.43	185.75	5.73	5.55	1.67	1.53	1.55	0.0577	4.5477
2.86	32.89	185.75	5.65	5.51	1.63	1.54	1.5547	0.0565	4.5465
<u>2.90</u>	33.35	185.75	5.57	5.47	1.58	1.549	1.56	0.0553	<u>4.535</u>

$$4.535 \approx 4.538 \quad \text{OK}$$

Para los 17.53 m. restantes:

$$Z_5 + d_5 + \frac{v_5^2}{2g} + Z_6 + d_6 + \frac{v_6^2}{2g} + hf$$

$$0.059 + 2.90 + 1.58 = d_6 + \frac{v_6^2}{2g} + hf = Z$$

$$4.539 = Z$$

d_6	A	Q	v_6	v_m	$\frac{v_6^2}{2g}$	$r_6^{2/3}$	$r_m^{2/3}$	hf	Z
2.95	33.925	185.75	5.4753	5.5227	1.528	1.56	1.5549	0.0498	4.5278
2.92	33.58	185.75	5.5316	5.55	1.5595	1.5537	1.5514	0.0505	4.53

$$4.53 \approx 4.539$$

Suponiendo que se presenta un salto Hidráulico, procedemos a calcular el conjugado mayor con la siguiente fórmula:

$$d_7 = d_6 \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right)$$

$$Fr = \frac{V_6}{\sqrt{gd_6}}$$

$$Fr = 1.03 \quad 1 \quad OK$$

$$d_7 = \frac{2.92}{2} \left(\sqrt{1 + 8 (1.03)^2} - 1 \right)$$

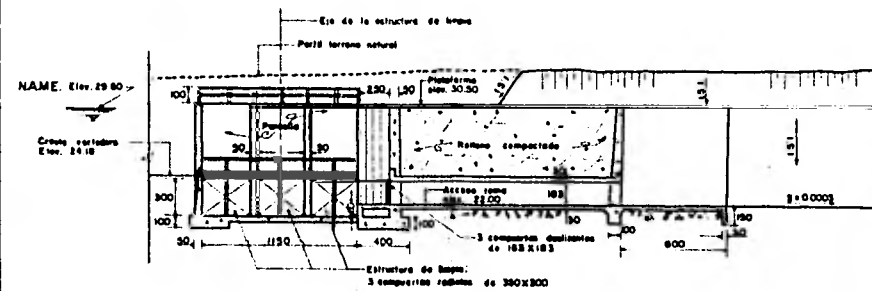
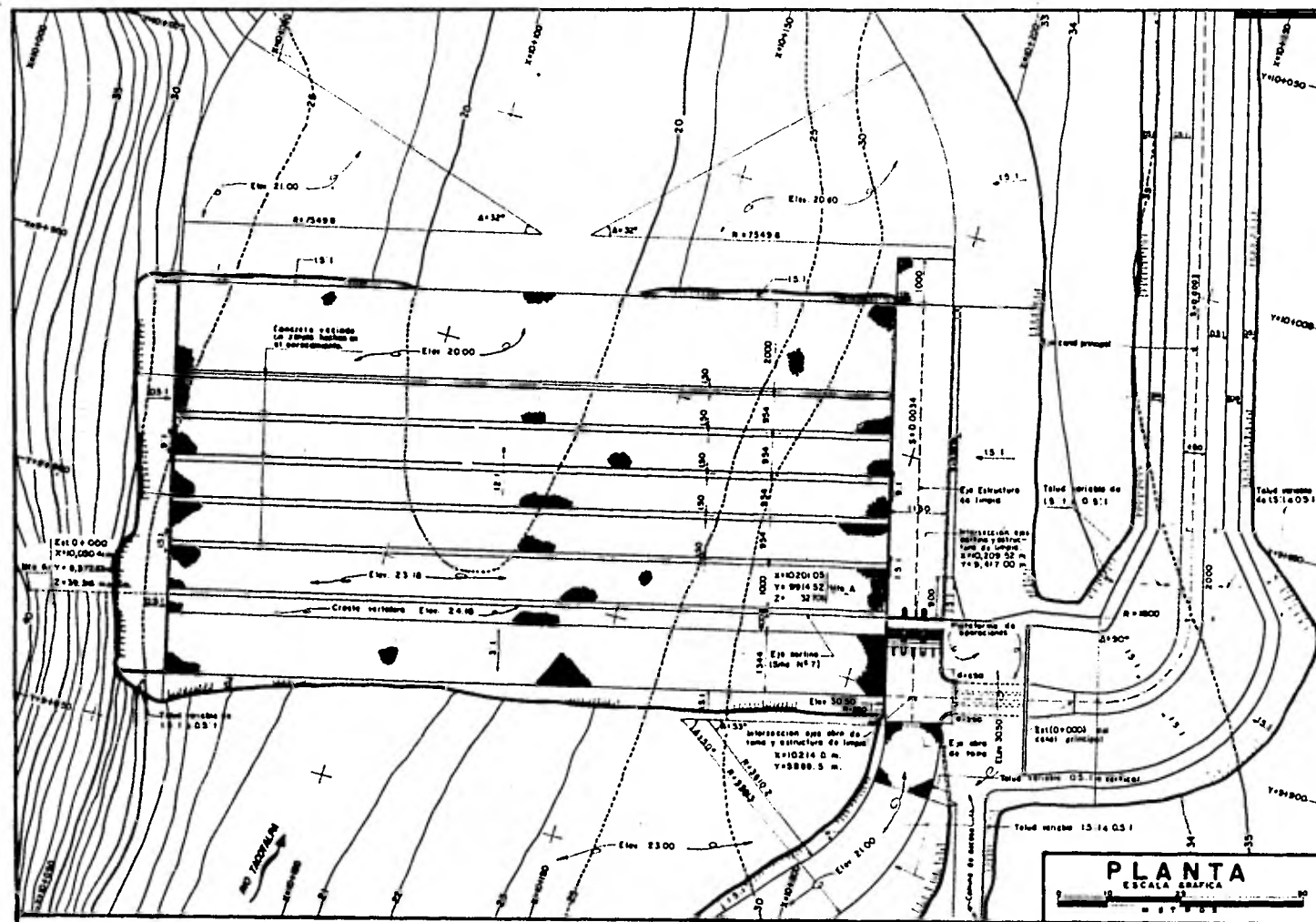
$$d_7 = 3.037 \text{ m.}$$

La longitud del salto:

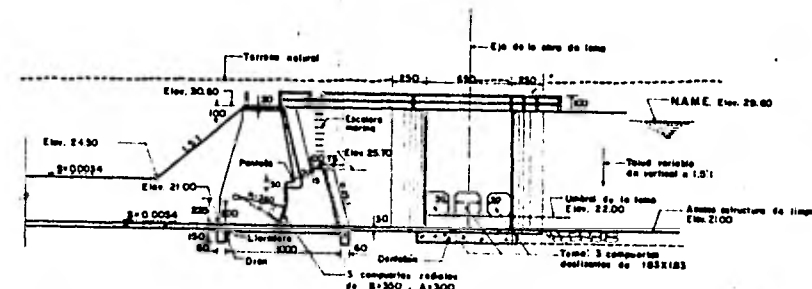
$$L = 5 (Y_7 - Y_6)$$

$$L = 5 (3.037 - 2.92)$$

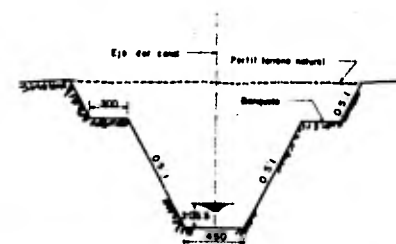
$$L = \underline{\underline{0.5850 \text{ m.}}}$$



CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA OBRA DE TOMA

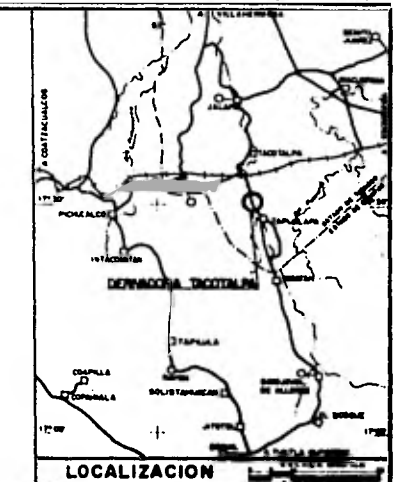


CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA DE LIMPIA



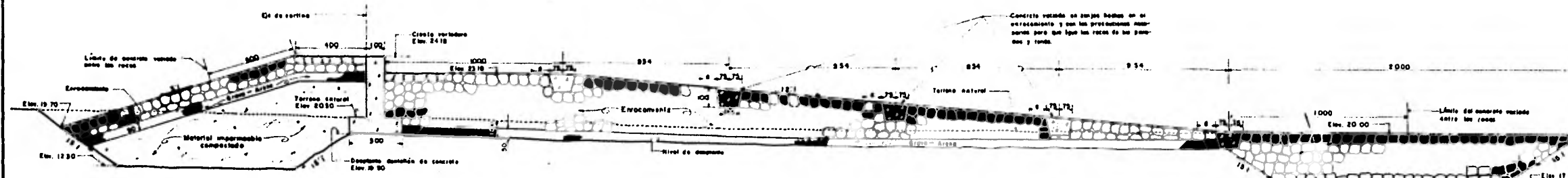
SECCION DEL CANAL PRINCIPAL

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL	
Q	= 15.00 m ³ /s
A	= 17.23 m ²
V	= 1.33 m/s
b	= 4.50 m
d	= 2.035 m
r	= 1.24 m
n	= 0.015
S	= 0.0003
K	= 0.5



DATOS DE PROYECTO	
Amplio máximo considerado	3400 m ²
Capacidad para la obra de tomas	15 m ³ /s
Longitud de la cresta varadero	180 m
Elev. de la cresta varadero	24.18 msnm
Elev. del nivel de agua máxima	29.80 msnm
Elev. umbral obra de tomas	22.00 msnm
Elev. cumbre estructura de limpia	21.00 msnm

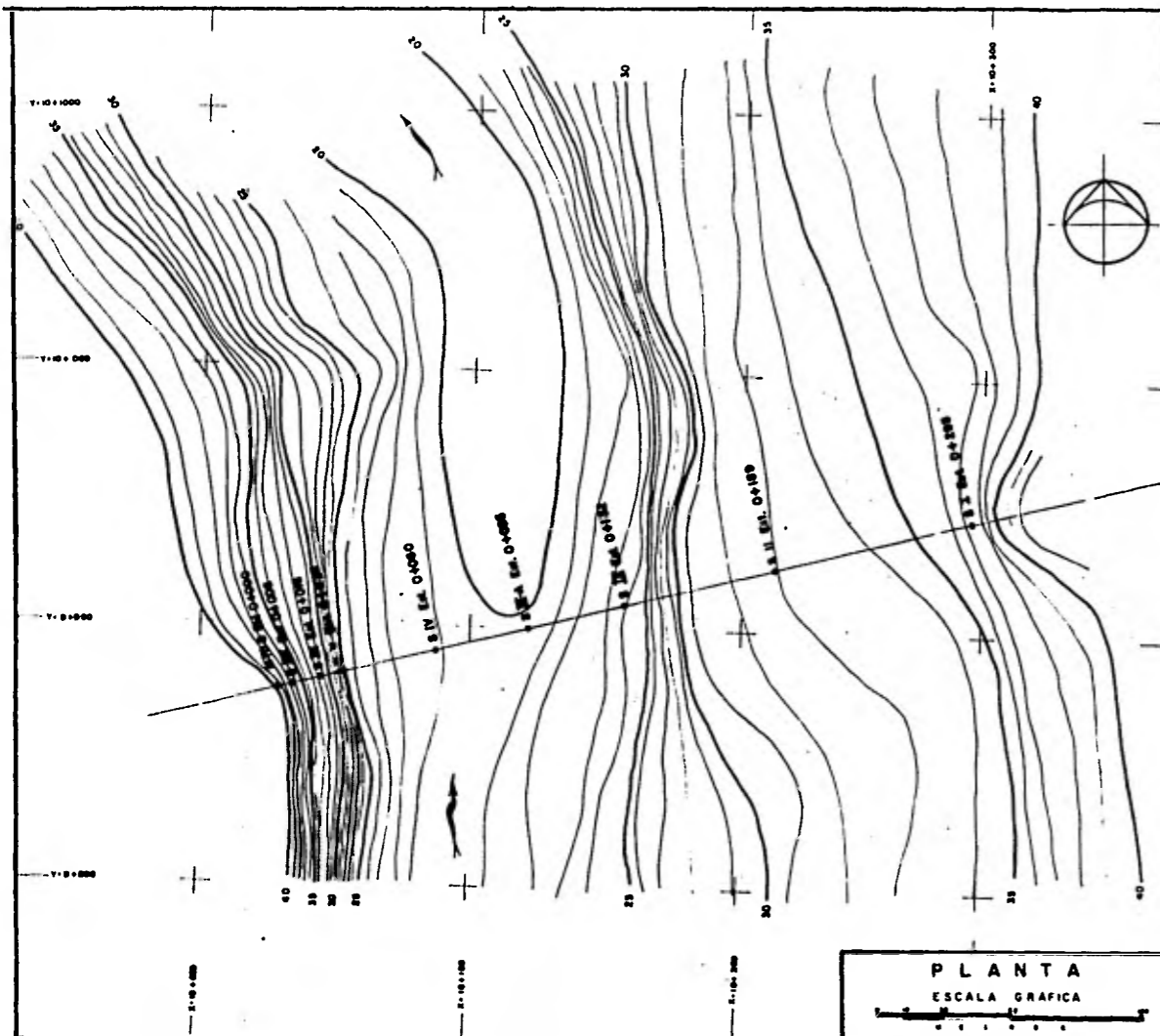
CANTIDADES DE OBRA		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Escavaciones	m ³	188100
Grava y arena	m ³	4700
Enrocamento	m ³	24900
Relleno compactado	m ³	1700
Acicbe compactado	m ³	7800
Concreto simple	m ³	6300
Concreto reforzado	m ³	2000
Acero de refuerzo	Kg	110400
Compuertas radiales SM-C-20) y molinetes	Pza.	3
Compuertas deslizantes (PT-II) y molinetes elevadores	Pza.	3



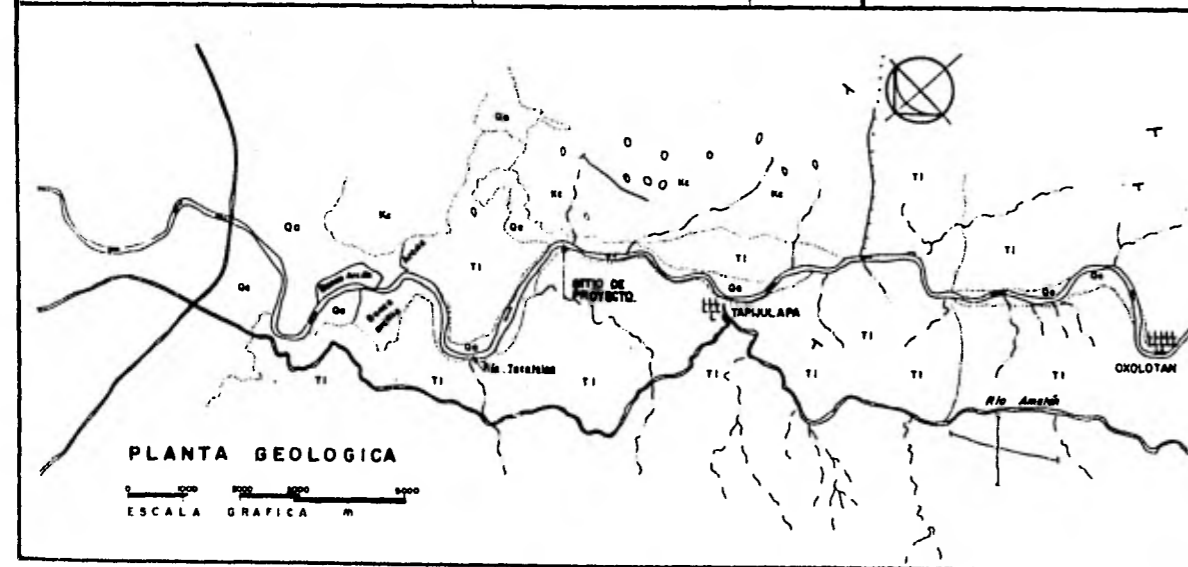
SECCION DE LA CORTINA

NOTA:
La notación "a" mide un metro y marca la zona en que no se usará concreto. Entre las líneas indicadas, excepto en las zonas "a", se usará superhormón concreto para los huecos del enrocamento.

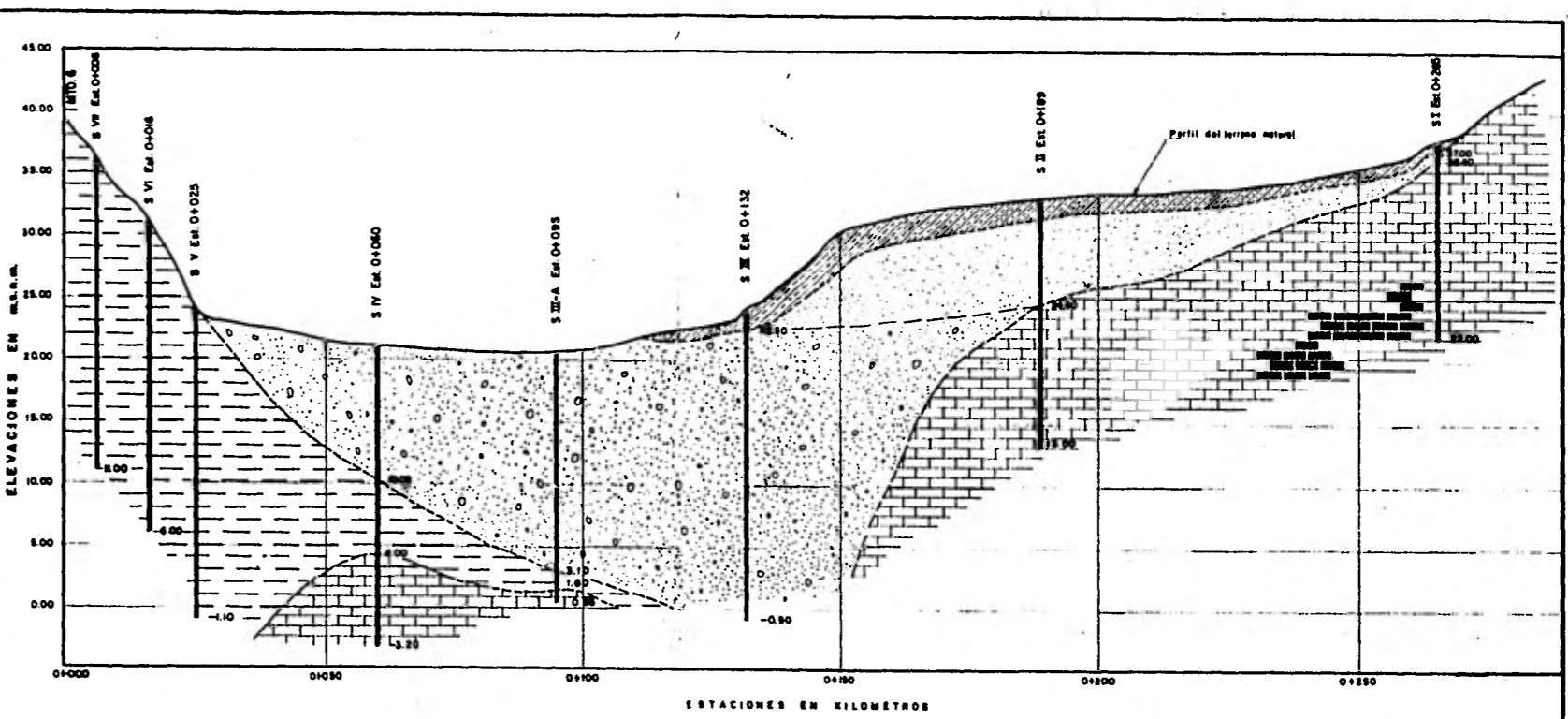
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"
PRESA DERIVADORA TACOTALPA
PLANO GENERAL
TESIS PROFESIONAL
GERMAN ROMERO JUAREZ
MEXICO, D.F., FEBRERO DE 1984 PLANO N.º 1



PLANTA
ESCALA GRAFICA



PLANTA GEOLOGICA
ESCALA GRAFICA M



PERFIL POR EL EJE

SIMBOLOGIA DEL PERFIL

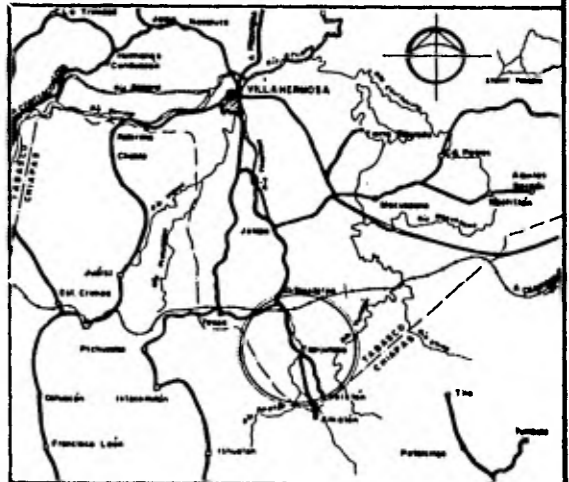
- Arenas Limosas
- Arena Fina
- Gravas con Grava y Arena
- Caliza
- Lutita
- Sondos N°3
- Exploración con Máquina Rotatoria
- Profundidad Explorada Respecto a la Dirección

SIMBOLOGIA PLANTA DE LOCALIZACION

- Ciudad
- Población
- Río
- Lago
- Límite de Estado
- Carretera
- Ferrocarril

SIMBOLOGIA DE LA PLANTA GEOLOGICA

- Sueltos Resaca y Aluvión
- Lutas, Margas y Calizas
- Calizas Compactas
- Contacto Sedimentario
- Río
- Arroyo
- Población
- Carretera
- Diques
- Fallas y Fracturas
- Rueda y rueda



PLANTA DE LOCALIZACION ESCALA 1:600 000

NOTAS

La topografía de la zona se realizó a partir de puntos astronómicos obtenidos por DETENAL escala 1:50 000

La planta de localización se obtuvo del plano de carreteras del estado de Tabasco, obtenido por la SANOR, actualizado a 1973, escala 1:80 000

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
 "ACATLAN"
 PRESA DERIVADORA TACOTALPA
 PERFIL DE EXPLORACIONES Y CORTE GEOLOGICO
 TESIS PROFESIONAL
 GERMAN ROMERO JUAREZ
 MEXICO, D.F., FEBRERO DE 1982 PLANO II

PROYECTO: Derivadora Tacotalpa.

ANTE - PRESUPUESTO

CLAVE	CONCEPTO	U	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
1.	TERRACERIAS EN CORTINA Y OBRA DE DESVIO.				
1.1	DESMONTE				
1.1.1	Desmante, desenraice, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	ha	4.5	3,770	16,965
1.2	EXCAVACIONES				
1.2.1	En cualquier material excepto roca fija que formen parte de las obras por ejecutarse o que alojen dichas obras o parte de las mismas, excluyendo dentellones de concreto, con acarreo libre de un kilómetro.	m ³	85,154	65	5'535,010
1.2.4	En cualquier clase de material para el desplante de ataguías, con acarreo libre de un kilómetro.	m ³	4,900	65	318,500
1.2.5	En cualquier clase de material para remoción de ataguías con acarreo libre de un kilómetro.	m ³	7,875	65	511,875
1.3	OBTENCION Y COLOCACION				
1.3.2	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de material impermeable compactado.	m ³	7,451	65	484,315
1.3.4	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de material permeable proveniente de bancos de préstamo.	m ³	4,646	68.90	320,109
1.3.6.	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de enrocamiento proveniente de bancos de préstamo.	m ³	24,885	150.80	3'752,658
1.3.7	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de material para formación de ataguías.	m ³	7,875	58.50	460,688

PROYECTO : Derivadora Tacotalpa

ANTE - PRESUPUESTO

CLAVE	C O N C E P T O	U	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
2.	ESTRUCTURA				
2.1	EXCAVACIONES				
2.1.1	En cualquier material excepto roca fija para alojar las estructuras.	m ³	68,000	65.0	4'420,000
2.1.2	En roca fija, para alojar las estructuras.	m ³	17,000	137.0	2'320,500
2.2	CONCRETO				
	FABRICACION Y COLOCACION				
2.2.1	En el muro de contención, en el muro vertedor y en los huecos del enrocamiento.	m ³	5,540	1,820	10'082,800
2.2.2	En el canal y los muros del desarenador. (Fierro de refuerzo).	m ³	2,320	1,820	4'222,400
2.2.3	En el canal y los muros de la obra de toma. (Fierro de refuerzo).	m ³	474	1,820	862,680
2.3	MAMPOSTERIAS				
2.3.1	Enrocamiento de protección en la obra de toma y en el desarenador.	m ³	86	1,000	86,000
2.4	RELLENOS				
2.4.1	En cualquier material excepto roca compactada.	m ³	1,663	117	194,571
2.5	ACERO ESTRUCTURAL Y COMPUERTAS				
2.5.1	Suministro y colocación de acero estructural.	Kg	1,440	52.0	74,880
2.5.2	Suministro y colocación de compuertas deslizantes.	Kg	4,353	104.0	452,712
2.5.3	Suministro y colocación de compuertas radiales.	Kg	4,344	104.0	451.776

PROYECTO: Derivadora Tacotalpa.

ANTE - PRESUPUESTO

CLAVE	CONCEPTO	U	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
3.	ACARREO DE MATERIALES				
3.1	Carga, acarreo en el primer kilómetro y descarga de cemento en sacos.	ton	2,500	78.0	195,000
3.2	Acarreo de cemento en sacos en los kilómetros subsecuentes al primero. (30 Km).	ton-Km	75,000	3.9	292,500
3.3	Carga, acarreo en el primer kilómetro y descarga de fierro de refuerzo.	ton	110	84.50	9,295
3.4	Acarreo de fierro de refuerzo en los kilómetros subsecuentes al primero. (30 km) .	ton-Km	3,300	3.9	12,870
3.5	Carga, acarreo en el primer kilómetro y descarga de elementos - estimados por peso (compuertas y mecanismos).	ton-Km	10	81.90	819
3.6	Acarreo de los elementos estimados por peso en los kilómetros - subsecuentes al primero (compuertas y mecanismos).	ton-Km	20	3.00	60
4.	CONTROL DEL RIO				
4.1	Desague de la cimentación y control del río.	global			520,000
5.	ADQUISICIONES				
5.1	Cemento normal.	ton	2,500	2,500	6'250,000
5.2	Fierro de refuerzo.	ton	110	17,000	1'870,000
	Suma construcción y adquisiciones				43'718,983
	Administración, ingeniería e imprevistos (20%)				8'743,797
	T O T A L :				52'462,780
	(CINCUENTA Y DOS MILLONES CUATROCIENTOS SESENTA Y DOS MIL SETECIENTO OCHENTA PESOS)				

CONCLUSIONES

La boquilla elegida para la construcción de la Presa Derivadora Tacotalpa se considera adecuada para tal fin ,ya que en ambos márgenes se cuenta con apoyo para los empotramientos.

Dado que la función de la estructura hidráulica es de derivación, las probables pérdidas por infiltración no invalidan el proyecto.

El depósito de aluvión presenta buenas características de compacidad por lo que resulta adecuado para apoyar una cortina de tipo flotante.

Debido a que la cimentación de la cortina está constituida por tres tipos de roca (lutita, aluvión y caliza) cuyos comportamientos mecánicos son diferentes, es conveniente que la estructura hidráulica que se construya en el sitio sea de tipo flexible.

Tomando en cuenta lo anterior se recomienda construir una cortina de las llamadas "Tipo Indio".

Considero este trabajo como un primer intento, y por lo tanto susceptible de ampliarse en cualquiera de los temas, tanto en el aspecto práctico como en el teórico. No obstante en él están contenidos los conocimientos mín

mos que deben tenerse para la elaboración de estos proyectos con objeto de obtener los beneficios que se desean.

BIBLIOGRAFIA

- PRESAS DE DERIVACION, S.R. H-1976
(Plan Nacional de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural)
 - PRESAS DERIVADORAS CONSTRUIDAS EN MEXICO, S.A.R. H-1977
 - OPEN CHANNEL HYDRAULIES. (Ven Te Chow, Ph.D.)
 - MANUAL DE HIDRAULICA APLICADA (H. W. KING.)
 - MANUAL DE MECANICA DE SUELOS (1970) S.R.H.
 - HIDRAULICA GENERAL (Gilberto Sotelo Avila)
 - APUNTES DE HIDRAULICA II (Gilberto Sotelo Avila)
- FACULTAD DE INGENIERIA
- HIDROLOGIA (Rolando Springall, G.)
 - DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS (U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR BUREAN OF RECLAMATION)
 - MECANICA DE SUELOS . TOMOS I, II, y III (Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez).
 - PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO. (Raúl J. Marsal , Daniel Resendiz Nuñez).