

3376

---

FACULTAD DE INGENIERIA

# DESCARTE

- Dimensionamiento de la Presa de las Adjuntas.

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

present a :

FRANCISCO CAAMAÑO RICO



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.

A mis padres con admiración.

01271

Desoo expresar mi más profundo agradecimiento a los funcionarios e Ingenieros de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, por haberme orientado y facilitado los medios para realizar esta tesis.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
Dirección  
Núm. 73-3281 CU  
Exp. Núm. 73/214.2/1.-

Al Pasante señor Francisco CAAMAÑO RICO  
P r e s e n t e

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el señor profesor Ingeniero José L. Sánchez Bribiesca, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

"DIMENSIONAMIENTO DE LA PRESA DE LAS ADJUNTAS.

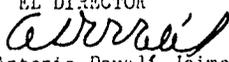
Dicho tema deberá contener los siguientes incisos:

0. Antecedentes.
1. Análisis crítico de los datos disponibles.
2. Estudio hidrológico.
3. Dimensionamiento de la obra de excedencias y de la obra de toma.
4. Dimensionamiento de la obra de desvío.
5. Dimensionamiento de la cortina.
6. Plan de construcción.
7. Conclusiones."

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar examen profesional; - así como de la disposición de la Dirección General de Servicios - Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de -- los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
México, D. F., a lo. de julio de 1966  
EL DIRECTOR

  
Ing. Antonio Dovalí Jaime

  
ADJ/440/rr.

## I N D I C E .

	Página
0. - ANTECEDENTES.	1
1. - ANALISIS CRITICO DE LOS DATOS DISPONIBLES.	3
2. - ESTUDIO HIDROLOGICO.	5
3. - DIMENSIONAMIENTO DE LA OBRA DE TOMA Y DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.	39
4. - DIMENSIONAMIENTO DE LA OBRA DE DESVIO.	52
5. - DIMENSIONAMIENTO DE LA CORTINA	64
6. - PLAN DE CONSTRUCCION.	89
7. - CONCLUSIONES	99

A N T E C E D E N T E S .

El presente trabajo comprenderá los estudios y dimensionamiento de la presa "Las Adjuntas", sobre el río Soto Lamarina, Tamps. , proyecto a través del cual se pretende el aprovechamiento en gran escala de las aguas de su escurrimiento, las que actualmente se aprovechan en cantidades reducidas en las tierras del Distrito de Padilla.

Con el aprovechamiento se espera abrir al cultivo aproximadamente 48,000 Has. , comprendidas en el valle de Soto Lamarina.

GEOLOGIA. - La zona estudiada que se localiza en el extremo norte de la región sedimentaria conocida como "Cuenca Tampico-Tuxpan", es de geología relativamente simple. En efecto, el río Soto Lamarina, ha labrado su cauce en un cuerpo calcáreo constituido por calizas arcillosas.

Las rocas que afloran dentro de esta cuenca, son sedimentarias marinas, representadas por calizas del alubiano-cenomaniano- y, dentro de la zona estudiada, son calizas del cretácico superior correspondiente al coniaciano-santoniano inferior (San Felipe) y al turoniano (Agua Nueva).

Las características litológicas de la formación "San Felipe", son las siguientes: Secuencias de calizas compactas, delgadas (0.05-0.50 mts.) interestratificadas con capas delgadas arcillosas de color gris claro, verde y café. Hacia la parte superior, esta roca se torna más arcillosa y presenta interestratificaciones de lutitas color gris cada vez más frecuentes, con espesores variables y su distribución superficial es profusa, principalmente hacia los plegamientos frontales de la Sierra Madre Oriental.

La formación "Agua Nueva", está constituida por estratos de caliza

de color gris claro (0.05-0.5 Mts. ), alternados con estratos de lutitas margosas de espesores muy variables y bandas delgadas de pedernal negro. La posición estructural de la caliza es prácticamente horizontal, con echados - muy pequeños en estratos que forman parte de una estructura del tipo anti--clinal muy abierta.

El área por inundarse comprende una sección encañonada abierta - en calizas y lutitas de la formación "San Felipe"; pero la mayor parte de la superficie está ocupada por margas de la formación "Méndez" y posiblemente también por rocas arcillo-margosas pertenecientes a la formación - - - "Velasco". Dichas formaciones no han estado sujetas a movimientos tectónicos de importancia y dadas las condiciones generales de sus rocas, es de esperarse que el terreno presente condiciones satisfactorias de estabilidad e impermeabilidad.

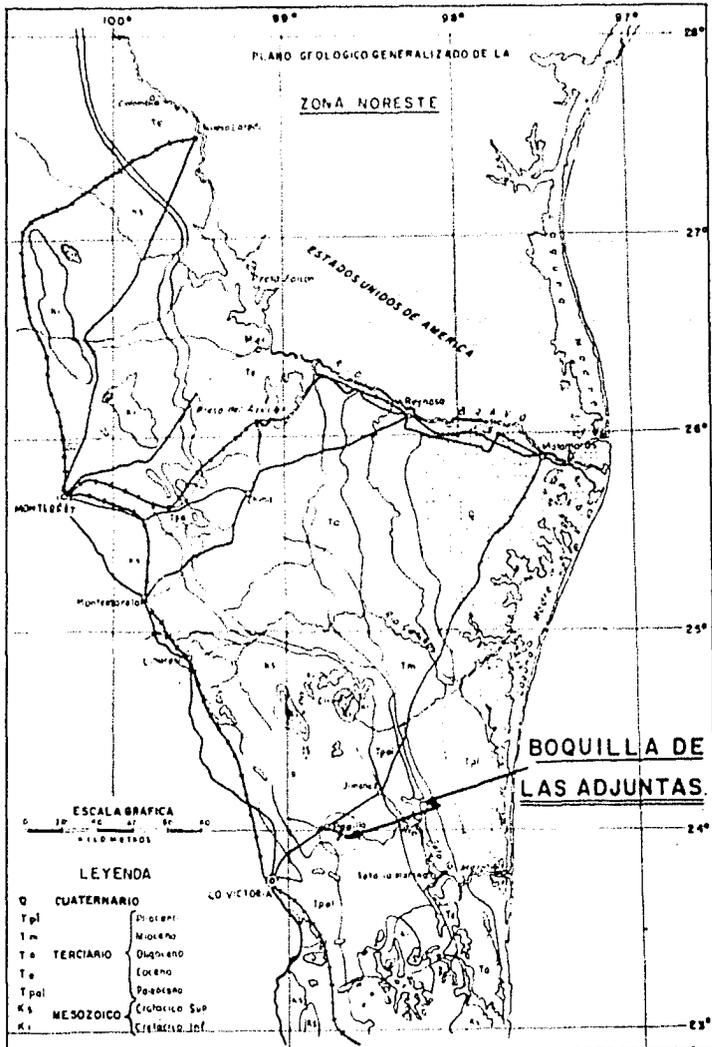
La localización exacta de la boquilla es la siguiente:

Latitud norte:  $23^{\circ} 58'$

Longitud occidental de M. GW. :  $98^{\circ} 35'$

Altura sobre el nivel del mar : 88 mts.

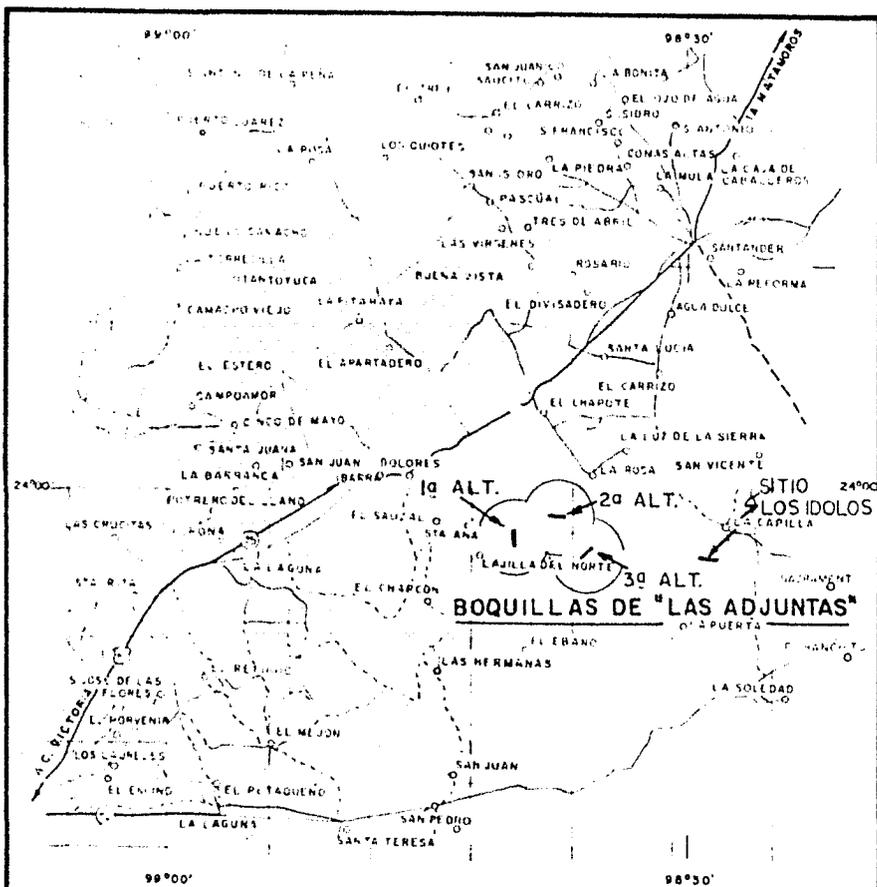
Los planos geológicos de la zona, se incluyen a continuación.



**NOTAS**

Este plano fue tomado de la figura N° 3 que aparece en notas sobre "Geología-Petrólea de México", Zona Noreste de Luis Benavides Simposium Sobre Yacimientos de Petróleo y Gas. Tomo III. XX Congreso Internacional. México 1956.

U N A M	<b>FACULTAD DE INGENIERIA</b>
	<b>TESIS PROFESIONAL</b>
	<b>PRESA "LAS ADJUNTAS"</b>
	<b>GEOLOGIA DE LA ZONA NORESTE</b>
<b>FRANCISCO CAAMAÑO RICO</b>	
<b>MEXICO, D.F. 1966</b>	



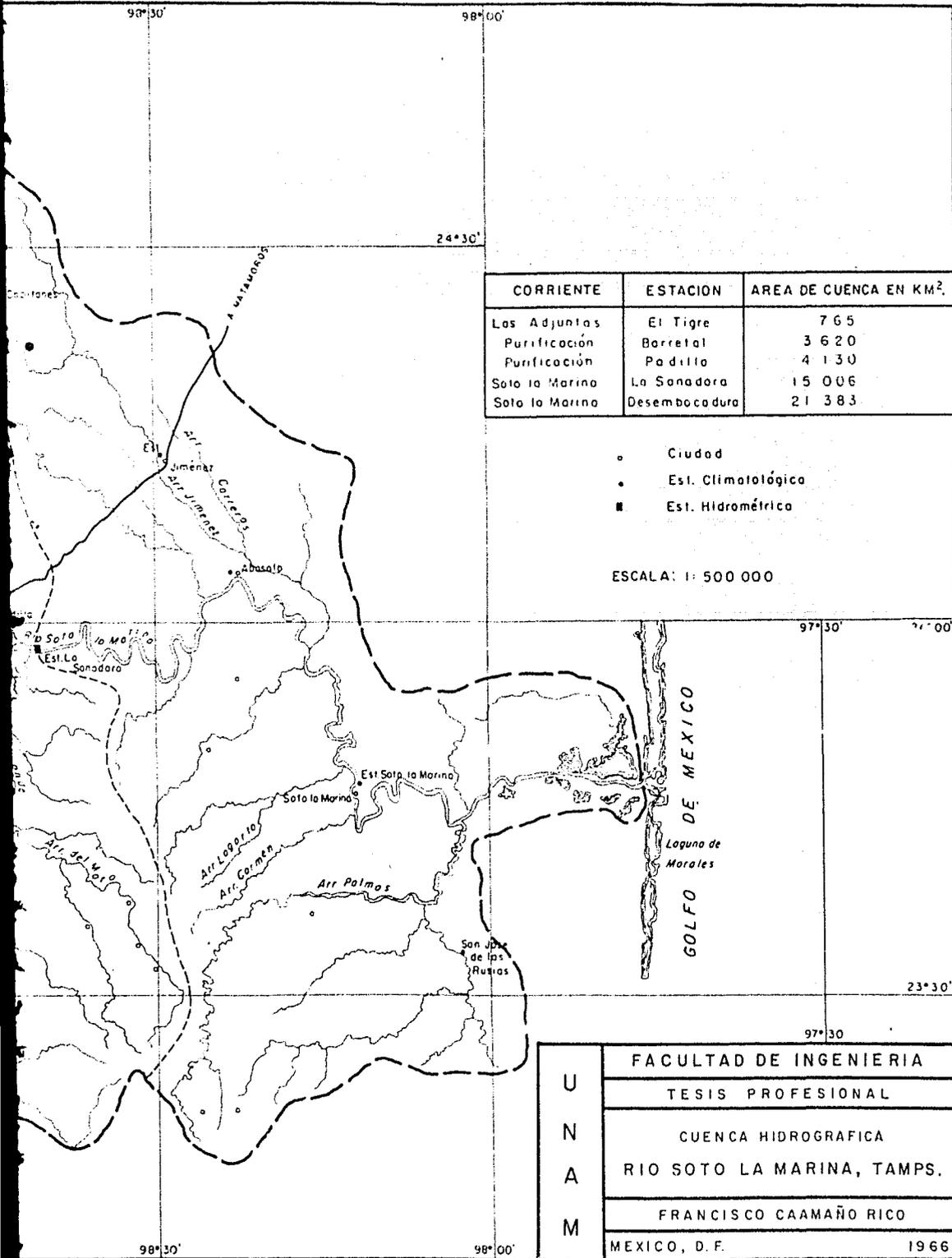
ESCALA=1:500 000.

NOTA:

Este plano es copia de las Hojas Monterrey, Tampico y Matamoros Reynosa 14R-VII, 14Q(II), 14R-VIII Y 14R-VI editado por la Comisión Coordinadora del Levantamiento de la Carta Geográfica de la República Mexicana

U  N  A  M	FACULTAD DE INGENIERIA
	TESIS PROFESIONAL
	PRESA "LAS ADJUNTAS" 1a, 2a, Y 3a ALTERNATIVAS
	SITUACION GEOGRAFICA
	FRANCISCO CAAMAÑO RICO
	MEXICO, D. F. 1966





CORRIENTE	ESTACION	AREA DE CUENCA EN KM <sup>2</sup> .
Las Adjuntas	El Tigre	7 65
Purificación	Barretal	3 620
Purificación	Padillo	4 130
Soto la Marina	La Sonadora	15 006
Soto la Marina	Desembocadura	21 383

- Ciudad
- Est. Climatológica
- Est. Hidrométrica

ESCALA: 1: 500 000

U N A M	FACULTAD DE INGENIERIA
	TESIS PROFESIONAL
	CUENCA HIDROGRAFICA
	RIO SOTO LA MARINA, TAMPS.
	FRANCISCO CAAMAÑO RICO
	MEXICO, D. F. <span style="float: right;">1966</span>

**C A P I T U L O**

---

**Análisis Crítico de los Datos Disponibles.**

## ANALISIS CRITICO DE LOS DATOS DISPONIBLES.

Para el estudio del proyecto, se cuenta con los datos siguientes:

- 1). - Planos topográficos de la zona (escalas 1:5000 y 1:2000);
- 2). - Plano general de la cuenca, que consigna estaciones climatológicas e hidrológicas;
- 3). - Datos hidrológicos;
- 4). - Datos geológicos; y
- 5). - Datos agrológicos del distrito de riego.

Para determinar la utilidad de los datos hidrológicos disponibles, se procedió a analizar los registros de las estaciones climatológicas e hidrométricas y de aforo de "Barretal" con registro de 25 años, de "Padilla" con 15 años y de la "Sonadora" con sólo 5 años.

Las tres estaciones se encuentran sobre el río Purificación y Soto Lamarina, pero entre las dos últimas, desembocan los ríos "Pilón" y "Arroyo Grande", que por carecer de estaciones, complican el estudio hidrológico porque la construcción de la presa se proyecta aguas abajo de la estación la "Sonadora".

Por lo expuesto, se recurrió a métodos estadísticos para determinar influencia de los ríos "Pilón" y "Arroyo Grande" y lograr en esta forma, un modelo matemático que arroje la información requerida en la estación la "Sonadora" para dimensionar la presa proyectada.

Con referencia a los datos geológicos, se cuenta con los planos ge

nerales y con los cortes geológicos de las alternativas propuestas para la localización de la boquilla.

Se tiene el inconveniente de que el sitio seleccionado para la construcción de la cortina, se encuentra en estudio geológico. Sin embargo, se tiene la ventaja de que dicho sitio se encuentra entre dos alternativas ya estudiadas y que presentan el mismo tipo de estratigrafía, que permite suponer que el sitio seleccionado tiene las mismas características.

Por lo que se refiere a los datos agrológicos, se cuenta con los de uso consuntivo de las estaciones de Abasolo, Jiménez, Padilla y Soto Lamarina, que se estiman suficientes, porque dan una información clara y precisa de las características del distrito de riego.

**C A P I T U L O**



---

**ESTUDIO HIDROLOGICO.**

## ESTUDIO HIDROLOGICO.

En todo estudio hidrológico, se tiene que responder a las siguientes preguntas:

- A). - De cuánta agua se dispone;
- B). - Cuánta agua se necesita;
- C). - Cuánta agua falta o sobra; y
- D). - Qué hacer con el agua que sobra.

La pregunta a), interesa porque no puede hacerse un aprovechamiento integral del agua si no se tiene a priori una idea del volumen del agua disponible. El objeto de la pregunta b), es cuantificar el agua necesaria para los fines deseados (en nuestro caso para riego). La pregunta c), interesa porque permite determinar si falta agua para los fines programados o al contrario. Por último, la pregunta d), importa porque debe decidirse qué hacer con el agua que no se utiliza y darle el impulso de acuerdo con los fines del proyecto.

A) - Para determinar la cantidad de agua disponible, sólo se cuenta con los registros de los volúmenes escurridos en las estaciones de Barretal, Padilla y la Sonadora, con el inconveniente de que en esta última, únicamente se tiene un registro de 5 años, los que resultan insuficientes para el análisis ya que no se puede aplicar ningún método convencional.

Por lo expuesto, se intentó determinar los volúmenes escurridos faltantes en la estación la "Sonadora", por medio de correlaciones entre las estaciones de "Padilla" y la "Sonadora". Se correlacionaron gastos máximos instantáneos anuales y mensuales y al no existir esta correlación se intentó con los gastos medios mensuales, con lo que se obtuvieron 5 rectas de regresión que tampoco arrojaron un resultado lógico.

Fué necesario recurrir a correlacionar los gastos medios diarios, mes a mes, durante los meses de mayor escurrimiento (julio, agosto, septiembre, octubre y noviembre). De esta correlación se obtuvieron 25 pendiente. De las 25 pendientes (coeficientes de regresión) obtenidas, sólo 15 tuvieron coeficientes de correlación aceptables.

Para seleccionar las 15 pendientes, se tomaron las que tenían los coeficientes de correlación más altos, porque durante los meses que se presentan, se tienen las avenidas máximas registradas.

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla - 2, A.

Con los resultados anteriores, debe obtenerse una pendiente representativa con determinada probabilidad y para conseguirla, se propone el empleo de un modelo matemático.

El modelo que se propone, tiene el mismo fundamento que en el método de predicción de avenidas de Levediov. Se consideran las pendientes -

TABLA - 2. A

RESULTADOS DE LAS CORRELACIONES ENTRE LAS ESTACIONES DE PADILLA Y LA SONADORA

MES	COEF. DE CORREL. R	COEF. DE REGRESION B	GASTO MEDIO PADILLA	GASTO MEDIO SONADORA	DESV. ESTRD. PADILLA	DESV. ESTRD. SONADORA	
AÑO 1960	JUL	-.014	-0.045	.194	.345	.131	.407
	AGO	.275	4.205	1.980	17.257	2.570	39.201
	SEP	.980	2.060	68.234	130.800	62.844	132.090
	OCT	.798	1.959	7.125	15.201	7.765	19.054
	NOV	.154	.737	4.910	9.558	.795	3.790
MES	COEF. DE CORREL. R	COEF. DE REGRESION B	GASTO MEDIO PADILLA	GASTO MEDIO SONADORA	DESV. ESTRD. PADILLA	DESV. ESTRD. SONADORA	
AÑO 1961	JUL	.957	1.741	15.740	23.445	17.742	32.262
	AGO	.934	1.744	27.810	47.146	42.540	79.380
	SEP	.833	1.523	15.230	26.279	11.268	20.593
	OCT	.944	1.047	6.980	9.572	4.719	5.237
	NOV	.870	1.278	2.340	2.724	.545	.801
MES	COEF. DE CORREL. R	COEF. DE REGRESION B	GASTO MEDIO PADILLA	GASTO MEDIO SONADORA	DESV. ESTRD. PADILLA	DESV. ESTRD. SONADORA	
AÑO 1962	JUL	.994	1.811	7.650	12.461	9.699	17.670
	AGO	.048	14.658	.077	2.435	.015	4.698
	SEP	.950	1.926	16.710	40.482	28.386	57.503
	OCT	.962	3.130	16.460	41.716	22.381	72.796
	NOV	.339	2.475	.490	1.775	.408	2.980
MES	COEF. DE CORREL. R	COEF. DE REGRESION B	GASTO MEDIO PADILLA	GASTO MEDIO SONADORA	DESV. ESTRD. PADILLA	DESV. ESTRD. SONADORA	
AÑO 1963	JUL	.461	16.997	.146	2.441	.120	4.443
	AGO	.351	3.180	.090	.683	.088	.700
	SEP	.937	2.707	18.854	67.293	33.495	96.791
	OCT	.715	1.235	5.337	15.406	7.308	12.624
	NOV	.632	7.981	.140	1.134	.103	1.306
MES	COEF. DE CORREL. R	COEF. DE REGRESION B	GASTO MEDIO PADILLA	GASTO MEDIO SONADORA	DESV. ESTRD. PADILLA	DESV. ESTRD. SONADORA	
AÑO 1964	JUL	.943	1.823	2.930	6.796	3.978	7.690
	AGO	.566	13.801	.070	.965	.049	1.204
	SEP	.922	1.934	10.410	28.576	12.680	26.590
	OCT	.459	1.578	9.970	27.958	8.631	29.660
	NOV	.230	.494	.720	1.289	.331	.700

como variables aleatorias y se trata de obtener la función de distribución de dicha variable en forma aproximada, con base a las pendientes determinadas.

La función de distribución se determina a través de ciertas características de la misma, como son: el valor medio de la distribución, su desviación estandar y su coeficiente de asimetría, valores que se estiman a partir de las pendientes obtenidas.

En estas estimaciones, intervienen coeficientes correctivos que Levediov deduce de las observaciones de gastos máximos, en un número considerable de ríos.

El modelo propuesto es el siguiente:

$$m^* = m_M \pm \Delta m$$

en donde

$m^*$  = pendiente probable

$m_M$  = pendiente media =  $(1 + \bar{\sigma} C_V) m_\mu$

en donde

$m_\mu$  = media aritmética

$C_V$  = coeficiente de variación =  $\sqrt{\frac{\sum (K-1)^2}{N}}$ ;  $K = \frac{m}{m_\mu}$

$N$  = número de pendientes

$\bar{\sigma} = f(P, C_S) =$  función de la probabilidad y del coeficiente de asimetría ( dado por las tablas )

$C_S = 5 C_V$  ;  $P = 10\%$  ( 1/10 años )

intervalo de confianza =  $\Delta m = \frac{\sigma}{\sqrt{N}} E_p m_M$

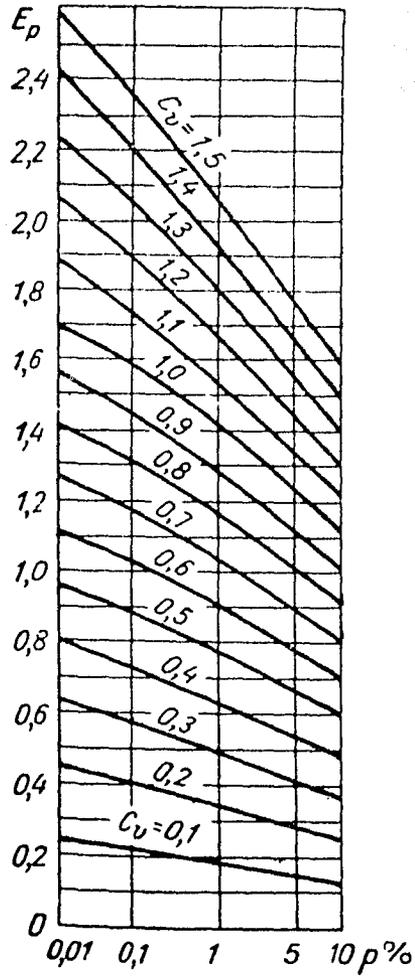
en donde

$E_p$  = función de la probabilidad y del coeficiente de variación (dado por la gráfica).

$\alpha$  = coeficiente de seguridad = 1.2

Los cálculos son los siguientes:

Año y mes	m	$K = \frac{m}{m_\mu}$	$K - 1$	$(K - 1)^2$	$(K - 1)^3$
1960 Sep.	2.060	0.9115	-0.0885	0.007832	-0.0006931
1960 Oct.	1.959	0.8668	-0.1332	0.017742	-0.0023632
1961 Jul.	1.741	0.7704	-0.2296	0.052716	-0.012104
1961 Ago.	1.744	0.7717	-0.2283	0.052120	-0.011899
1961 Sep.	1.523	0.6739	-0.3261	0.106341	-0.034678
1961 Oct.	-1.047	0.4633	-0.5367	0.28805	-0.15459
1961 Nov.	1.278	0.5655	-0.4345	0.18879	-0.08203
1962 Jul.	1.811	0.8013	-0.1987	0.03948	-0.007845
1962 Sep.	1.926	0.8522	-0.1478	0.021845	-0.003229
1962 Oct.	3.130	1.3850	0.3850	0.148225	0.057067
1963 Sep.	2.707	1.1978	0.1978	0.039125	0.007739
1963 Oct.	1.235	0.5465	-0.4535	0.20566	-0.093267
1963 Nov.	7.981	3.5314	2.5314	6.40799	16.22119
1964 Jul.	1.823	0.8066	-0.1934	0.037403	-0.007234
1964 Sep.	1.934	0.8558	-0.1442	0.020794	-0.002998
$\Sigma$	33.899	—	—	7.634113	15.87307



GRAFICA PARA DETERMINAR  $E_p$  EN FUNCION DE LA PROBABILIDAD (P) Y DEL COEFICIENTE DE VARIACION ( $C_v$ )

C <sub>s</sub>	PROBABILIDAD EN %											Обеспечен	
	0,01	0,1	0,5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50
0,0	3,72	3,09	2,58	2,33	2,02	1,88	1,64	1,26	0,84	0,67	0,52	0,25	0,00
0,05	3,83	3,16	2,62	2,36	2,06	1,90	1,65	1,28	0,84	0,66	0,52	0,24	-0,01
0,1	3,94	3,23	2,67	2,40	2,11	1,92	1,67	1,29	0,84	0,66	0,51	0,24	-0,02
0,15	4,05	3,31	2,71	2,44	2,13	1,94	1,68	1,30	0,84	0,66	0,50	0,23	-0,02
0,2	4,16	3,38	2,76	2,47	2,16	1,96	1,70	1,30	0,83	0,65	0,50	0,22	-0,03
0,25	4,27	3,45	2,81	2,50	2,18	1,98	1,71	1,30	0,82	0,64	0,49	0,21	-0,04
0,3	4,38	3,52	2,86	2,54	2,21	2,00	1,72	1,31	0,82	0,64	0,48	0,20	-0,05
0,35	4,50	3,59	2,90	2,58	2,23	2,02	1,73	1,32	0,82	0,64	0,48	0,20	-0,06
0,4	4,61	3,66	2,95	2,61	2,26	2,04	1,75	1,32	0,82	0,63	0,47	0,19	-0,07
0,45	4,72	3,74	2,99	2,64	2,28	2,06	1,76	1,32	0,82	0,62	0,46	0,18	-0,08
0,5	4,83	3,81	3,04	2,68	2,31	2,08	1,77	1,32	0,81	0,62	0,46	0,17	-0,08
0,55	4,94	3,88	3,08	2,72	2,33	2,10	1,78	1,32	0,80	0,62	0,45	0,16	-0,09
0,6	5,05	3,96	3,13	2,75	2,35	2,12	1,80	1,33	0,80	0,61	0,44	0,16	-0,10
0,65	5,16	4,03	3,17	2,78	2,37	2,14	1,81	1,33	0,79	0,60	0,44	0,15	-0,11
0,7	5,28	4,10	3,22	2,82	2,40	2,15	1,82	1,33	0,79	0,59	0,43	0,14	-0,12
0,75	5,39	4,17	3,26	2,86	2,42	2,16	1,83	1,34	0,78	0,58	0,42	0,13	-0,12
0,8	5,50	4,24	3,31	2,89	2,45	2,18	1,84	1,34	0,78	0,58	0,41	0,12	-0,13
0,85	5,62	4,31	3,35	2,92	2,47	2,20	1,85	1,34	0,78	0,58	0,40	0,12	-0,14
0,9	5,73	4,38	3,40	2,96	2,50	2,22	1,86	1,34	0,77	0,57	0,40	0,11	-0,15
0,95	5,84	4,46	3,44	2,99	2,52	2,24	1,87	1,34	0,76	0,56	0,39	0,10	-0,16
1,0	5,96	4,53	3,49	3,02	2,54	2,25	1,88	1,34	0,76	0,55	0,38	0,09	-0,16
1,05	6,07	4,60	3,53	3,06	2,56	2,26	1,88	1,34	0,75	0,54	0,37	0,08	-0,17
1,1	6,18	4,67	3,58	3,09	2,58	2,28	1,89	1,34	0,74	0,54	0,36	0,07	-0,18
1,15	6,30	4,74	3,62	3,12	2,60	2,30	1,90	1,34	0,74	0,53	0,36	0,06	-0,18
1,2	6,41	4,81	3,66	3,15	2,62	2,31	1,92	1,34	0,73	0,52	0,35	0,05	-0,19
1,25	6,52	4,88	3,70	3,18	2,64	2,32	1,93	1,34	0,72	0,52	0,34	0,04	-0,20
1,3	6,64	4,95	3,74	3,21	2,67	2,34	1,94	1,34	0,72	0,51	0,33	0,04	-0,21
1,35	6,74	5,02	3,78	3,24	2,69	2,36	1,94	1,34	0,72	0,50	0,32	0,03	-0,22
1,4	6,87	5,09	3,83	3,27	2,71	2,37	1,95	1,34	0,71	0,49	0,31	0,02	-0,22
1,45	6,98	5,19	3,87	3,30	2,72	2,38	1,95	1,33	0,70	0,48	0,30	0,01	-0,23
1,50	7,09	5,28	3,91	3,33	2,74	2,39	1,96	1,33	0,69	0,47	0,30	0,00	-0,24
1,55	7,20	5,32	3,95	3,36	2,76	2,40	1,96	1,33	0,68	0,46	0,29	-0,01	-0,24
1,6	7,31	5,37	3,99	3,39	2,78	2,42	1,97	1,33	0,68	0,46	0,28	-0,02	-0,25
1,65	7,42	5,44	4,03	3,42	2,80	2,43	1,97	1,32	0,67	0,45	0,27	-0,02	-0,26
1,7	7,54	5,50	4,07	3,44	2,82	2,44	1,98	1,32	0,66	0,44	0,26	-0,03	-0,27
1,75	7,65	5,57	4,11	3,47	2,83	2,45	1,98	1,32	0,65	0,43	0,25	-0,04	-0,28

TABLAS PARA DETERMINAR  $\bar{\sigma}$  EN FUNCION  
DEL COEFICIENTE DE ASIMETRIA (C<sub>s</sub>) Y DE LA  
PROBABILIDAD

C <sub>1</sub>	Обеспечен													
	0,01	0,1	0,5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	
1,8	7,76	5,64	4,15	3,50	2,85	2,46	1,99	1,32	0,64	0,42	0,24	-0,05	-0,28	
1,85	7,87	5,70	4,19	3,52	2,86	2,48	1,99	1,32	0,64	0,41	0,23	-0,06	-0,28	
1,9	7,98	5,77	4,23	3,55	2,88	2,49	2,00	1,31	0,63	0,40	0,22	-0,07	-0,29	
1,95	8,10	5,84	4,26	3,58	2,89	2,50	2,00	1,30	0,62	0,40	0,21	-0,08	-0,30	
2,0	8,21	5,91	4,30	3,60	2,91	2,51	2,00	1,30	0,61	0,39	0,20	-0,08	-0,31	
2,05		5,97	4,34	3,63	2,92	2,52	2,00	1,30	0,60	0,38	0,19	-0,09	-0,32	
2,1		6,04	4,38	3,65	2,94	2,53	2,01	1,29	0,59	0,37	0,18	-0,10	-0,32	
2,15		6,09	4,42	3,66	2,94	2,53	2,01	1,29	0,58	0,36	0,17	-0,11	-0,32	
2,2		6,14	4,46	3,68	2,95	2,54	2,02	1,27	0,57	0,35	0,16	-0,12	-0,33	
2,25		6,20	4,49	3,70	2,96	2,54	2,02	1,26	0,56	0,33	0,15	-0,12	-0,34	
2,3		6,26	4,52	3,73	2,98	2,54	2,01	1,26	0,55	0,32	0,14	-0,13	-0,34	
2,35		6,31	4,55	3,75	3,00	2,57	2,01	1,25	0,53	0,30	0,13	-0,13	-0,34	
2,4		6,37	4,59	3,78	3,02	2,60	2,00	1,25	0,52	0,29	0,12	-0,14	-0,35	
2,45		6,43	4,62	3,80	3,03	2,61	2,00	1,24	0,51	0,28	0,11	-0,15	-0,36	
2,5		6,50	4,66	3,82	3,05	2,62	2,00	1,23	0,50	0,27	0,10	-0,16	-0,36	
2,55		6,52	4,68	3,84	3,06	2,62	2,00	1,22	0,49	0,26	0,093	-0,16	-0,36	
2,6		6,54	4,71	3,86	3,08	2,63	2,00	1,21	0,48	0,25	0,085	-0,17	-0,37	
2,65		6,64	4,75	3,89	3,09	2,63	2,00	1,20	0,47	0,24	0,078	-0,17	-0,37	
2,7		6,75	4,80	3,92	3,10	2,64	2,00	1,19	0,46	0,24	0,070	-0,18	-0,38	
2,75		6,80	4,83	3,94	3,11	2,64	2,00	1,18	0,45	0,23	0,063	-0,19	-0,38	
2,8		6,86	4,86	3,96	3,12	2,65	2,00	1,18	0,44	0,22	0,057	-0,20	-0,39	
2,85		6,93	4,88	3,98	3,12	2,65	2,00	1,16	0,42	0,21	0,049	-0,20	-0,39	
2,9		7,00	4,91	4,01	3,12	2,66	1,99	1,15	0,41	0,20	0,041	-0,21	-0,39	
2,95		7,05	4,93	4,03	3,13	2,66	1,98	1,14	0,40	0,19	0,034	-0,21	-0,39	
3,0		7,10	4,95	4,05	3,14	2,66	1,97	1,13	0,39	0,19	0,027	-0,22	-0,40	
3,05		7,16	4,98	4,07	3,14	2,66	1,97	1,12	0,38	0,18	0,018	-0,22	-0,40	
3,1		7,23	5,01	4,09	3,14	2,66	1,97	1,11	0,37	0,17	0,010	-0,23	-0,40	
3,15		7,29	5,04	4,10	3,14	2,66	1,96	1,10	0,36	0,16	0,002	-0,24	-0,40	
3,2		7,35	5,08	4,11	3,14	2,66	1,96	1,09	0,35	0,15	-0,006	-0,25	-0,41	
3,25		7,39	5,11	4,13	3,14	2,66	1,95	1,08	0,34	0,14	-0,014	-0,25	-0,41	
3,3		7,44	5,14	4,15	3,14	2,66	1,95	1,08	0,33	0,13	-0,022	-0,26	-0,41	
3,35		7,49	5,15	4,16	3,14	2,66	1,94	1,07	0,32	0,12	-0,029	-0,26	-0,41	
3,4		7,54	5,19	4,18	3,15	2,66	1,94	1,06	0,31	0,11	-0,036	-0,27	-0,41	
3,45		7,59	5,22	4,19	3,15	2,66	1,93	1,05	0,30	0,09	-0,042	-0,27	-0,41	
3,5		7,64	5,25	4,21	3,16	2,66	1,93	1,04	0,29	0,08	-0,049	-0,28	-0,41	

C <sub>1</sub>	Объемов												
	0,01	0,1	0,5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50
3.55	7,68	5,27	4,22	3,16	2,66	1,93	1,03	0,28	0,072	-0,060	-0,28	-0,41	
3.6	7,72	5,30	4,24	3,17	2,66	1,93	1,03	0,28	0,061	-0,072	-0,28	-0,42	
3.65	7,79	5,32	4,25	3,17	2,66	1,92	1,02	0,27	0,056	-0,078	-0,28	-0,42	
3.7	7,86	5,35	4,26	3,18	2,66	1,91	1,01	0,26	0,048	-0,084	-0,29	-0,42	
3.75	7,91	5,37	4,27	3,18	2,66	1,90	1,00	0,25	0,040	-0,089	-0,29	-0,42	
3.8	7,97	5,40	4,29	3,18	2,65	1,90	1,00	0,24	0,032	-0,095	-0,30	-0,42	
3.85	8,02	5,42	4,31	3,19	2,65	1,90	0,99	0,23	0,026	-0,103	-0,30	-0,41	
3.9	8,08	5,45	4,32	3,20	2,65	1,90	0,98	0,23	0,020	-0,11	-0,30	-0,41	
3.95	8,12	5,47	4,33	3,20	2,65	1,90	0,97	0,22	0,015	-0,11	-0,30	-0,41	
4.0	8,17	5,50	4,34	3,20	2,65	1,90	0,96	0,21	0,010	-0,12	-0,31	-0,41	
4.05	8,23	5,52	4,35	3,21	2,65	1,89	0,95	0,20	0,005	-0,12	-0,31	-0,41	
4.1	8,29	5,55	4,36	3,22	2,65	1,89	0,95	0,20	0,00	-0,13	-0,31	-0,41	
4.15	8,33	5,57	4,37	3,23	2,65	1,88	0,94	0,19	-0,005	-0,13	-0,31	-0,41	
4.2	8,38	5,60	4,39	3,24	2,64	1,88	0,93	0,19	-0,010	-0,13	-0,31	-0,41	
4.25	8,43	5,62	4,39	3,24	2,64	1,87	0,92	0,18	-0,015	-0,13	-0,31	-0,40	
4.3	8,49	5,65	4,40	3,24	2,64	1,87	0,92	0,17	-0,021	-0,14	-0,32	-0,40	
4.35	8,54	5,67	4,41	3,24	2,64	1,86	0,91	0,16	-0,026	-0,14	-0,32	-0,40	
4.4	8,60	5,69	4,42	3,25	2,63	1,86	0,91	0,15	-0,032	-0,15	-0,32	-0,40	
4.45	8,64	5,71	4,43	3,25	2,63	1,85	0,90	0,14	-0,037	-0,15	-0,32	-0,40	
4.5	8,69	5,74	4,44	3,26	2,62	1,85	0,89	0,14	-0,042	-0,16	-0,32	-0,40	
4.55	8,74	5,76	4,45	3,26	2,62	1,84	0,89	0,13	-0,047	-0,16	-0,32	-0,40	
4.6	8,79	5,79	4,46	3,27	2,62	1,84	0,87	0,13	-0,052	-0,17	-0,32	-0,40	
4.65	8,84	5,81	4,47	3,27	2,61	1,83	0,86	0,12	-0,058	-0,17	-0,32	-0,40	
4.7	8,89	5,84	4,49	3,28	2,61	1,83	0,85	0,11	-0,064	-0,18	-0,32	-0,40	
4.75	8,92	5,86	4,49	3,28	2,61	1,82	0,83	0,10	-0,069	-0,18	-0,32	-0,395	
4.8	8,96	5,89	4,50	3,29	2,60	1,81	0,82	0,10	-0,075	-0,19	-0,32	-0,39	
4.85	9,00	5,89	4,50	3,29	2,60	1,80	0,81	0,092	-0,081	-0,19	-0,32	-0,388	
4.9	9,04	5,90	4,51	3,30	2,60	1,80	0,80	0,084	-0,087	-0,19	-0,33	-0,386	
4.95	9,08	5,92	4,52	3,31	2,60	1,79	0,79	0,076	-0,093	-0,19	-0,33	-0,383	
5.0	9,12	5,94	4,54	3,32	2,60	1,78	0,78	0,068	-0,099	-0,20	-0,33	-0,380	
5.05	9,16	5,96	4,55	3,32	2,60	1,77	0,77	0,059	-0,105	-0,20	-0,33	-0,378	
5.1	9,20	5,98	4,57	3,32	2,60	1,76	0,76	0,05	-0,110	-0,21	-0,33	-0,376	
5.15	9,23	6,00	4,58	3,32	2,60	1,75	0,74	0,043	-0,115	-0,21	-0,33	-0,373	
5.2	9,27	6,02	4,59	3,33	2,60	1,74	0,73	0,035	-0,120	-0,21	-0,33	-0,370	

$$m_{\mu} = \frac{\sum m}{N} = \frac{33.899}{15} = 2.26$$

$$C_V = \sqrt{\frac{\sum (K-1)^3}{N}} = \sqrt{\frac{7.6341}{15}} = 0.7134$$

$$C_S = 5 C_V = 3.567$$

Ahora de la tabla, para una probabilidad de 1/10 años (10%) y

$C_S = 3.567$ , se tiene:

$$\bar{\sigma} = 1.14712$$

→

$$m_M = (1 + \bar{\sigma} C_V) m_{\mu} = (1 + 1.14712 \times 0.7134) 2.26$$

$$= 4.11$$

De la gráfica se tiene que  $E_P = 0.829$

∴

$$\Delta m = \frac{1.2}{\sqrt{15}} \times 0.829 \times 4.11 = 1.06$$

$$m^{\pm} = m_M \pm \Delta m = 4.11 \pm 1.06 = \begin{cases} 5.17 \\ 3.05 \end{cases}$$

Con las pendientes anteriores, se obtienen las rectas de regresión:

$$y = 3.05 X; y = 5.17 X$$

en donde

x = gastos en Padilla

y = gastos en Sonadora

Para obtener resultados más reales, se tomó la recta de menor -

pendiente (3.05).

Con esta recta se generan 17 años de registros, como sigue: Se mu  
tiplica el volumen mensual escurrido en "Padilla" por el valor de la pen  
te (3.05) para obtener los volúmenes escurridos en la "Sonadora".

Los resultados de dichas operaciones se muestran a continuación :

Año	1948	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1956
Ene.	32705	21545	6420	1604	48629	29658	6390	112728
Feb.	6734	4203	1327	1690	9232	1732	1007	38802
Mar.	1922	2129	1388	2117	4862	2821	833	26056
Abr.	845	2184	10333	1452	9574	1684	1007	35935
May.	2193	3447	11770	2077	12487	1223	26331	178965
Jun.	1369	5920	5371	5734	15250	647	10898	116004
Jul.	1522	3013	1574	107534	190552	988	1556	97179
Ago.	1113	604	2034	108275	54693	72239	66987	69317
Sep.	263837	222061	4146	116510	56425	58142	100165	310771
Oct.	170045	79819	1464	113155	62647	62199	1114961	18626
Nov.	46888	9437	1851	110413	41968	35325	107503	17464
Dic.	27090	5237	4914	72401	25791	13002	53430	33602

Año	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964
Ene.	8497	10788	105515	10193	5176	2266	3187	1546
Feb.	2074	3218	24260	985	735	622	1495	1327
Mar.	7195	6259	5707	1074	644	741	1034	406
Abr.	1641	924	12719	5941	439	555	256	991
May.	14939	17168	3764	1299	207	5643	2461	116101
Jun.	65426	29951	118913	393	189664	105701	473	84839
Jul.	17199	202654	19782	1556	131156	60527	1165	23256
Ago.	625	35548	61543	16199	223141	299	717	552
Sep.	18205	357609	77775	538295	120445	132099	149182	82329
Oct.	80255	1723476	79254	57639	56038	130363	42249	79660
Nov.	17345	555905	101474	38631	18520	3935	1138	5993
Dic.	5273	202990	42996	36923	17275	17294	1418	7253

B) Para determinar el agua necesaria para riego, se saben los - -  
tipos de cultivo y los datos de uso consuntivo para la zona.

CULTIVO	% DEL AREA TOTAL CULTIVADA
PASTOS	20.6
CITRICOS	2.0
ALGODON	16.5
FRUTALES	2.1
MAIZ	16.5
AJONJOLI	4.1
SORGO	16.5
HORTALIZA	3.1
FRIJOL	10.3
CARTAMO	6.2
VARIOS	2.1

Las tablas de uso consuntivo, arroja la siguiente ley de demandas:

Mes	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
% del volumen total.	1.2	4.2	8.8	12.3	17.5	14.9	14.0	10.1	5.8	5.8	4.2	1.2

Con estas demandas, se determina la lámina neta anual de riego de - 0.752 metros y la lámina bruta anual para canales sin revestir o revestidos, con pérdidas por conducción del orden del 44.73% ó 23.5% respectivamente.

Canales sin revestir 1.36 Mts.

Canales revestidos 0.95 Mts.

C). - Con base en un funcionamiento de vaso, se determinará el faltante

o sobrante de agua.

Dicho funcionamiento se resuelve con la siguiente ecuación:

$$Q_{ei} + Q_{ei+1} - \left( Q_{si} - \frac{2V_1}{\Delta t} \right) = Q_{si+1} + \frac{2V_2}{\Delta t}$$

en donde

$Q_{ei}$  = gasto de entrada al inicio del intervalo de tiempo;

$Q_{ei+1}$  = gasto de entrada al final del intervalo de tiempo;

$Q_{si}$  = gasto de salida al inicio del intervalo de tiempo;

$Q_{si+1}$  = gasto de salida al final del intervalo de tiempo;

$V_1$  = volumen almacenado en el vaso al inicio del intervalo de tiempo;

$V_2$  = volumen almacenado en el vaso al final del intervalo de tiempo; y

$\Delta t$  = intervalo de tiempo;

Esta ecuación fué resuelta con una computadora digital, utilizando un programa de la S. R. H.

Para correr este programa, se proponen las siguientes capacidades útiles: 900; 1000; 1150; 1500 y 2000 millones de metros cúbicos.

La capacidad de azolves necesaria en el vaso, de 71.4 millones de  $M^3$ , se determinó considerando los contenidos de sólidos en suspensión igual al registrado en la estación la Sonadora de 1.9 al millar, una vida útil de 50 años y el escurrimiento medio anual de 752 millones de  $M^3$ , y en función de las condiciones topográficas, se fija como capacidad muerta 310 millones de  $M^3$ , capacidad que resulta muy sobrada, por lo que se está del lado de la seguridad, ya que el vaso se azolverá en 225 años (4.5 veces la vida util

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 DIRECCION DE PROYECTOS  
 OFICINA DE CALCULO ELECTRONICO

1 PROYECTO PRESA LAS ADJUNTAS TAMPS. FRANCISCO CARRANO RICO

RESULTADOS DEL FUNCIONAMIENTO DE VASO

CAPACIDAD TOTAL 210316.000 CAPACIDAD ABERTA 310316.000 CAPACIDAD INICIAL 210316.000

VOLUMEN UTIL	PORCENTAJES TOTALES			* RELACION DE CONTROLES DEL FUNCIONAMIENTO						
	APROVE- CHAM.	EVAPORA- CION	DEMANDA	DEFICIT*ANO	MES*	DEFICITS *ANUAL	*MENSUAL	*NUM DE ANOS DE DEFICIT *DISCONTINUOS		
650000.00	63.541	19.230	20.469	23.753	17	ABR	0.	0.	0	0
325000.00	43.192	23.167	33.701	0.	17	ABR	0.	0.	0	0
487500.00	57.076	19.184	23.820	9.006	17	ABR	0.	0.	0	0
406250.00	50.658	21.545	28.097	4.136	17	ABR	0.	0.	0	0
446675.00	54.100	20.135	25.765	6.526	17	ABR	0.	0.	0	0
426662.50	52.533	20.366	26.879	5.293	17	ABR	0.	0.	0	0
415406.25	51.696	20.619	27.486	4.729	17	ABR	0.	0.	0	0
421464.38	52.115	20.704	27.182	5.014	17	ABR	0.	0.	0	0
418945.31	51.905	20.761	27.333	4.872	17	ABR	0.	0.	0	0
420214.64	52.010	20.732	27.257	4.943	17	ABR	0.	0.	0	0
420649.61	52.065	20.716	27.220	4.979	17	ABR	0.	0.	0	0
421166.99	52.089	20.711	27.201	4.996	17	ABR	0.	0.	0	0
421325.66	52.102	20.707	27.191	5.005	17	ABR	0.	0.	0	0
421246.54	52.095	20.709	27.196	5.001	17	ABR	0.	0.	0	0
421206.66	52.092	20.710	27.196	4.996	17	ABR	0.	0.	0	0
421226.50	52.094	20.709	27.197	4.999	17	ABR	0.	0.	0	0
421236.41	52.094	20.709	27.195	5.000	17	ABR	0.	0.	0	0
421241.37	52.095	20.709	27.196	5.000	17	ABR	0.	0.	0	0
421236.41	52.094	20.709	27.196	5.000	17	ABR	0.	0.	0	0

CAPACIDAD UTIL 900 MILLONES DE M<sup>3</sup>

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 DIRECCION DE PROYECTOS  
 OFICINA DE CALCULO ELECTRONICO

1. PROYECTO PRESA LAS ADJUNTAS TRAP. FRANCISCO CAMANO RICO

MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP.	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
1948	514902.0	361420.6	361420.6	142366.9		1210316.0	11092.2	0.	0.
1949	599633.0	421236.4	421236.4	207660.7		940046.3	1005.5	0.	0.
1950	52594.0	421236.4	421236.4	112192.6		452213.3	0.	0.	0.
1951	642962.0	421236.4	290802.9	82493.7		728678.7	0.	130433.5	31.0
1952	532110.0	421236.4	421236.4	136145.0		701607.3	0.	0.	0.
1953	279660.0	421236.4	421236.4	138963.4		421067.5	0.	0.	0.
1954	1491068.0	421236.4	214562.0	113425.0		1210316.0	373712.4	208554.4	47.0
1955	1055449.0	421236.4	421236.4	216997.5		1192860.1	434710.6	0.	0.
1956	238674.0	421236.4	421236.4	168257.7		844009.9	0.	0.	0.
1957	3146450.0	421236.4	421236.4	96145.3		1210316.0	2262802.1	0.	0.
1958	653702.0	421236.4	421236.4	177192.8		1169330.3	96258.4	0.	0.
1959	709128.0	421236.4	421236.4	210167.3		1210316.0	36718.5	0.	0.
1960	703440.0	421236.4	421236.4	235307.5		1192872.4	126337.8	0.	0.
1961	460045.0	421236.4	421236.4	133437.6		1048243.3	0.	0.	0.
1962	204775.0	421236.4	421236.4	150734.0		672997.8	0.	0.	0.
1963	404253.0	421236.4	421236.4	131255.9		524760.4	0.	0.	0.
SUMA	41361.0	59815.6	59815.6	36467.5		469816.6	0.	0.	

CAPACIDAD TOTAL 210316.000 CAPACIDAD MUERTA 310316.000 CAPACIDAD INICIAL 210316.000

VOLUMEN UTIL 421236.41  
 PORCENTAJE APROVECHAM. 52.094  
 PORCENTAJE EVAPORACION 20.709  
 PORCENTAJE DERRAMES 27.196  
 PORCENTAJE DEFICIT 5.000

CAPACIDAD UTIL 900 MILLONES DE M<sup>3</sup>

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 DIRECCION DE PROYECTOS  
 OFICINA DE CALCULO ELECTRONICO

1 PROYECTO PRESA LA ADJUNTAS TAMPO. FRANCISCO CAAMANO RICO

RESULTADOS DEL FUNCIONAMIENTO DE VASO

CAPACIDAD TOTAL 310316.000 CAPACIDAD MUERTA 310316.000 CAPACIDAD INICIAL 310316.000

VOLUMEN UTIL	PORCENTAJES TOTALES		* RELACION DE CONTROLES DEL FUNCIONAMIENTO						
	APROVE- CHAM.	EVAPORA- CION	DERRAME	DEFECTI- VANO	RES*	DEFECTS *ANUAL	*NUM DE AÑOS DE DEFECIT *SEGUIDOS	*DISCONTINUOS	
650000.00	64.591	16.712	18.737	22.103	17	ABR 0.	0.	0	0
325000.00	43.073	24.472	32.454	0.	17	ABR 0.	0.	0	0
487500.00	57.361	20.456	22.605	7.992	17	ABR 0.	0.	0	0
406250.00	51.305	22.149	26.545	3.020	17	ABR 0.	0.	0	0
446675.00	54.455	21.210	24.337	5.625	17	ABR 0.	0.	0	0
426562.50	52.748	21.050	25.361	4.270	17	ABR 0.	0.	0	0
436718.75	53.108	21.445	24.345	4.355	17	ABR 0.	0.	0	0
441776.00	54.017	21.330	24.351	5.274	17	ABR 0.	0.	0	0
439257.01	53.692	21.390	24.710	5.126	17	ABR 0.	0.	0	0
437986.26	53.799	21.419	24.701	5.041	17	ABR 0.	0.	0	0
437353.52	53.755	21.454	24.015	4.358	17	ABR 0.	0.	0	0
437670.90	53.716	21.427	24.757	5.019	17	ABR 0.	0.	0	0
437512.21	53.764	21.430	24.605	5.005	17	ABR 0.	0.	0	0
437432.06	53.759	21.432	24.607	5.005	17	ABR 0.	0.	0	0
437373.18	53.756	21.433	24.611	5.000	17	ABR 0.	0.	0	0
437373.54	53.754	21.433	24.612	5.000	17	ABR 0.	0.	0	0
437363.26	53.755	21.433	24.612	5.000	17	ABR 0.	0.	0	0
437366.22	53.755	21.433	24.612	5.000	17	ABR 0.	0.	0	0
437383.26	53.755	21.433	24.612	5.000	17	ABR 0.	0.	0	0

CAPACIDAD UTIL 1000 MILLONES DE M<sup>3</sup>

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 DIRECCION DE PROYECTOS  
 OFICINA DE CALCULO ELECTRONICO

1 PROYECTO PRESA LAS ADJUNTAS TAMPS. FRANCISCO CAAMANO RICO

MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPU AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT PORCIENTO
1948	514502.0	315214.0	315214.0	150709.1	1299234.1	0.	0.
1949	359635.0	437383.2	437383.2	217996.1	1003489.7	0.	0.
1950	52594.0	437383.2	437383.2	117545.1	501157.3	0.	0.
1951	642962.0	437383.2	335047.4	66644.9	722427.0	0.	102335.6
1952	532110.0	437383.2	437383.2	136453.2	680700.5	0.	0.
1953	279660.0	437383.2	425955.6	135275.4	401131.2	0.	11425.4
1954	1491068.0	437383.2	201290.7	113254.2	1310516.0	267342.5	236126.0
1955	1055445.0	437383.2	437383.2	222125.0	1268266.5	407990.1	0.
1956	236674.0	437383.2	437383.2	115551.1	514220.0	0.	0.
1957	3146490.0	437383.2	437383.2	100525.7	1310516.0	2212484.9	0.
1958	653702.0	437383.2	437383.2	161552.7	1243513.1	55768.5	0.
1959	709120.0	437383.2	437383.2	217675.5	1295564.5	0.	0.
1960	763440.0	437383.2	437383.2	246765.0	126574.5	65062.8	0.
1961	460045.0	437383.2	437383.2	194044.6	1118491.6	0.	0.
1962	204775.0	437383.2	437383.2	165441.0	720441.7	0.	0.
1963	404255.0	437383.2	437383.2	136247.2	551064.2	0.	0.
SUMA	41361.0	62108.4	62108.4	37435.2	492881.6	0.	0.

CAPACIDAD TOTAL 310316.000 CAPACIDAD MUERTA 310316.000 CAPACIDAD INICIAL 310316.000

VOLUMEN UTIL 347383.26  
 PORCENTAJE APROVECHAM. 55.755  
 PORCENTAJE EVAPORACION 21.435  
 PORCENTAJE DERRAMES 24.812  
 PORCENTAJE DEFICIT 5.000

CAPACIDAD UTIL 1000 MILLONES DE M<sup>3</sup>

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 DIRECCION DE PROYECTOS  
 OFICINA DE CALCULO ELECTRONICO

1 PROYECTO PRESA LAS ADJUNTAS TAMPS. FRANCISCO CAAMANO RICO

RESULTADOS DEL FUNCIONAMIENTO DE VASO

CAPACIDAD TOTAL 460316.000 CAPACIDAD MUERTA 310316.000 CAPACIDAD INICIAL 460216.000

UTIL	PORCENTAJES TOTALES		* RELACION DE CONTROLES DEL FUNCIONAMIENTO								
	APROVE- CHAM.	EVAPORA- CION	DERRAME	DEFECITARIO	RES*	DEFECITS	*NUM DE AÑOS DE DEFECIT	*ANUAL	*MENSUAL	*SEGUIDOS	*DISCONTINUOS
650000.00	65.270	17.641	16.000	20.254	17	ADR	0.	0.	0	0	0
325000.00	42.870	26.541	30.367	0.	17	ADR	0.	0.	0	0	0
487500.00	37.604	21.473	20.343	0.704	17	ADR	0.	0.	0	0	0
406250.00	51.668	24.124	24.208	1.911	17	ADR	0.	0.	0	0	0
446875.00	34.976	22.010	22.134	4.270	17	ADR	0.	0.	0	0	0
467187.50	36.350	22.167	21.401	3.500	17	ADR	0.	0.	0	0	0
457031.25	33.600	22.506	21.006	4.943	17	ADR	0.	0.	0	0	0
462109.38	36.021	22.336	21.643	3.203	17	ADR	0.	0.	0	0	0
459570.31	35.855	22.421	21.724	3.105	17	ADR	0.	0.	0	0	0
458300.78	33.772	22.463	21.765	3.024	17	ADR	0.	0.	0	0	0
457666.02	33.730	22.463	21.765	4.304	17	ADR	0.	0.	0	0	0
457983.40	33.731	22.474	21.775	3.004	17	ADR	0.	0.	0	0	0
457824.71	33.741	22.473	21.760	4.334	17	ADR	0.	0.	0	0	0
457904.00	33.746	22.477	21.770	4.333	17	ADR	0.	0.	0	0	0
457943.72	33.740	22.475	21.775	3.001	17	ADR	0.	0.	0	0	0
457923.88	33.747	22.476	21.777	3.000	17	ADR	0.	0.	0	0	0
457913.76	33.746	22.476	21.777	4.333	17	ADR	0.	0.	0	0	0
457918.72	33.747	22.476	21.777	3.000	17	ADR	0.	0.	0	0	0

CAPACIDAD UTIL 1150 MILLONES DE M<sup>3</sup>

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 DIRECCION DE PROYECTOS  
 OFICINA DE CALCULO ELECTRONICO

1 PROYECTO PRESA LAS ADJUNTAS TAMPO. FRANCISCO CARRANO RICO

MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP. AREA RED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
1948	514902.0	392894.4	392894.4	164230.9	1418092.6	0.	0.	0.
1949	359635.0	457918.7	457918.7	232219.3	1087293.3	0.	0.	0.
1950	52594.0	457918.9	457918.9	123859.1	556109.2	0.	0.	0.
1951	642962.0	457918.9	395461.5	91388.1	714221.7	0.	62437.4	13.6
1952	532110.0	457918.9	457918.9	134301.6	654111.1	0.	0.	0.
1953	279660.0	457918.7	409540.7	128399.0	392831.3	0.	48378.2	10.6
1954	1491066.0	457918.9	202458.7	115374.9	1460316.0	100767.9	252480.2	55.0
1955	1055449.0	457918.9	457918.9	294849.2	1431782.2	371214.5	0.	0.
1956	236674.0	457918.7	457918.7	170005.9	1022535.7	0.	0.	0.
1957	3146490.0	457918.7	457918.7	106817.6	1460316.0	2143971.1	0.	0.
1958	653702.0	457918.9	457918.9	204947.9	1356070.2	95078.9	0.	0.
1959	709128.0	457918.9	457918.9	234059.2	1373217.9	0.	0.	0.
1960	763440.0	457918.9	457918.9	260251.2	1416489.4	0.	0.	0.
1961	460045.0	457918.7	457918.7	207270.7	1211324.7	0.	0.	0.
1962	204775.0	457918.7	457918.7	174830.6	783500.1	0.	0.	0.
1963	404253.0	457918.9	457918.9	142598.0	587236.1	0.	0.	0.
SUMA	41361.0	65024.2	65024.2	30742.4	524830.3	0.	0.	

CAPACIDAD TOTAL 460316.000 CAPACIDAD MUERTA 310316.000 CAPACIDAD INICIAL 460316.000

VOLUMEN UTIL	457918.92
PORCENTAJE APROVECHAM.	55.747
PORCENTAJE EVAPORACION	22.476
PORCENTAJE DERRAMES	21.777
PORCENTAJE DEFICIT	3.000

CAPACIDAD UTIL 1150 MILLONES DE M<sup>3</sup>

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 DIRECCION DE PROYECTOS  
 OFICINA DE CALCULO ELECTRONICO

1 PROYECTO PRESA LAS AJUNTAS TAMPO. FRANCISCO CARMANO RICO

RESULTADOS DEL FUNCIONAMIENTO DE VASO

CAPACIDAD TOTAL 810316.000 CAPACIDAD MUERTA 310316.000 CAPACIDAD INICIAL 810316.000

UTIL	PORCENTAJES TOTALES				* RELACION DE CONTROLES DEL FUNCIONAMIENTO					
	APROVE- CHAM.	EVAPORA- CION	DERRAME	DEFECTIVIDAD	AÑOS*	DEFECTS *ANUAL	DEFECTS *MENSUAL	*NUM DE AÑOS DE DEFECIT *SEGUIDOS	*DISCONTINUOS	
650000.00	66.802	19.745	13.254	16.175	17	ABR	U.	0.	0	U
325000.00	42.471	30.713	26.017	0.	17	ABR	U.	0.	0	U
487500.00	58.336	24.499	17.145	4.175	17	ABR	U.	0.	0	U
568750.00	63.249	21.760	14.991	9.294	17	ABR	U.	0.	0	U
520125.00	61.029	22.970	16.002	6.303	17	ABR	U.	0.	0	U
507812.50	57.724	21.710	16.568	9.226	17	ABR	U.	0.	0	U
477836.25	57.054	24.071	16.534	4.051	17	ABR	U.	0.	0	U
502734.38	57.371	23.900	16.710	4.761	17	ABR	U.	0.	0	U
503275.44	57.371	23.900	16.030	5.054	17	ABR	U.	0.	0	U
504005.71	57.473	23.853	16.074	5.026	17	ABR	U.	0.	0	U
503389.24	57.472	23.810	16.072	4.995	17	ABR	U.	0.	0	U
503686.32	57.472	23.804	16.053	5.011	17	ABR	U.	0.	0	U
503527.65	57.472	23.810	16.056	5.003	17	ABR	U.	0.	0	U
503448.40	57.457	23.813	16.070	4.977	17	ABR	U.	0.	0	U
503466.16	57.457	23.812	16.065	5.001	17	ABR	U.	0.	0	U
503466.32	57.456	23.813	16.057	5.000	17	ABR	U.	0.	0	U
503476.23	57.457	23.812	16.065	5.000	17	ABR	U.	0.	0	U
503476.27	57.456	23.812	16.065	5.000	17	ABR	U.	0.	0	U
503466.31	57.456	23.812	16.067	5.000	17	ABR	U.	0.	0	U

CAPACIDAD UTIL 1500 MILLONES DE M<sup>3</sup>

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 DIRECCION DE PROYECTOS  
 OFICINA DE CALCULO ELECTRONICO

1 PROYECTO PRESA LAS ADJUNTAS (TAMPS. FRANCISCO CAAIANO RICO

MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPU AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
1948	514702.0	451975.3	451775.0	193210.1	1700026.0	0.	0.	0.
1949	525633.0	503460.3	503460.3	200437.3	1287755.3	0.	0.	0.
1950	52374.0	503460.3	503460.3	137730.2	696944.3	0.	0.	0.
1951	642762.0	503468.3	503468.3	104006.0	732432.1	0.	0.	0.
1952	532110.0	503468.3	503468.3	133070.2	627203.6	0.	0.	0.
1953	217660.0	503468.3	410044.3	121912.0	374706.4	0.	92824.0	10.4
1954	1471000.0	503460.3	193333.3	114801.0	1597038.0	0.	507752.9	01.6
1955	103344.0	503460.3	503460.3	219041.2	1770762.7	63814.7	0.	0.
1956	220674.0	503460.3	503460.3	229320.1	1260042.2	0.	0.	0.
1957	5140470.0	503460.3	503460.3	122330.7	1810316.0	1990997.1	0.	0.
1958	693702.0	503460.3	503460.3	240180.4	1626411.9	93745.3	0.	0.
1959	707120.0	503460.3	503460.3	200711.6	1563160.0	0.	0.	0.
1960	703440.0	503460.3	503460.3	208143.0	1930700.0	0.	0.	0.
1961	400042.0	503460.3	503460.3	226673.6	1270071.0	0.	0.	0.
1962	204775.0	503460.3	503460.3	179471.3	727220.3	0.	0.	0.
1963	404223.0	503460.3	503460.3	140267.2	552933.6	0.	0.	0.
SUMA	41361.0	71472.3	71472.3	37304.7	403437.6	0.	0.	

CAPACIDAD TOTAL 610316.000 CAPACIDAD MUERTA 310316.000 CAPACIDAD INICIAL 610316.000

VOLUMEN UTIL	503460.31
PORCENTAJE APROVECHAM.	57.430
PORCENTAJE EVAPORACION	23.073
PORCENTAJE DERRAMES	10.007
PORCENTAJE DEFICIT	0.000

CAPACIDAD UTIL 1500 MILLONES DE M<sup>3</sup>

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 DIRECCION DE PROYECTOS  
 OFICINA DE CALCULO ELECTRONICO

1 PROYECTO PRESA LAS ADJUNTAS TAMPO. FRANCISCO CARMANO RICO

RESULTADOS DEL FUNCIONAMIENTO DE VASO

CAPACIDAD TOTAL 310316.000 CAPACIDAD MUERTA 310316.000 CAPACIDAD INICIAL 310316.000

UTIL	PORCENTAJES TOTALES			* RELACION DE CONTROLES DEL FUNCIONAMIENTO						
	APROVE- CIM. %	EVAPORA- CION %	DERRAME %	DEFECTI- VOS	*AÑO	MES*	* DEFECTS *ANUAL	*NUM DE AÑOS DE DEFECIT *MENSUAL*SECUNDOS*DISCONTINUOS		
650000.00	60.722	22.163	9.076	10.413	17	ABR	0.	0	0	0
325000.00	41.373	32.516	22.511	0.	17	ABR	0.	*0.	0	0
487500.00	59.051	28.075	12.874	1.218	17	ABR	0.	0.	0	0
568750.00	64.366	24.777	10.857	5.170	17	ABR	0.	0.	0	0
528125.00	61.763	26.365	11.851	3.261	17	ABR	0.	0.	0	0
544375.00	63.121	25.528	11.351	4.131	17	ABR	0.	0.	0	0
550537.50	62.741	25.126	11.103	4.696	17	ABR	0.	0.	0	0
563671.88	64.052	24.966	10.780	4.937	17	ABR	0.	0.	0	0
566210.34	64.213	24.069	10.918	5.047	17	ABR	0.	0.	0	0
564941.41	64.134	24.917	10.949	4.990	17	ABR	0.	0.	0	0
565576.17	64.174	24.873	10.934	5.010	17	ABR	0.	0.	0	0
565228.79	64.134	24.705	10.741	5.004	17	ABR	0.	0.	0	0
565100.00	64.144	24.911	10.745	4.997	17	ABR	0.	0.	0	0
565179.44	64.149	24.708	10.743	5.000	17	ABR	0.	0.	0	0
565159.76	64.147	24.705	10.744	4.999	17	ABR	0.	0.	0	0
565157.33	64.140	24.705	10.744	5.000	17	ABR	0.	0.	0	0
565167.31	64.148	24.708	10.744	5.000	17	ABR	0.	0.	0	0
565174.45	64.147	24.708	10.743	5.000	17	ABR	0.	0.	0	0
565169.50	64.148	24.700	10.744	5.000	17	ABR	0.	0.	0	0

CAPACIDAD UTIL 2000 MILLONES DE M<sup>3</sup>

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 DIRECCION DE PROYECTOS  
 OFICINA DE CALCULO ELECTRONICO

1 PROYECTO PRESA LAS ADJUNTAS TAMPS. FRANCISCO CAAMANO RICO

MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPO	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
1948	514702.0	404915.4	404915.4	220625.2		2119679.3	0.	0.	0.
1949	359635.0	305167.5	305167.5	311052.0		1602312.7	0.	0.	0.
1950	32554.0	305167.5	305167.5	104700.5		924786.2	0.	0.	0.
1951	642962.0	305167.5	305167.5	127600.6		874980.1	0.	0.	0.
1952	332110.0	305167.5	305167.5	146556.6		695363.9	0.	0.	0.
1953	279660.0	305167.5	305167.5	126521.6		364514.1	0.	81581.3	14.4
1954	1491068.0	305167.5	174616.7	110656.5		1547328.4	0.	370552.8	65.6
1955	1055445.0	305167.5	305167.5	272533.5		1764674.5	0.	0.	0.
1956	238674.0	305167.5	305167.5	220529.4		1217249.4	0.	0.	0.
1957	3146450.0	305167.5	305167.5	115175.0		2310316.0	1373080.0	0.	0.
1958	653702.0	305167.5	305167.5	271300.6		2055011.3	92450.4	0.	0.
1959	709120.0	305167.5	305167.5	305541.7		1859028.0	0.	0.	0.
1960	763440.0	305167.5	305167.5	317255.7		1750004.7	0.	0.	0.
1961	460045.0	305167.5	305167.5	245055.7		1401036.4	0.	0.	0.
1962	204775.0	305167.5	305167.5	192617.2		848624.6	0.	0.	0.
1963	404253.0	305167.5	305167.5	143029.8		544678.2	0.	0.	0.
SUMA	41361.0	60254.1	60254.1	35525.2		468859.9	0.	0.	

CAPACIDAD TOTAL 310316.000 CAPACIDAD BUERTA 310316.000 CAPACIDAD INICIAL 310316.000

VOLUMEN UTIL	565169.50
PORCENTAJE APROVECHAM.	64.148
PORCENTAJE EVAPORACION.	24.708
PORCENTAJE DERRAMES	10.244
PORCENTAJE DEFICIT	5.006

CAPACIDAD UTIL 2000 MILLONES DE M<sup>3</sup>

de la presa).

Los resultados de este funcionamiento se muestran en las tablas -

#### ANTERIORES

Al analizar los resultados del funcionamiento se concluye lo siguiente:

Capacidad Util	Mill de M <sup>3</sup> Capacidad Total.	N. A. N. Elevación a la cap. total	Mill de M <sup>3</sup> Volumen Util	Area de Riego en canales revest.	Riego de Canales sin reves.
900 mill de M <sup>3</sup>	1210.316	130.5914	421.23641	44340.6	30973.26
1000 mill de M <sup>3</sup>	1310.316	131.0693	437.38326	46040.3	32160.53
1150 mill de M <sup>3</sup>	1460.316	131.7862	457.91892	48201.9	33670.50
1500 mill de M <sup>3</sup>	1810.316	133.1922	503.96831	52996.6	37019.72
2000 mill de M <sup>3</sup>	2310.316	134.9929	565.16950	59491.50	41556.58

Debido a que la elevación máxima se limita para no inundar la población de Padilla, ubicada en la elevación 135.00 mts., se propone utilizar la capacidad util de 1150 millones de M<sup>3</sup>, que con canales revestidos, regará 48,200 Has., con un nivel de aguas normales de 131.786 mts.

En este funcionamiento, no se incluyó el año de 1955 (avenida máxima registrada) porque su período de retorno es muy grande: (1/60 años) y nos afectaría el análisis ya que se falsearían los resultados. El cálculo de este período se hizo por el método de Gumbel, como sigue:

$$T_r = 1 / (1 - P); P = 1 / e^{1/e^y}$$

$$y = a(Q_{\text{máx.}} - Q_f)$$

$$a = 1 / 0.7797 \sigma_x; \sigma_x = \sqrt{\frac{\sum (Q_i - Q_{\mu})^2}{N}}$$

$$Q_f = (Q_{\mu} - 0.45 \sigma_x)$$

En donde

$T_r$  = Período de retorno en años.

$e$  = Base de los logaritmos neperianos(2. 71828.)

$\sigma_x$  = Desviación estándar.

Los cálculos son los siguientes:

AÑOS	$Q_i$	$Q_i - Q_\mu$	$(Q_i - Q_\mu)^2$
1940	333.96	485.53	235,739.38
1941	776.86	42.63	1,817.69
1942	1,139.42	319.93	102,355.20
1943	467.86	351.63	123,643.66
1944	2,077.75	1,258.26	1,583,218.23
1945	680.04	139.45	19,446.30
1946	1,102.34	282.85	80,004.12
1947	1,363.96	544.47	296,447.58
1948	235.00	584.49	341,628.56
1949	229.00	590.49	348,678.44
1950	777.89	41.60	1,730.06
1951	3,527.99	2,708.50	7,335,972.25
1952	654.29	165.20	27,291.04
1953	73.10	746.39	557,098.03
1954	1,166.00	346.51	120,069.18
1955	3,310.00	2,490.51	6,202,640.06
1956	201.00	618.49	382,529.88
1957	43.70	775.79	601,850.12
1958	1,082.00	262.51	68,911.50
1959	82.00	737.49	543,891.50
1960	373.00	446.49	199,353.32
1961	304.00	515.49	265,729.94
1962	158.00	661.49	437,569.02
1963	208.00	611.49	373,920.02
1964	120.00	699.49	489,286.26
$\Sigma$	20,487.16		20,740,821.34

$$Q_\mu = \frac{20,487.16}{25} = 819.49$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum (Q_i - Q_\mu)^2}{N}} = \sqrt{\frac{20,740,821.34}{25}} = 910.842$$

$$\alpha = \frac{1}{0.7797 \sigma_x} = \frac{1}{0.7797 \times 910.842} = 0.00141$$

$$Q_f = (Q_\mu - 0.45 \sigma_x) = (819.49 - 0.45 \times 910.842) = 409.61$$

∴

Para el gasto de  $3310 \text{ M}^3/\text{seg.}$

$$y = \alpha (Q_{\text{máx.}} - Q_f) = 0.00141 (3310 - 409.61) = 4.09$$

$$e^y = (2.71828)^{4.09} = 59.72$$

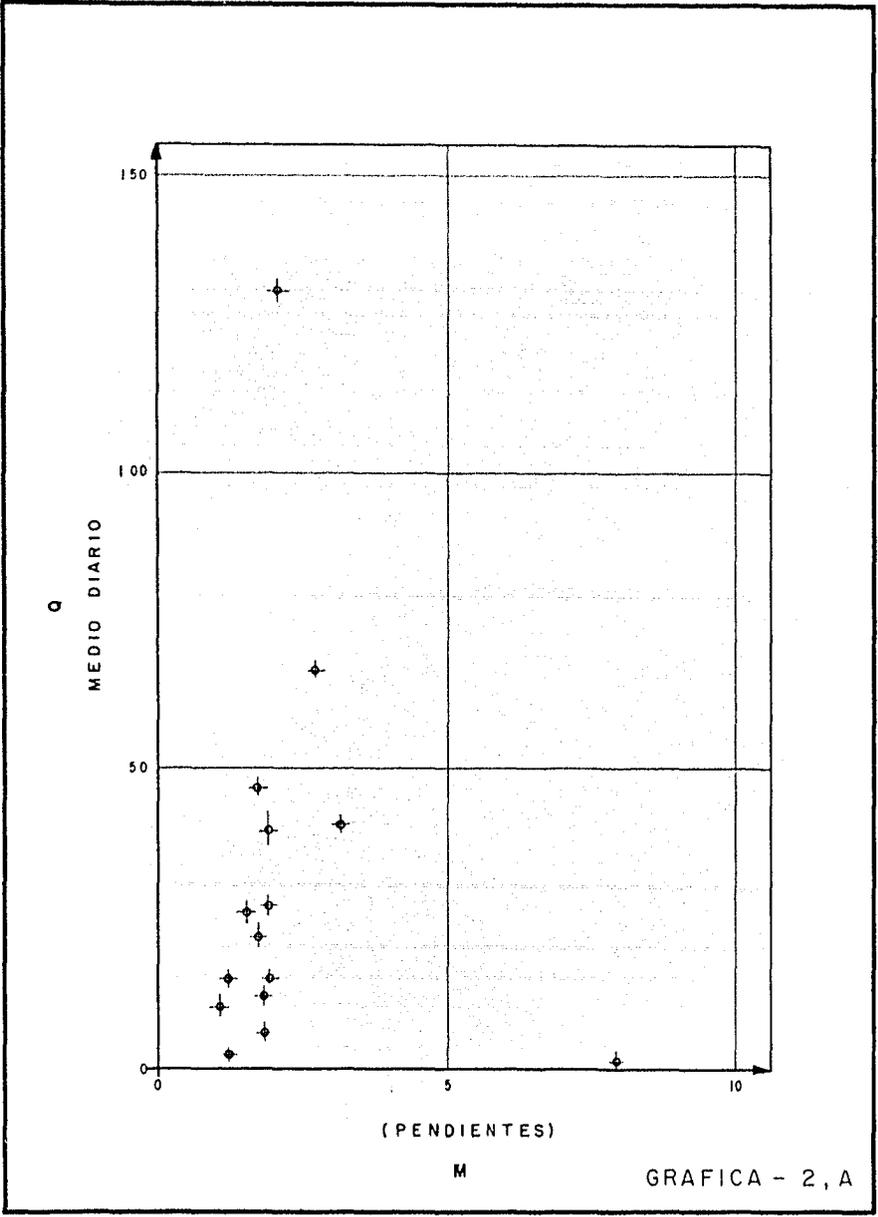
$$e^{1/e^y} = (2.71828)^{1/59.72} = 1.0167$$

$$P = \frac{1}{1.0167} = 0.9836$$

$$T_r = \frac{1}{1-P} = \frac{1}{1-0.9836} = 60.976 \text{ años}$$

D).- Para determinar el agua sobrante, se calcula la avenida de -  
diseño.

La independencia de los gastos máximos instantáneos mensuales en Padilla con respecto a las pendientes obtenidas por medio de las correlaciones entre las estaciones de Padilla y Sonadora, se demuestra en la gráfica 2, A, en donde se advierte que tales eventos no siguen ninguna ley, ya que - los pocos puntos localizados son difusos, por lo que se supone que las pobla



M

GRAFICA - 2, A

ciones de ambos eventos son independientes.

De lo anterior, se concluye:

- 1). - Por la independencia de estos eventos, las probabilidades se multiplican; y
- 2). - En atención a que la pendiente probable que correlaciona las dos estaciones tiene una probabilidad de 1/10 años, se proyecta una avenida en Padilla con una probabilidad de 1/100 años, con objeto de obtener en la Sonadora, la avenida de diseño con una probabilidad de 1/1000 años.

La avenida probable en Padilla, se calcula por el método de predicción de avenidas de Levediov.

Como Padilla sólo cuenta con 14 mediciones de gastos máximos instantáneos anuales y en Barretal se tienen 25, se procederá a generar en Padilla los 11 gastos máximos instantáneos anuales faltantes, correlacionando ambas estaciones.

Con base en los registros de estas dos estaciones se designan los --

Años	Barretal	Padilla
1940	132.00	
1941	562.00	
1942	914.00	
1943	262.00	
1944	1,825.00	
1945	468.00	
1946	878.00	
1947	1,132.00	
1948	208.00	235.00
1949	184.00	229.00
1950	563.00	
1951	3,233.00	
1952	443.00	
1953	131.00	73.10
1954	620.00	1,166.00
1955	3,255.00	3,310.00
1956	182.00	201.00
1957	50.30	43.70
1958	1,152.00	1,082.00
1959	133.00	82.00
1960	423.00	373.00
1961	370.00	304.00
1962	233.00	158.00
1963	396.00	208.00
1964	174.00	120.00

gastos de Padilla como Y y a los de Barretal como X , se obtienen las ecuaciones de correlación que siguen:

$$R = \frac{\sum X Y}{\sqrt{\sum X^2 \cdot \sum Y^2}}$$

Donde:

R = coeficiente de correlación

( Si  $R \neq 1$ , se dice que la correlación existe)

$$B = \frac{\sum X Y}{\sum X^2}$$

B = coeficiente de regresión (pendiente de la recta)

La recta de regresión es de la forma

$$Y = B X + b$$

El intervalo de confianza es igual a

$$t \times \mu$$

Donde:

$$\mu^2 = \frac{\sum e^2}{N+1} = \frac{\sum Y^2}{N+1} (1 - R^2)$$

$$\frac{\sum e^2}{N+1} = \text{error medio cuadrático}$$

t = Función de la probabilidad y número de eventos considerados, dado por la tabla siguiente:

TAMARO DE LA MUESTRA	PORCENTAJE PROBABLE DE PUNTOS FUERA DEL INTERVALO DE CONFIANZA DESEADO					
	0.005	0.010	0.125	0.050	0.100	0.150
1	63.657	31.827	12.706	6.314	3.078	1.963
2	9.925	6.965	4.303	2.920	1.886	1.386
3	5.841	4.541	3.182	2.353	1.638	1.250
4	4.604	3.747	2.776	2.132	1.533	1.190
5	4.032	3.365	2.571	2.015	1.476	1.156
6	3.707	3.143	2.447	1.943	1.440	1.134
7	3.499	2.998	2.365	1.895	1.415	1.119
8	3.355	2.896	2.306	1.860	1.397	1.108
9	3.250	2.821	2.262	1.833	1.383	1.100
10	3.169	2.764	2.228	1.812	1.372	1.093
11	3.106	2.718	2.201	1.796	1.363	1.088
12	3.055	2.681	2.179	1.782	1.356	1.083
13	3.012	2.650	2.160	1.771	1.350	1.079
14	2.977	2.624	2.145	1.761	1.345	1.076
15	2.947	2.602	2.131	1.753	1.341	1.074
16	2.921	2.583	2.120	1.746	1.337	1.071
17	2.898	2.567	2.110	1.740	1.333	1.069
18	2.878	2.552	2.101	1.734	1.330	1.067
19	2.861	2.539	2.093	1.729	1.328	1.066
20	2.845	2.528	2.086	1.725	1.325	1.064
21	2.831	2.518	2.080	1.721	1.323	1.063
22	2.819	2.508	2.074	1.717	1.321	1.061
23	2.807	2.500	2.069	1.714	1.319	1.060
24	2.797	2.492	2.064	1.711	1.318	1.059
25	2.787	2.485	2.060	1.708	1.316	1.058
26	2.779	2.479	2.056	1.706	1.315	1.058
27	2.771	2.473	2.052	1.703	1.314	1.057
28	2.763	2.467	2.048	1.701	1.313	1.056
29	2.756	2.462	2.045	1.699	1.311	1.055
30	2.750	2.457	2.042	1.697	1.310	1.055
∞	2.576	2.326	1.960	1.645	1.282	1.036

Los cálculos de la correlación entre las estaciones de Padilla y Barretal, son los siguientes:

Año	X	Y	$\bar{X}$	$\bar{Y}$	$\bar{X}^2$	$\bar{Y}^2$	$\bar{X} \bar{Y}$
1948	208.00	235.00	328.52	306.77	107925.39	94107.83	100780.08
1949	184.00	229.00	352.52	312.77	124270.35	97825.07	110257.68
1953	131.00	73.10	405.52	468.67	164446.47	219651.57	190055.06
1954	620.00	1166.00	83.48	624.23	6968.91	389663.09	52110.72
1955	3255.00	3310.00	2718.48	2768.23	7390133.51	7663097.33	7525377.89
1956	182.00	201.00	354.52	340.77	125684.43	116124.19	120809.78
1957	50.30	43.70	486.22	498.07	236409.89	248073.72	242171.60
1958	1152.00	1082.00	615.48	540.23	378815.63	291848.45	332500.76
1959	133.00	82.00	403.52	459.77	162828.39	211388.45	185526.39
1960	423.00	373.00	113.52	168.77	12886.79	28483.31	19158.77
1961	370.00	304.00	166.52	237.77	27728.91	56534.57	39593.46
1962	233.00	158.00	303.52	383.77	92124.39	147279.41	116481.87
1963	396.00	208.00	140.52	333.77	19745.87	111402.41	46901.36
1964	174.00	120.00	362.52	421.77	131420.75	177889.93	152900.06
	7511.30	7584.80			8981389.68	9853369.33	9234625.48

$$\bar{X} = 536.52 ; \quad \bar{Y} = 541.77$$

$$R^2 = \frac{(\sum \bar{X} \bar{Y})^2}{\sum \bar{X}^2 \sum \bar{Y}^2} = \frac{(9,234,625.48)^2}{8981389.68 \times 9853369.33} = 0.96363$$

$$R = 0.9817 \approx 1 \quad \therefore \text{Existe la correlación.}$$

$$B = \frac{\sum \bar{X} \bar{Y}}{\sum \bar{X}^2} = \frac{9234625.48}{8981389.68} = 1.028$$

$$\mu^2 = \frac{\sum Y^2}{N+1} (1 - R^2) = \frac{9853369.33}{15} (1 - 0.96363) = 23891.136$$

$$\mu = 154.57$$

Si se considera una probabilidad del 90% y 14 eventos por la tabla, - se tiene

$$t = 1.345$$

El porcentaje del I. c. con respecto a  $\bar{Y}$  es:

$$\% \text{ (I. c.)} = \frac{\text{I. c.}}{\bar{Y}} \times 100 = \frac{207.89}{541.77} \times 100 = 38.4\%$$

El cálculo de b, resulta:

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

$$b = \bar{Y} - B \bar{X} = 541.77 - 1.028 \times 536.52 = - 9.88$$

Ahora si se considera el intervalo de confianza, la recta toma la forma:

$$Y = Bx + b + (\text{I. c.}) ; Y = 1.03x + 198.0$$

Que es la recta que correlaciona las estaciones de Barretal y Padilla.

Para obtener la avenida en Padilla con la probabilidad de 1/100 años, se empleará el método de Levediov.

La explicación de este método corresponde exactamente a la descripción del modelo para obtener la pendiente probable, con la diferencia de que el coeficiente de asimetría ( $C_s$ ) es igual a:

$$C_s = \frac{\sum (K-1)^3}{N C_v^3}$$

$$C_s = \begin{cases} 5 C_v & \text{(lluvias tipo ciclónico)} \\ 3 C_v & \text{(por lluvias)} \\ 2 C_v & \text{(por deshielo)} \end{cases}$$

De donde se toma el mayor

Los cálculos son:

$$Q^x = Q_M \pm \Delta Q$$

$$Q_M = (1 + \bar{\sigma} C_v) Q_\mu ; Q_\mu = \frac{\sum Q_m}{N}$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (K-1)^2}{N}}$$

$$\Delta Q = \frac{\sigma}{\sqrt{N}} E_P Q_M$$

En donde

$Q^*$  = Gasto máximo probable.

$\Delta Q$  = Intervalo de confianza

$\bar{Q}$ ,  $C_v$ ,  $C_s$ ,  $\alpha$  y  $E_p$  Ya definida en el cálculo de la pendiente

Cálculos:

Año	$Q_{M \text{ máx. inst. anual}}$ $Q_M$	$K = \frac{Q_M}{Q_{\mu}}$	$K - 1$	$(K - 1)^2$	$(K - 1)^3$
1940	333.96	0.407	0.593	0.352	0.209
1941	776.86	0.948	0.052	0.003	0.0001
1942	1139.42	1.390	0.390	0.152	0.059
1943	467.86	0.571	0.429	0.184	0.079
1944	2077.75	2.535	1.535	2.356	3.616
1945	680.04	0.830	0.170	0.029	0.005
1946	1102.34	1.345	0.345	0.119	0.041
1947	1363.96	1.664	0.664	0.441	0.293
1948	235.00	0.287	0.713	0.508	0.362
1949	229.00	0.279	0.721	0.520	0.375
1950	777.89	0.949	0.051	0.003	0.0001
1951	3527.99	4.304	3.304	10.916	36.066
1952	654.29	0.798	0.202	0.041	0.008
1953	73.10	0.089	0.911	0.830	0.756
1954	1166.00	1.423	0.423	0.179	0.076
1955	3310.00	4.038	3.038	9.229	28.038
1956	201.00	0.245	0.755	0.570	0.430
1957	43.70	0.053	0.947	0.897	0.849
1958	1082.00	1.320	0.320	0.102	0.033
1959	82.00	0.100	0.900	0.810	0.729
1960	373.00	0.455	0.545	0.297	0.162
1961	304.00	0.371	0.629	0.396	0.249
1962	158.00	0.193	0.807	0.651	0.525
1963	208.00	0.254	0.746	0.557	0.416
1964	120.00	0.146	0.854	0.729	0.623
$\Sigma$	20487.16			30.871	62.445

$$Q_{\mu} = \frac{\Sigma Q_M}{N} = \frac{20,487.16}{25} = 819.49$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\Sigma (K-1)^2}{N}} = \sqrt{\frac{30.871}{25}} = 1.1113$$

$$C_s = \frac{\sum(K-1)^3}{N C_v^3} = \frac{62.445}{25 \times 1.372} = 1.821 < 5 C_v = 5.5565$$

$$\bar{\sigma} = f(P, C_s) = 4.661$$

∴

$$Q_M = (1 - \bar{\sigma} C_v) Q_{\mu} = (4.661 \times 1.1113) 819.49$$

$$= 5.064.28$$

$$E_P = f(P, C_v) = 1.6$$

$$\Delta Q = \frac{\sigma}{\sqrt{N}} E_P Q_M = \frac{1.2}{\sqrt{25}} \times 1.6 \times 45,064.28 = 1944.68$$

∴

$$Q^* = Q_M \pm \Delta Q = 7008.96 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

En consecuencia, se puede establecer que:

$$Q^* \text{ Sonadora} = M^* \times Q^* \text{ Padilla}$$

En la que

$Q^* \text{ Sonadora}$  = Gasto máximo en la Sonadora con una probabilidad de -  
1/1000 años.

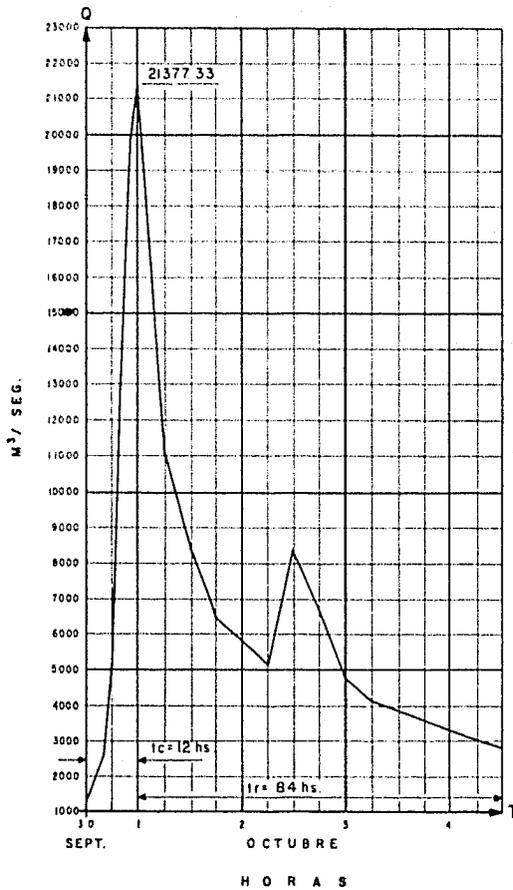
$$Q^* \text{ Sonadora} = 7008.96 \times 3.05 = 21377.33 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

El procedimiento seguido para obtener la avenida de diseño, es el siguiente:

1). - Con el gasto máximo probable en Padilla, se mayorara el hidrograma máximo registrado en esta estación, para obtener su hidrograma de diseño ( véase gráfica adjunta ).

2). - Para obtener el hidrograma de diseño en la Sonadora, se mayorara proporcionalmente a la pendiente probable, el hidrograma de diseño de Padilla.

El hidrograma de diseño se muestra en la gráfica anexa y servirá para dimensionar la obra de excedencias.



DURACION DE LA TORMENTA =  
108 HS. = 4.5 DIAS

U N A M	FACULTAD DE INGENIERIA
	TESIS PROFESIONAL
	PRESA "LAS ADJUNTAS" HIDROGRAMA DE LA AVENIDA DE DISEÑO
	FRANCISCO CAAMAÑO RICO
	MEXICO, D. F. 1966

**C A P I T U L O**



---

**Dimensionamiento de la Obra de Toma  
y de la Obra de Excedencias.**

## DIMENSIONAMIENTO DE LA OBRA DE TOMA Y DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.

### 1).- DIMENSIONAMIENTO DE LA OBRA DE TOMA.

#### a).- GENERALIDADES.

De los estudios hidrológicos efectuados anteriormente, se determinó el volumen útil y el % máximo de demanda de agua, que permiten determinar el gasto máximo que pasará por la toma calculado de la forma siguiente:

$$Q = \frac{\text{Volumen útil} \times \% \text{ máximo de demanda.}}{\text{número de segundos de un mes.}}$$

$$Q = \frac{457,918,920.0 \times 0.175}{2,592,000.0} = 30.92 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

que permite fijar  $35 \text{ M}^3/\text{seg.}$  con objeto de contar con un margen de seguridad aceptable.

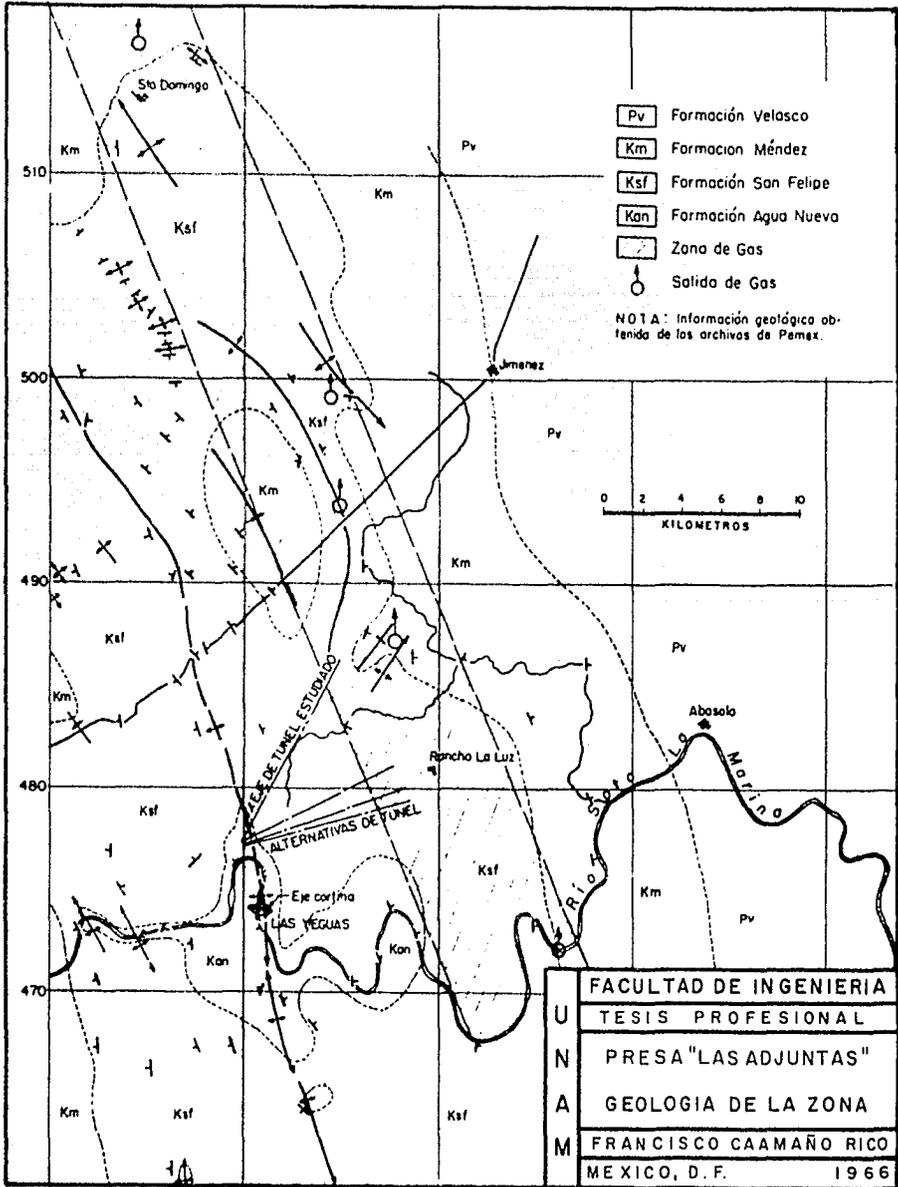
Las características de esta obra, son las siguientes:

La obra de toma se proyectará en forma de galería, con acceso a la elevación 119.50 y su conducción se propone por medio de un túnel de sección "herradura", con una pendiente de 0.001.

Este túnel tendrá una longitud aproximada de 9,500 Mts. y ya se le conoce con el nombre de túnel "Las Yeguas".

La localización del túnel, se muestra en el plano adjunto.

El problema constructivo de este túnel, se origina en que se encuentra en una zona petrolera y en consecuencia, existe la posibilidad de que el túnel atraviese mantos gaseosos, obligando a excluir explosivos ordinarios y a emplear procedimientos especiales de construcción.



U N A M	FACULTAD DE INGENIERIA
	TESIS PROFESIONAL
	PRESA "LAS ADJUNTAS"
	GEOLOGIA DE LA ZONA
	FRANCISCO CAAMAÑO RICO
MEXICO, D.F.	1966

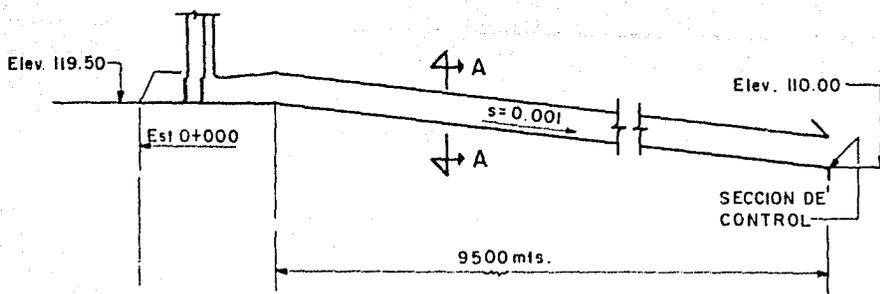
b). - DIMENSIONAMIENTO.

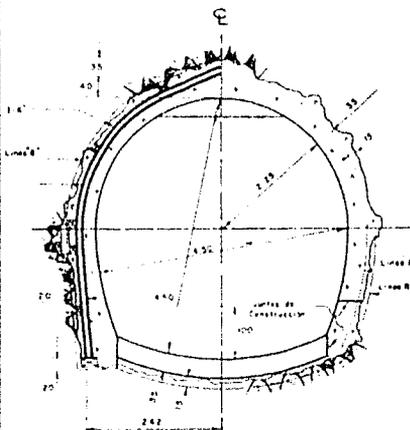
El dimensionamiento se hará de tal forma que el túnel de conducción siempre trabaje como canal para evitar presiones, ya que éste se localiza en una zona petrolera en la que se encuentran mantos gaseosos y para seguridad no se puede permitir que el túnel trabaje como tubo forzado, por el peligro que existe de tener fugas tanto de agua como de gas, que ocasionaría perjuicios al distrito de riego (En el plano de la geología de la zona se muestra la localización de los mantos gaseosos).

1). - TUNEL DE CONDUCCION.

Se planea una sección de control al final del túnel de conducción, en la elevación 110.00, con objeto de tener una base para el análisis mediante el teorema de Bernoulli.

El procedimiento de cálculo es el siguiente: se fija una sección y se determina si se ahoga o no, mediante la aplicación del citado teorema establecido de la sección de control hacia aguas arriba.



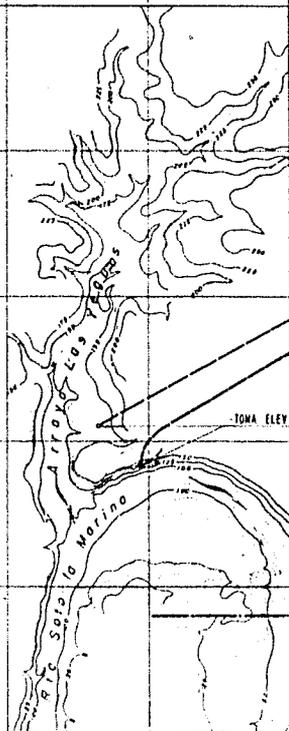


SECCION 1  
CON ADOME METALICO Y SIN REFUERZO

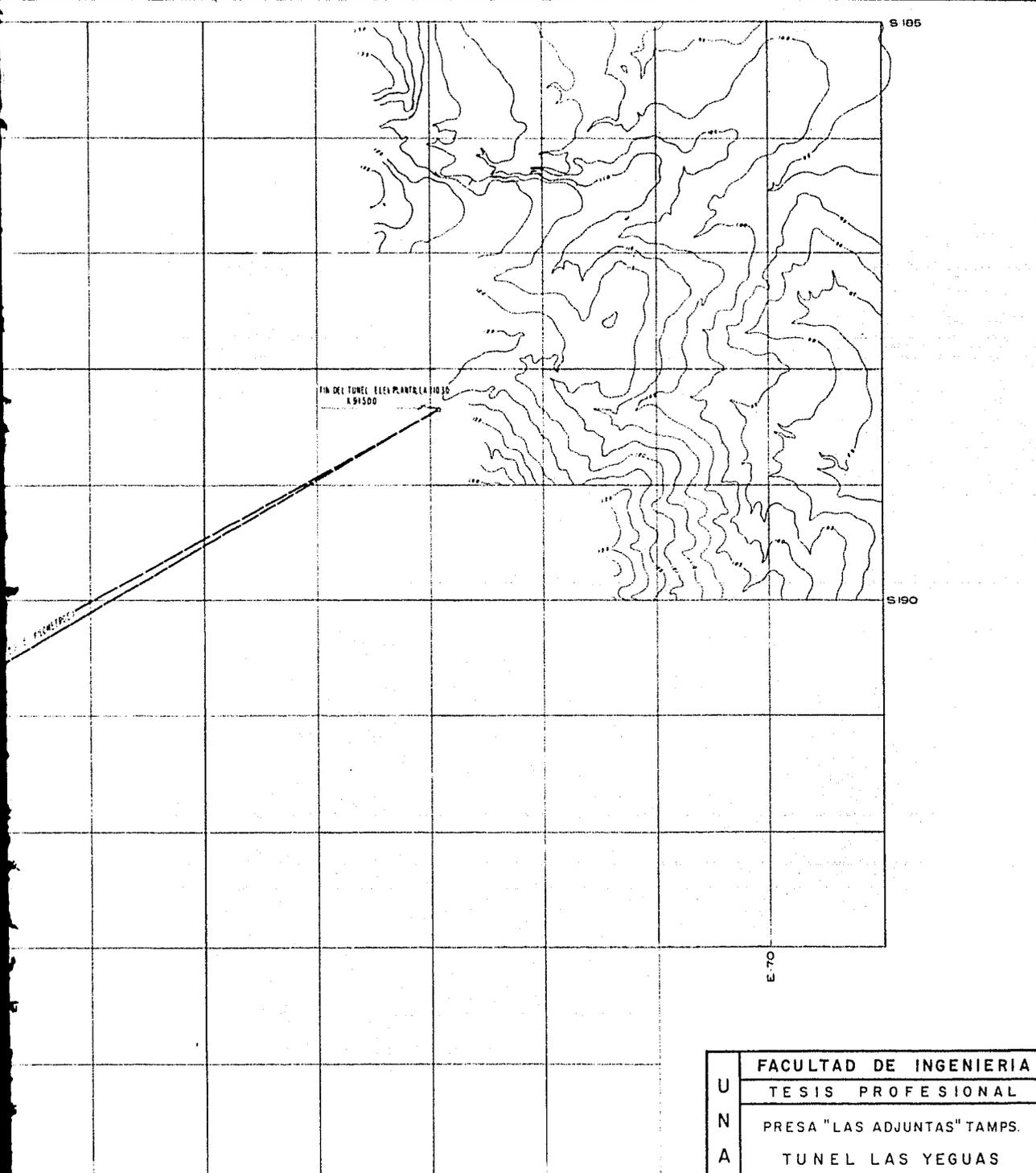
SECCION 2  
CON ADOME Y SIN REFUERZO

DATOS HIDRAULICOS

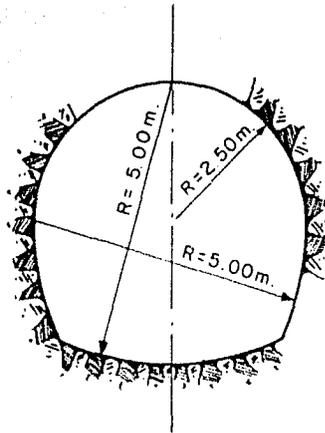
$Q = 4.00 \text{ m}^3/\text{s}$	$r = 1.325 \text{ m}$
$A = 16.31 \text{ m}^2$	$n = 0.014$
$V = 2.45 \text{ m/s}$	$s = 0.00081$
$K = 0.93$	$J = 4.19$



FIN DEL TUNEL ELEV. PLANTILLA  
118.500



U N A M	FACULTAD DE INGENIERIA
	TESIS PROFESIONAL
	PRESA "LAS ADJUNTAS" TAMPS.
	TUNEL LAS YEGUAS
	FRANCISCO CAAMAÑO RICO
	MEXICO, D F. 1966



CORTE A - A

Las condiciones de la Sección de Control, deben satisfacer la ecuación siguiente:

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

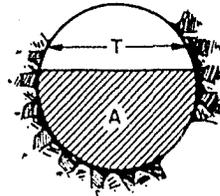
en donde

Q = Gastos en

g = Aceleración de la gravedad

A = Area hidráulica ( $M^2$ )

T = Ancho de la superficie libre del agua (M).



Esta condición se cumple para un tirante de 2.02 Mts.

por lo que

$$\frac{Q^2}{g} = 124.872$$

$$A = 8.524 ; A^3 = 619.342$$

$$T = 4.958$$

$$\therefore \frac{A^3}{T} = 124.917 \doteq \frac{Q^2}{g}$$

donde:

$$d_c = 2.02$$

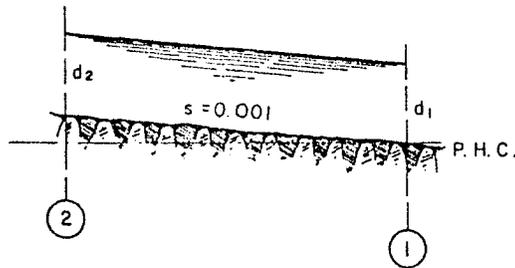
$$r_c = 1.134$$

$$A_c = 8.524$$

$$S_c = \left( \frac{V N}{r^{2/3}} \right)^2 = 0.00321$$

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = 4.106$$

Si se considera una pendiente de 0,001, menor que la pendiente crítica, el agua se remansará y será necesario determinar su perfil con objeto de conocer su comportamiento, el que se determinará por medio del teorema de Bernoulli aplicado reiterativamente a dos secciones, la de aguas abajo (1) - y la de aguas arriba (2), como sigue:



$$\zeta_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} = \zeta_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + \sum h$$

$$\sum h = L \left( \frac{V_m N}{r_m^{2/3}} \right)^2$$

Al despejar  $L$  y sustituir  $\zeta = f(S, L)$  se tiene:

$$L = \frac{(d_1 - d_2) + (V_1^2/2g - V_2^2/2g)}{0.001 - \left( \frac{V_m N}{r_m^{2/3}} \right)^2} = \frac{\alpha}{\beta} \quad \dots (\Omega)$$

La ecuación anterior se resolverá suponiendo un tirante ( $d_2$ ) y se calculará a que longitud ( $L$ ) se presenta, aplicando la fórmula  $(\Omega)$

## ANALISIS DE LA CONDUCCION DE LA OBRA DE TOMA

TIRANTE d	d/D	AREA A	RADIOHIDRO r	$r_m = \frac{r_1 + r_2}{2}$	$V = \frac{Q}{A}$	$V^2$	$\frac{V^2}{2g}$	$d_1 - d_2$	$h_{e1} - h_{e2}$	$V_m = \frac{V \sqrt{V^2}}{2}$	$r_m^{2/3}$	$\left(\frac{V_m N}{r_m^{2/3}}\right)$	$\left(\frac{V_m N}{r_m^{2/3}}\right)^2$	$\alpha C$	$\beta$	$\Delta L = \frac{\alpha C}{\beta}$	$\approx \Delta L$
2 10	0.42	8 920	1 161	1 147	3 924	15 398	0 785	-0 08	0 074	4 015	1 095	0 0550	0 00303	-0 006	-0 00203	2 956	2 956
2 20	0.44	9 418	1 195	1 178	3 716	13 809	0 704	-0 10	0 081	3 820	1 117	0 0513	0 00263	-0 019	-0 00163	11 656	14 612
2 30	0.46	9 915	1 227	1 211	3 530	12 460	0 635	-0 10	0 069	3 623	1 146	0 0474	0 00225	-0 031	-0 00125	24 800	39 412
2 40	0.48	10 415	1 257	1 242	3 361	11 296	0 576	-0 10	0 059	3 446	1 165	0 0443	0 00196	-0 041	-0 00096	42 700	82 112
2 50	0.50	10 915	1 287	1 272	3 207	10 285	0 524	-0 10	0 052	3 284	1 183	0 0416	0 00173	-0 048	-0 00073	65 753	147 865
2 60	0.52	11 415	1 315	1 301	3 066	9 400	0 479	-0 10	0 045	3 137	1 200	0 0392	0 00154	-0 055	-0 00054	101 852	249 717
2 70	0.54	11 915	1 342	1 329	2 937	8 626	0 440	-0 10	0 039	3 002	1 216	0 0370	0 00137	-0 061	-0 00037	164 865	414 582
2 80	0.56	12 413	1 367	1 355	2 820	7 952	0 405	-0 10	0 035	2 879	1 231	0 0351	0 00123	-0 065	-0 00023	282 609	697 191
2 90	0.58	12 908	1 391	1 389	2 711	7 350	0 375	-0 10	0 030	2 766	1 246	0 0333	0 00111	-0 070	-0 00011	636 364	1333 555
3 00	0.60	13 398	1 412	1 402	2 612	6 823	0 348	-0 10	0 027	2 662	1 258	0 0317	0 00101	-0 073	-0 00000	$\infty$	$\infty$
3 10	0.62	13 888	1 432	1 422	2 520	6 350	0 324	-0 10	0 024	2 566	1 270	0 0303	0 00092	-0 076	+	SE ESTABLECE EL REGIMEN	

### CONDICIONES CRITICAS

$d_c = 2 02 \text{ mts}$

$r_c = 1 133 \text{ mts}$

$A_c = 6 524 \text{ m}^2$

$V_c = 4 106 \text{ m/seg}$

$Sc = 0 00321$

$h = 0 015$

$\frac{V_c^2}{2g} = 0 859$

$$\Delta L = \frac{(d_1 - d_2) + \left( \frac{V^2 - V_c^2}{2g - \frac{V_c^2}{r_m^{1/3}}} \right)}{0 001} \cdot \frac{\alpha C}{\beta}$$

$Q = 35 \text{ m}^3/\text{seg}$

$L = 9500 \text{ mts}$



Los cálculos se muestran en la tabla 3, A.

El cálculo del tirante normal se efectúa por la fórmula de Manning, - de la siguiente forma:

$$\frac{QN}{S^{1/2}} = A r^{2/3} \dots (\xi)$$

$$\frac{QN}{S^{1/2}} = 16.562$$

Para un tirante de 2.98 Mts. se satisface la ecuación (  $\xi$  )

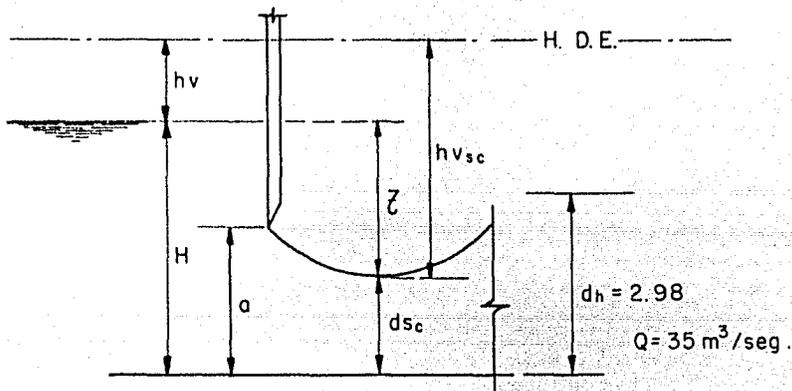
$$A r^{2/3} = 13.203 (1.404)^{2/3} = 16.55$$

2).- GALERIA.

El análisis de la galería consiste principalmente en la determinación del nivel del agua necesario en el vaso para proporcionar un gasto determinado con cierta abertura de compuerta.

Para determinar el nivel mínimo del agua en la galería, en el supuesto de unas compuertas de 3 x 3 m. totalmente abiertas, se aplica un procedimiento de tanteos, con el requisito de que se cumpla con las ecuaciones - (A) o (B)

Si  $V_0 = 0.885 \sqrt{\zeta}$ , se utilizará la ecuación (B), en caso contrario se empleará la fórmula (A)



Las fórmulas son:

$$(A) \quad Q = C_v b d_{sc} \sqrt{2g (H + h_v - d_{sc})}$$

$$(B) \quad Q = C_v b d_{sc} \sqrt{2g (H - \epsilon a)}$$

en donde

$Q$  = Gasto

$C_v$  = Coeficiente de velocidad

$b$  = Ancho de compuerta

$d_{sc}$  =  $f(\epsilon, a)$

$\epsilon$  = Coeficiente de contracción  
(dado por Kisieliev)

$\mu$  = Coeficiente de gasto =  $C_v \epsilon$

Estas ecuaciones se cumplen para  $H = 3.03$

$$\frac{a}{H} = \frac{3.0}{3.03} = 0.99 \rightarrow \epsilon = 0.9977$$

$$d_{sc} = 3.0 \times 0.9977 = 2.9931$$

## TABLA DE KISIELIEV PARA COMPUERTAS

$\frac{a}{H}$	$\epsilon$
0.00	0.611
0.10	0.615
0.15	0.618
0.20	0.620
0.25	0.622
0.30	0.625
0.35	0.628
0.40	0.630
0.45	0.638
0.50	0.645
0.55	0.650
0.60	0.660
0.65	0.675
0.70	0.690
0.75	0.705
0.80	0.720
0.85	0.745
0.90	0.780
0.95	0.835
1.00	1.000

$\frac{a}{H_0}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.65
$\mu$	.62	.635	.655	.685	.710	.740	.760

$$\mu = C_v \epsilon$$

$$Q = \mu \text{ ob } \sqrt{2g \left( H + \frac{v^2}{2g} - dsc \right)}$$

$\mu$  = Coef. de gasto

$\epsilon$  = Coef. de corte

$$Q = 0.9977 \times 6 \times 2.9931 \sqrt{19.62 \left( 3.03 + \frac{(1.925)^2}{19.62} - 2.993 \right)}$$

$$Q = 36.0 \text{ M}^3 / \text{seg.}$$

En consecuencia se acepta  $H = 3.03$  MTS.

Como  $H > d_n$  se concluye que no se tendrá a ningún tipo de perturbación aguas abajo.

Para determinar el nivel del agua mínimo en el vaso, se consideran las siguientes pérdidas:

1) Por rejilla.

$$h_1 = \left[ 1.45 - 0.45 \frac{a_n}{a_g} - \left( \frac{a_n}{a_g} \right)^2 \right] h_{VR}$$

en donde:

$a_n$  = Area neta de la rejilla

$a_g$  = Area total rejilla

$h_{VR}$  = Carga de velocidad en la rejilla.

$$h_{VR} = \left( \frac{Q}{a_n} \right)^2 \frac{1}{2g} = \left( \frac{35.0}{54.35} \right)^2 \frac{1}{19.62} = 0.021$$

$$h_1 = \left[ 1.45 + 0.45 \times \frac{54.35}{72.50} - \left( \frac{54.35}{72.50} \right)^2 \right] 0.021 = 0.012$$

2) Por transición

$$h_2 = 0.17 \left( \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

$V_1$  = Velocidad del agua antes de la transición.

$V_2$  = Velocidad del agua después de la transición.

$$h_2 = 0.17 ( 0.077 - 0.021 ) = 0.01$$

Entre el vaso y la sección  $S_c$ , se tiene (Bernoulli)

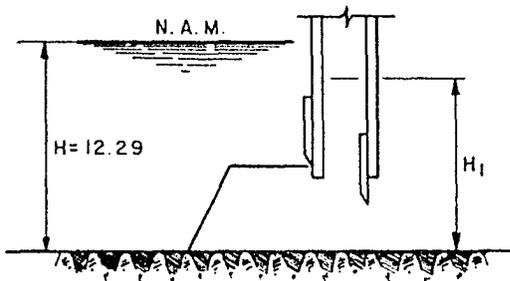
$$H_{voso} = \frac{V_{sc}^2}{2g} + d_{sc} + \sum h$$

$$\sum h = h_1 + h_2 + 2(0.03)$$

$$H_{voso} = \left( \frac{35.0}{6 \times 2.993} \right)^2 \frac{1}{19.62} + 2.993 + (0.021 + 0.01 + 0.06)$$

$$= 3.278$$

∴ La abertura de la compuerta para el embalse máximo entre (1) y (a) - por Bernoulli es:



$$H = H_1 + H_{v1} + \sum h \quad \text{--- ( I )}$$

$$\sum h = h_1 + h_2 + h_{\text{comp}}$$

$$= 0.021 + 0.01 + 0.03$$

$$= 0.061$$

$$H_{v1} = \left( \frac{Q}{H_1 b} \right)^2 \frac{1}{2g} + \sum h$$

∴

de (I)

$$H = H_1 + \frac{1}{H_1^2} \left( \frac{Q}{b} \right)^2 \frac{1}{2g} + \sum h$$

$$H_1^3 - 12.29 H_1^2 + \left( \frac{35}{6} \right)^2 \frac{1}{19.62} + 0.061 H_1^2 = 0$$

$$H_1^3 - 12.229 H_1^2 + 1.734 = 0$$

Que se cumple para  $H_1 = 12.217$

La abertura de la compuerta se encontrará por tanteos cumpliendo con la ecuación (A) ó (B) según sea el caso.

Estas ecuaciones se cumplen para  $\alpha = 0.65$  MTS.

$$\text{ya que } \frac{\alpha}{H} = \frac{0.65}{12.217} = 0.532$$

Por la tabla de Kisieliev

$$\epsilon = 0.6112, \mu = 0.5928$$

$$\therefore d_{sc} = \epsilon \alpha = 0.6112 \times 0.65 = 0.3973$$

$$\zeta = H - d_{sc} = 12.217 - 0.3973 = 11.82$$

$$V_0 \leq 0.885 \sqrt{\zeta}$$

$\therefore$  se cumple la condición (B)

$$Q = \mu \alpha b \sqrt{2g (H_1 - d_{sc})}$$

$$= 0.5928 \times 0.65 \times 6.0 \times \sqrt{19.62 (11.82)}$$

$$= 35.2 \doteq 35 \text{ M}^3 / \text{seg.}$$

Se analiza el comportamiento aguas abajo de la compuerta, con el objeto de determinar si el tirante conjugado mayor resulta más grande que el tirante normal del túnel (en este caso se barrerá el salto) o viceversa (se produce el salto o se ahoga la compuerta).

El tirante conjugado mayor es igual a

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 (Fr)^2} - 1 \right)$$

en donde:

$Y_2$  = Tirante conjugado mayor

$Y_1 = dsc$  = (tirante conjugado menor)

$Fr$  = Número de Froude

$$(Fr)^2 = 55.31 \therefore Y_2 = \frac{0.65}{2} \left( \sqrt{1 + 8 \times 55.31} - 1 \right) = 6.52 > dn$$

por lo que se concluye que se barre el salto.

Las características geométricas de la obra de toma, se muestran en el croquis adjunto.

## II. - DIMENSIONAMIENTO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.

Al abatir el pico respecto al tiempo por la regulación adecuada de las grandes avenidas, se logra el objetivo principal de esta obra. El dimensionamiento del vertedor se efectúa por aproximaciones sucesivas, mediante el tránsito de la avenida de diseño por el vaso, suponiendo diferentes longitudes y tipos de vertedor. La ecuación fundamental que se debe cumplir, es la siguiente:

$$Q_{ei} + Q_{ei+1} - Q_{si} + \frac{2V_i}{\Delta t} = Q_{si+1} + \frac{2V_{i+1}}{\Delta t}$$

en donde:

$Q_{ei}$  = Gasto de entradas al principio del análisis.

$Q_{si}$  = Gasto de salida al principio del análisis.

$V_i$  = Volumen almacenado al principio del análisis.

Los gastos de entrada corresponden a la avenida de diseño, calcula-

da en el capítulo anterior y los de salida, se calcularon para vertedores de 90 y 60 Mts. de longitud de cresta, mediante la fórmula:

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

donde

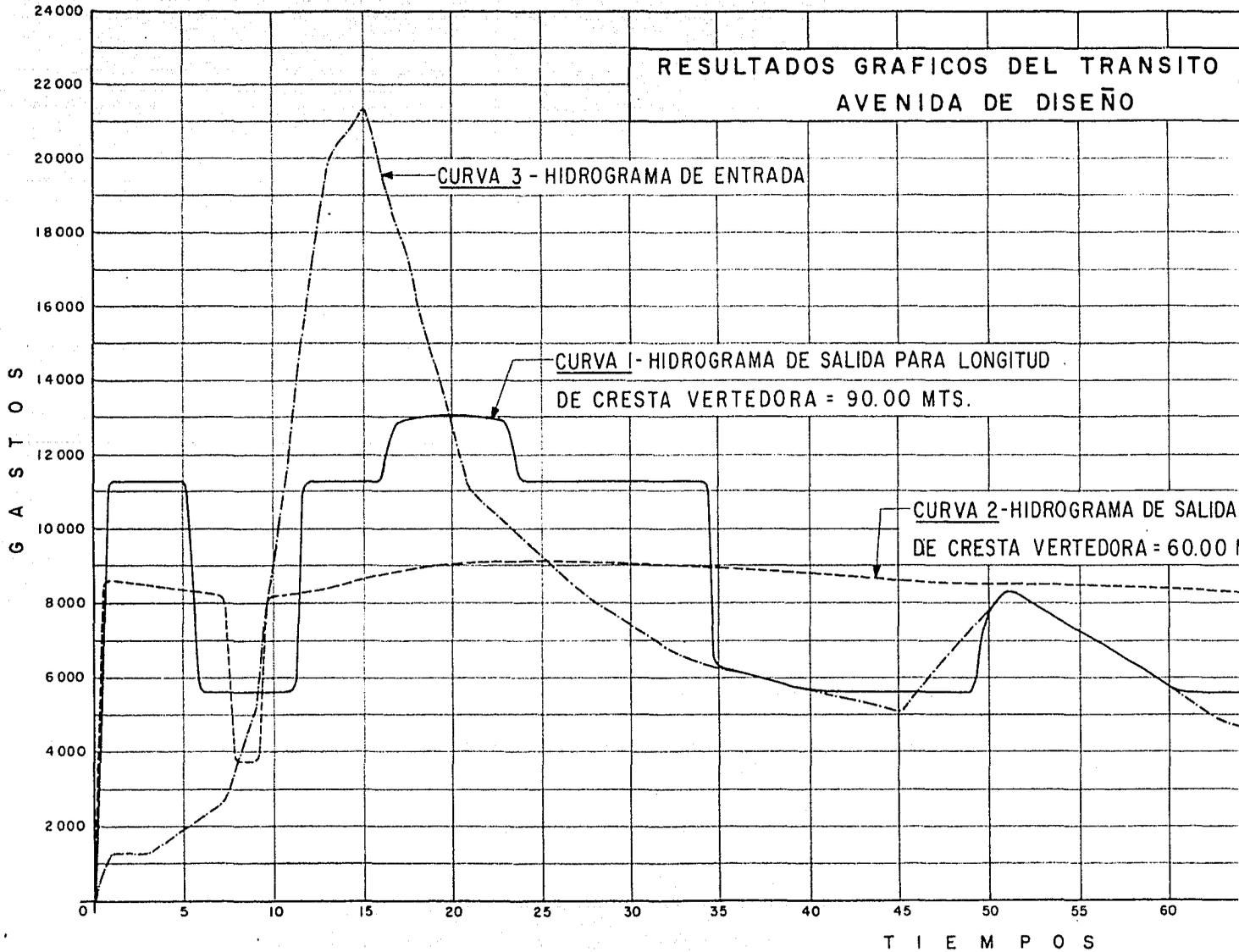
$$c = f(d, H_1)$$

$Q_s$  = Gasto de salida.

ELEVACION		d	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	H <sub>1</sub> <sup>3/2</sup>	H <sub>2</sub> <sup>3/2</sup>	d H <sub>1</sub>	c	Q <sub>60</sub>	Q <sub>90</sub>
vaso	comp.									
131.79	119.00		12.79	12.79	45.74	45.74				
132.29	122.00	3.00	13.29	10.29	48.45	33.01	0.226	0.385	1053.34	1580.02
132.79	125.00	6.00	13.79	7.79	51.21	21.74	0.435	0.373	1947.81	2921.75
133.29	128.00	9.00	14.29	5.29	54.02	12.17	0.630	0.361	2677.08	4015.66
133.79	131.00	12.00	14.79	2.79	56.88	4.66	0.811	0.358	3312.67	4969.06
134.29	134.00	15.00	15.29	0.29	59.79	0.156	0.981	0.355	3751.04	5626.62
134.79	134.79	15.79	15.79		62.74				7528.72	11293.20
140.00		21.0	21.0		96.23				11547.48	17321.40

Se proyecta el perfil del cimacio de tipo creager deprimido, considerando 2/3 de la carga máxima de diseño ( $H_d = 10.742$ ). Los resultados del tránsito de la avenida, se muestran en la gráfica siguiente que permite analizar su comportamiento, así como el programa de operación supuesto de las compuertas del vertedor.

RESULTADOS GRAFICOS DEL TRANSITO  
AVENIDA DE DISEÑO



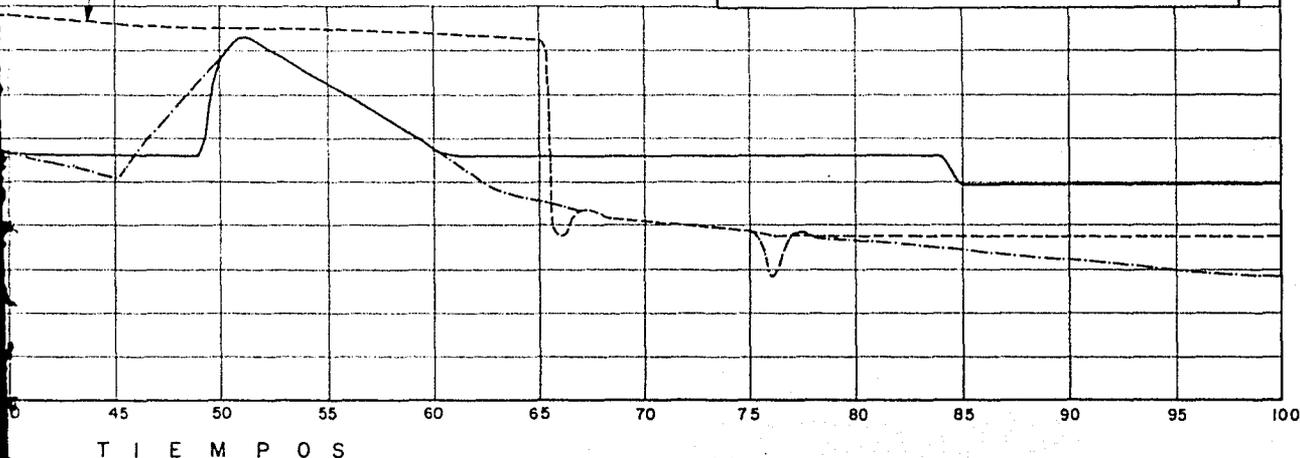
T I E M P O S

DOS GRAFICOS DEL TRANSITO DE LA  
AVENIDA DE DISEÑO

E SALIDA PARA LONGITUD

A = 90.00 MTS.

CURVA 2-HIDROGRAMA DE SALIDA PARA LONGITUD  
DE CRESTA VERTEDORA = 60.00 MTS.



NOTAS:

CURVA 1

El embalse máximo se presenta en el intervalo número 20  
Las características del problema cuando se presenta el embalse  
máximo son las siguientes:

GASTO MÁXIMO DEL VERTEDOR \_\_\_\_\_ 13035.342

ELEVACION MÁXIMA DEL EMBALSE \_\_\_\_\_ 134.874

GASTO DE ENTRADA AL VASO (HIDROGRAMA) \_\_\_\_\_ 12782.280

ALMACENAMIENTO MÁXIMO EN EL VASO \_\_\_\_\_ 275312.406

CURVA 2

El embalse máximo se presenta en el intervalo número 25  
Las características del problema cuando se presenta el embalse  
máximo son las siguientes:

GASTO MÁXIMO DEL VERTEDOR \_\_\_\_\_ 9120.929

ELEVACION MÁXIMA DEL EMBALSE \_\_\_\_\_ 135.395

GASTO DE ENTRADA AL VASO (HIDROGRAMA) \_\_\_\_\_ 9259.190

ALMACENAMIENTO MÁXIMO EN EL VASO \_\_\_\_\_ 428917.687

CURVA 3

HIDROGRAMA DE ENTRADA

Las conclusiones de estos resultados, son las siguientes: la longitud del vertedor más adecuada es la de 90 Mts., con compuertas de 10x14 Mts. porque se logra el abatimiento conveniente del pico de la avenida, en atención a las restricciones impuestas por la elevación máxima de 135.00, obteniéndose, en estas condiciones un gran efecto regulador del vaso.

**C A P I T U L O**

---

**IV**

**Dimensionamiento de la Obra de  
Desvío.**

## DIMENSIONAMIENTO DE LA OBRA DE DESVIO.

1).- Antecedentes.- Esta obra es indispensable para desviar el río y poder llevar a cabo los trabajos de limpia, excavaciones en la cimentación de la cortina y la construcción de la misma.

La obra consta de dos partes: la conducción, planeada por túneles y las ataguías.

El dimensionamiento de ambas partes, debe ser simultáneo, ya que si la conducción es insuficiente la ataguía resultará sumamente grande y, en el caso contrario, se invertirán estas características. Del razonamiento ex puesto, se concluye que debe existir un tamaño óptimo, para cada una de di chas obras.

2).- Dimensionamiento.- El dimensionamiento se basa en el tránsito de una avenida y éste debe satisfacer la ecuación que sigue:

$$Q_{ei} + Q_{ei+1} - Q_{si} + \frac{2V_i}{\Delta t} = Q_{si+1} + \frac{2V_{i+1}}{\Delta t} \text{ ----- ( I )}$$

en donde:

$Q_e$  = gasto de entrada

$Q_s$  = gasto de salida

$V$  = volumen almacenado

$\Delta t$  = intervalo de tiempo considerado

Para determinar cada uno de los componentes de la ecuación anterior, se tiene:

a).  $-Q_{ei}$  =gasto de entrada al inicio del intervalo considerado.

$Q_{ei+1}$  =gasto de entrada al final del intervalo considerado.

Estos gastos se toman del hidrograma registrado en Padilla durante el mes de septiembre de 1955, porque tiene un período de retorno de 60 años que permite no considerar la influencia del río Pilón y del Arroyo Grande.

b).  $-Q_{si}$  =gasto de salida al inicio del intervalo de tiempo.

$Q_{si+1}$  =gasto de salida al final del intervalo.

Estos gastos se obtienen de la siguiente forma:

1). - Condiciones de la conducción. - Se propone una sección circular de 6 Mts. de diámetro, con pendiente de 0.0001 y longitud de 340 Mts.

La sección de control a la salida del túnel, deberá satisfacer la ecuación siguiente:

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

La solución de esta ecuación, se muestra en las tablas siguientes:

rc	Q	dc	Vc	Sc	Vc <sup>2</sup>	Vc <sup>2</sup> /2g	Ac
0.450	5	0.78	2.315	0.00350	5.359	0.273	2.16
0.680	10	1.12	2.742	0.00283	7.519	0.383	3.647
0.816	15	1.38	3.053	0.00275	9.321	0.475	4.914
0.927	20	1.59	3.333	0.00276	11.109	0.566	6.001

rc	Q	dc	Vc	Sc	$V_c^2$	$V_c^2/2g$	Ac
1.026	25	1.80	3.504	0.00275	12.278	0.626	7.135
1.100	30	1.96	3.739	0.00277	13.980	0.713	8.024
1.236	40	2.28	4.057	0.00279	16.459	0.839	9.860
1.344	50	2.55	4.368	0.00290	19.079	0.972	11.446
1.432	60	2.80	4.639	0.00300	21.520	1.097	12.935
1.515	70	3.05	4.845	0.00304	23.474	1.196	14.448
1.578	80	3.26	5.093	0.00319	25.939	1.322	15.708
1.638	90	3.48	5.297	0.00327	28.058	1.430	16.992
1.682	100	3.67	5.518		30.448	1.552	18.132

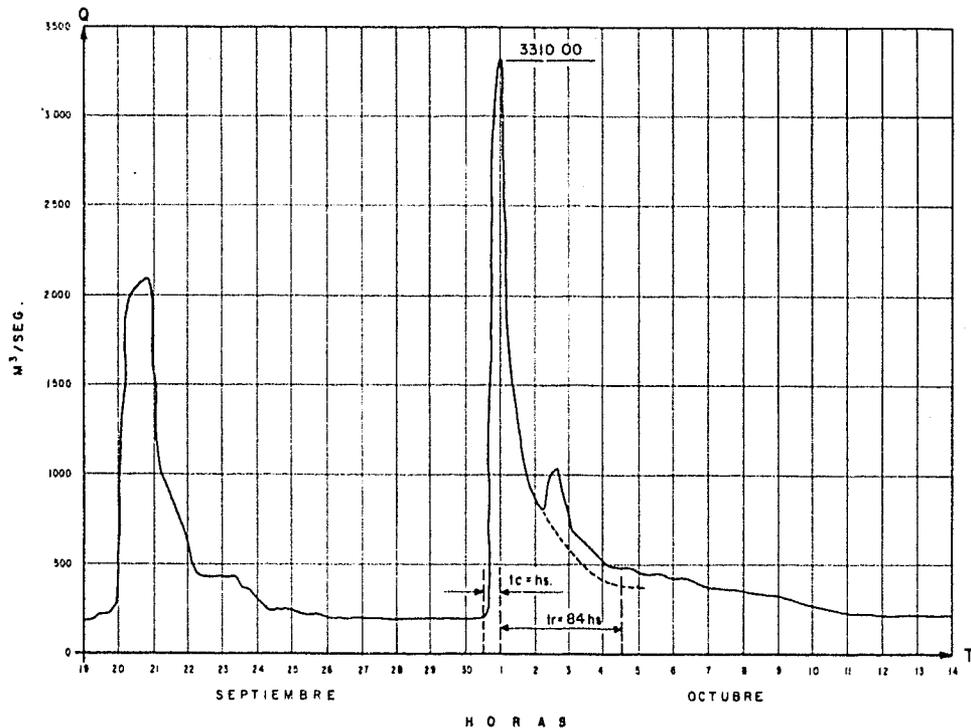
Q	dc	Ac	Vc	$V_c^2$	$V_c^2/2g$	rc	T
115.766	3.96	19.800	5.847	34.187	1.742	1.740	5.682
129.713	4.20	21.132	6.138	37.675	1.920	1.776	5.502
199.117	4.50	22.752	6.554	42.955	2.189	1.812	5.196
161.638	4.68	23.652	6.834	46.704	2.380	1.824	4.968
180.244	4.92	24.804	7.267	52.809	2.692	1.824	4.608
202.127	5.16	25.884	7.809	60.980	3.108	1.818	4.164
214.547	5.28	26.352	8.142	66.292	3.379	1.806	3.900
246.374	5.52	27.216	9.053	81.957	4.177	1.764	3.258
300.969	5.76	27.900	10.787	116.359	5.931	1.698	2.352
360.947	5.88	28.152	12.821	164.378	8.378	1.644	1.680
429.794	5.94	28.224	15.228	231.892	11.819	1.602	1.194

a). - Cálculo de la curva de gastos de los túneles de desvío.

A fin de conocer que gasto pasará por el túnel para cada elevación - en el vaso, se aplica un procedimiento reiterativo de cálculo, como sigue:

1o. - Se propone un gasto;

2o. - Se analizan las condiciones de la sección de control;



DURACION DE LA TORMENTA =  
108 HS. = 4.5 DIAS

U N A M	FACULTAD DE INGENIERIA
	TESIS PROFESIONAL
	PRESA "LAS ADJUNTAS" HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA OBSERVADA EN PADILLA (1965)
	FRANCISCO CAAMAÑO RICO MEXICO, D.F. 1966

3o. - Se calcula el tirante o carga para que se cumpla  $L = 340$  Mts. por la ecuación ( II ); y

4o. - Se calcula el nivel en el vaso, considerando pérdidas por entrada.

Es necesario considerar la pérdida por fricción porque la longitud del túnel es grande y ser aquélla directamente proporcional a ésta.

Como las condiciones de trabajo del túnel pueden ser que opere como canal o como tubo forzado, el procedimiento de cálculo se aplica a partir de la sección de control, hacia aguas arriba por medio del teorema de Bernoulli, considerando dos secciones: la de aguas arriba (1) y la de aguas abajo - (2).

$$\zeta_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = \zeta_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \Sigma h$$

$$\Sigma h = L \left( \frac{V_m N}{r m^{2/3}} \right)^2$$

Al despejar L y substituir  $Z = f(S, L)$  se tiene:

$$L = \frac{h_{V_1} - h_{V_2} + \frac{P_1}{\gamma} - \frac{P_2}{\gamma}}{\left( \frac{V_m N}{r m^{2/3}} \right)^2 - 0.0001} \text{ ----- ( II )}$$

Los resultados de este análisis se muestran en la tabla siguiente:

## RESUMEN DE LA TABLA DE GASTOS

$$h = \zeta + \frac{P}{g} + hv$$

Se considera la pérdida por entrada igual a 0.5 de la carga de velocidad.

Q	h a la long. de 340mts.	h v a la long. de 340mts.	0,5 hv	H vaso = h + 0.5 hv	E lev. vaso = 90.0 + Hvaso
0.000					90.000
5.000	1.320	0.07	0.0350	1.3550	91.3550
10.000	1.817	0.117	0.0585	1.8755	91.8755
15.000	2.223	0.153	0.0765	2.2995	92.2995
20.000	2.583	0.183	0.0915	2.6745	92.6745
25.000	2.862	0.222	0.1110	2.9730	92.9730
30.000	3.143	0.253	0.1265	3.2695	93.2695
40.000	3.621	0.321	0.1605	3.7815	93.7815
50.000	4.050	0.390	0.1950	4.2450	94.2450
60.000	4.458	0.458	0.2290	4.6870	94.6870
70.000	4.854	0.524	0.2620	5.1160	95.1160
80.000	5.248	0.588	0.2940	5.5420	95.5420
90.000	5.636	0.656	0.3280	5.9640	95.9640
100.000	6.054	0.724	0.3620	6.4160	96.4160
115.766	6.646	0.876	0.4380	7.0840	97.0840
129.713	10.203	1.073	0.5365	10.7395	100.7395
149.117	10.972	1.418	0.7090	11.6810	101.6810
161.638	11.526	1.656	0.8330	12.3590	102.3590
180.244	12.400	2.071	1.0355	13.4355	103.4355
202.127	13.509	2.605	1.3025	14.8115	104.8115
214.547	14.190	2.935	1.4675	15.6575	105.6575
246.374	16.051	3.870	1.9350	17.9860	107.9860
300.969	19.732	5.776	2.8880	22.6200	112.6200
360.947	24.529	8.306	4.1530	28.6820	118.6820
429.794	31.086	11.777	5.8885	36.9745	126.9745

c). -  $V_i$  = Volumen almacenado en el vaso al inicio del intervalo de

tiempo.

$V_{i+1}$  = Volumen almacenado en el vaso al final del intervalo de

tiempo.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
DIRECCION DE PROYECTOS  
OFICINA DE CALCULO ELECTRONICO

PROYECTO PRESA LAS ADJUNTAS TAMS. OBRA DE DESVIO 3 ALTERNATIVAS CON  
TUNELES DE 6 MTS. DE DIAMETRO 1 ALT. UN TUNEL 2 ALT. DOS TUN. 3 ALT. 4

ORDEN	ENTRADAS	ELEVACIONES	SALIDAS	ALMACENAMIENTOS
1	191.000	98.859	0.	11.000
2	191.000	98.669	121.828	2692.742
3	214.000	100.959	127.105	4293.260
4	214.000	101.648	136.144	5990.421
5	500.000	103.135	175.112	10151.426
6	2-30.000	109.710	266.724	31680.480
7	2060.000	115.341	327.915	67722.731
8	2125.000	118.288	357.018	103674.235
9	1500.000	119.870	370.784	133459.588
10	1004.000	120.487	375.911	151476.156
11	900.000	120.856	379.024	163485.824
12	750.000	121.143	381.403	172650.828
13	580.000	121.327	382.872	178314.094
14	435.000	121.407	383.605	181140.752
15	435.000	121.447	383.929	182391.062
16	435.000	121.482	384.163	183291.264
17	435.000	121.510	384.448	184391.535
18	435.000	121.544	384.662	185291.734
19	347.000	121.547	384.759	185591.750
20	347.000	121.525	384.575	184891.4669
21	315.000	121.491	384.292	183791.076
22	248.000	121.430	383.722	181590.350
23	248.000	121.341	383.060	179229.543
24	248.000	121.261	382.321	176188.631
25	225.000	121.163	381.504	173037.641
26	214.000	121.055	380.686	169886.650
27	214.000	120.957	379.791	166435.553
28	214.000	120.849	378.974	163284.562
29	214.000	120.750	378.079	159833.465
30	191.000	120.633	377.106	156082.291
31	191.000	120.507	376.132	152331.116
32	191.000	120.389	375.082	148279.334
33	191.000	120.263	374.110	144529.660
34	191.000	120.146	373.059	140477.379
35	191.000	120.028	372.086	136728.203
36	191.000	119.845	370.633	133119.213
37	191.000	119.653	368.979	129367.286
38	191.000	119.454	367.390	125763.453
39	191.000	119.263	365.736	122012.527
40	191.000	119.071	364.147	118408.694
41	191.000	118.880	362.555	114804.861
42	191.000	118.689	360.962	111201.028
43	191.000	118.497	359.080	107597.195
44	191.000	118.314	357.340	104257.551
45	191.000	118.138	355.524	100930.812
46	191.000	117.931	353.476	97323.519
47	191.000	117.660	350.863	94060.343
48	788.000	117.891	353.077	26887.785
49	3310.000	119.768	362.996	131672.305
50	1713.000	121.242	382.178	175639.242
51	1294.000	121.960	388.186	199805.228
52	1604.000	122.264	390.659	214382.861

TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA REGISTRADA, POR LA OBRA DE DESVIO  
PRIMERA ALTERNATIVA UN TUNEL DE 6 MTS. DE DIAMETRO

53	920.000	122.471	392.433	226170.061
54	788.000	122.647	393.892	235867.016
55	1004.000	122.838	395.481	246425.734
56	1038.000	123.076	397.456	259570.752
57	740.000	123.260	398.919	269267.487
58	638.000	123.368	399.807	275171.932
59	600.000	123.447	400.547	280095.023
60	559.000	123.518	401.053	283446.535
61	520.000	123.564	401.455	286110.539
62	476.000	123.599	401.740	288014.758
63	476.000	123.621	401.922	289221.418
64	476.000	123.643	402.103	290428.082
65	450.000	123.664	402.285	291634.742
66	435.000	123.674	402.363	292151.793
67	435.000	123.682	402.440	292668.944
68	435.000	123.693	402.518	293185.891
69	420.000	123.696	402.596	293702.941
70	412.000	123.705	402.622	293875.187
71	412.000	123.708	402.700	294392.238
72	397.000	<u>123.711</u>	<u>402.726</u>	294564.484
73	380.000	123.708	402.648	294047.223
74	347.000	123.693	402.518	293185.156
75	347.000	123.671	402.388	292323.090
76	347.000	123.655	402.297	291116.219
77	340.000	123.627	401.973	289564.594
78	318.000	123.599	401.740	288012.969
79	315.000	123.564	401.506	286461.344
80	315.000	123.536	401.221	284564.914
81	310.000	123.502	400.987	283013.289
82	300.000	123.468	400.702	281116.859
83	290.000	123.433	400.417	279220.430
84	270.000	123.393	400.027	276634.391
85	260.000	123.341	399.664	274220.805
86	250.000	123.294	399.262	271548.535
87	240.000	123.243	398.847	268790.145
88	240.000	123.191	398.419	265945.527
89	220.000	123.130	397.835	262066.547
90	200.000	123.060	397.229	258704.775
91	191.000	122.989	396.745	254825.791
92	191.000	122.919	396.162	250946.809
93	191.000	122.849	395.578	247067.826
94	191.000	122.778	394.994	243188.844
95	191.000	122.708	394.410	239309.863
96	191.000	122.638	393.827	235430.881
97	191.000	122.568	393.242	231551.899
98	191.000	122.497	392.659	227672.916
99	191.000	122.427	392.075	223793.934
100	191.000	122.357	391.492	219914.953

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
DIRECCION DE PROYECTOS  
OFICINA DE CALCULO ELECTRONICO

PROYECTO PRESA LAS ADJUNTAS TAMS. OBRA DE DESVIO 3 ALTERNATIVAS CON  
TUNELES DE 6 MTS. DE DIAMETRO 1 ALT. UN TUNEL 2 ALT. DOS TUN. 3 ALT. 4

ORDEN	ENTRADAS	ELEVACIONES	SALIDAS	ALMACENAMIENTOS
1	191.000	90.000	0.	11.000
2	191.000	97.091	231.556	1559.664
3	214.000	96.489	203.319	1248.125
4	214.000	96.711	214.133	1363.133
5	500.000	99.772	252.019	3913.799
6	2030.000	107.450	478.205	22470.247
7	2060.000	113.513	619.553	53287.195
8	2125.000	116.775	684.220	82983.995
9	1500.000	118.402	716.423	105944.833
10	1064.000	118.984	726.946	116879.293
11	900.000	119.230	730.925	121391.347
12	750.000	119.328	732.702	123406.488
13	580.000	119.258	731.534	122082.591
14	435.000	119.020	727.435	117434.378
15	435.000	118.700	722.143	111432.374
16	435.000	118.385	716.076	105615.236
17	435.000	118.082	710.070	99900.559
18	435.000	117.684	702.085	94308.253
19	347.000	117.182	692.121	87952.602
20	347.000	116.621	681.052	80976.292
21	315.000	116.054	669.948	73937.224
22	248.000	115.153	652.127	66154.850
23	248.000	114.189	633.067	58081.819
24	248.000	113.061	610.757	50402.297
25	225.000	111.904	584.951	42952.417
26	214.000	110.536	552.902	35761.222
27	214.000	109.117	519.336	29108.741
28	214.000	107.667	484.112	23203.459
29	214.000	106.156	442.806	18076.301
30	191.000	104.561	396.380	13615.967
31	191.000	103.026	346.439	9906.654
32	191.000	101.748	300.594	7172.069
33	191.000	100.674	258.956	5353.667
34	191.000	99.854	252.690	4021.661
35	191.000	98.832	244.841	2824.468
36	191.000	97.506	234.772	1819.448
37	191.000	96.477	203.059	1245.366
38	191.000	96.222	191.313	1114.275
39	191.000	96.213	191.157	1112.510
40	191.000	96.210	190.742	1107.803
41	191.000	96.213	191.157	1112.508
42	191.000	96.210	190.742	1107.901
43	191.000	96.213	191.157	1112.506
44	191.000	96.210	190.742	1107.799
45	191.000	96.213	191.157	1112.504
46	191.000	96.210	190.742	1107.797
47	191.000	96.213	191.157	1112.502
48	788.000	101.258	280.588	6333.572
49	3310.000	111.293	570.792	39775.476
50	1713.000	116.431	677.294	78594.323
51	1294.000	117.762	703.745	95360.365
52	1064.000	118.322	714.847	104445.454

TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA REGISTRADA POR LA OBRA DE DESVIO  
SEGUNDA ALTERNATIVA 2 TUNELES DE 6 MTS. DE DIAMETRO

53	920.000	118.594	720.099	105442.870
54	788.000	118.739	722.769	117142.001
55	1004.000	118.923	725.829	119613.374
56	1038.000	119.237	731.070	121555.894
57	740.000	<u>119.405</u>	<u>733.939</u>	124695.306
58	638.000	119.354	733.126	123887.254
59	600.000	119.237	731.024	121504.289
60	559.000	119.369	728.378	118503.536
61	520.000	118.369	725.070	114752.610
62	476.000	118.623	720.810	110119.121
63	476.000	118.364	715.646	105205.114
64	476.000	118.109	710.506	100315.157
65	450.000	117.761	703.742	95358.606
66	435.000	117.343	695.464	90111.061
67	435.000	116.924	687.189	84863.515
68	435.000	116.520	679.185	79792.359
69	420.000	116.116	671.184	74721.203
70	412.000	115.565	660.161	69556.749
71	412.000	114.968	648.465	64599.673
72	397.000	114.387	636.848	59685.144
73	380.000	113.728	623.796	54678.771
74	347.000	112.921	607.954	49482.919
75	347.000	112.127	590.403	44332.696
76	347.000	111.255	569.864	39567.147
77	340.000	110.415	549.994	35088.639
78	318.000	109.498	528.472	30773.854
79	315.000	108.543	505.770	26626.173
80	315.000	107.596	482.198	22965.919
81	310.000	106.650	456.323	19754.188
82	300.000	105.763	432.073	16898.733
83	290.000	104.832	404.944	14355.867
84	270.000	103.992	378.058	12049.093
85	260.000	103.083	348.147	10017.099
86	250.000	102.335	322.515	8362.970
87	240.000	101.659	297.435	7030.082
88	240.000	101.108	274.487	6081.333
89	220.000	100.661	258.852	5330.391
90	200.000	100.169	254.524	4363.325
91	191.000	99.198	247.692	3217.899
92	191.000	98.022	238.648	2136.143
93	191.000	96.759	216.295	1386.123
94	191.000	96.230	191.962	1121.640
95	191.000	96.214	190.942	1110.069
96	191.000	96.211	190.804	1108.500
97	191.000	96.214	191.219	1113.205
98	191.000	96.211	190.804	1108.498
99	191.000	96.214	191.218	1112.203
100	191.000	96.211	190.804	1108.496

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 DIRECCION DE PROYECTOS  
 OFICINA DE CALCULO ELECTRONICO

PROYECTO PRESA LAS ADJUNTAS TAMS. OBRA DE DESVIO 3 ALTERNATIVAS CON  
 TUNELES DE 6 MTS. DE DIAMETRO 1 ALT. UN TUNEL 2 ALT. DOS TUN. 3 ALT. 4

ORDEN	ENTRADAS	ELEVACIONES	VALIDAS	ALMACENAMIENTOS
1	191.000	90.000	0.	11.000
2	191.000	95.410	307.860	775.545
3	214.000	93.000	145.482	775.561
4	214.000	94.835	254.267	571.403
5	500.000	96.359	378.702	1295.467
6	2030.000	104.976	517.906	14728.641
7	2060.000	110.761	1116.254	26947.970
8	2125.000	113.871	1253.248	55405.677
9	1500.000	115.257	1296.171	66550.000
10	1004.000	115.081	1301.452	65560.898
11	900.000	114.267	1268.241	58677.608
12	750.000	113.010	1219.192	50020.935
13	580.000	111.235	1138.800	39462.741
14	435.000	108.780	1022.681	27431.453
15	435.000	105.850	858.540	17110.135
16	435.000	103.080	695.090	9878.165
17	435.000	101.120	540.884	6100.154
18	435.000	99.983	397.210	4171.240
19	247.000	97.954	276.395	2895.025
20	347.000	95.700	335.400	309.039
21	315.000	95.639	328.744	261.724
22	248.000	94.909	280.468	300.572
23	248.000	94.695	241.073	432.093
24	248.000	94.812	252.072	565.080
25	225.000	94.552	228.021	493.991
26	214.000	94.407	215.058	454.897
27	214.000	94.391	212.926	448.521
28	214.000	94.407	214.916	454.471
29	214.000	94.391	212.926	448.520
30	191.000	94.227	197.095	400.495
31	191.000	94.100	187.846	371.332
32	191.000	94.161	193.113	387.956
33	191.000	94.126	190.006	373.180
34	191.000	94.143	191.357	382.430
35	191.000	94.139	191.057	381.579
36	191.000	94.142	191.357	382.429
37	191.000	94.139	190.547	379.878
38	191.000	94.142	191.357	382.428
39	191.000	94.139	190.547	379.877
40	191.000	94.142	191.256	382.427
41	191.000	94.139	190.546	379.876
42	191.000	94.142	191.256	382.425
43	191.000	94.139	190.546	379.875
44	191.000	94.142	191.356	382.425
45	191.000	94.139	190.546	379.874
46	191.000	94.142	191.355	382.424
47	191.000	94.139	190.545	379.873
48	788.000	99.355	497.371	3377.694
49	3310.000	109.251	1046.329	29715.244
50	1713.000	114.148	1264.525	57742.855
51	1294.000	114.714	1286.642	62429.319
52	1004.000	114.388	1275.372	59742.015

TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA REGISTRADA POR LA OBRA DE DESVIO

TERCERA ALTERNATIVA 4 TUNELES DE 6 MTS. DE DIAMETRO

53	920.000	113.568	1241.539	52685.417
54	760.000	112.421	1194.721	46248.491
55	1004.000	111.449	1143.487	40549.555
56	1038.000	110.989	1127.216	38163.161
57	740.000	110.142	1087.268	33681.557
58	638.000	108.457	1007.540	26271.636
59	600.000	106.526	905.874	19333.851
60	559.000	104.610	795.930	13751.968
61	520.000	102.905	684.511	9635.162
62	476.000	101.537	584.825	6822.432
63	476.000	100.635	517.310	5286.422
64	476.000	100.184	510.303	4503.513
65	450.000	99.537	500.528	3621.528
66	435.000	98.556	485.593	2597.239
67	435.000	97.360	467.489	1736.800
68	435.000	96.788	434.875	1398.277
69	420.000	96.680	425.379	1347.782
70	412.000	96.554	412.430	1284.246
71	412.000	96.538	411.217	1272.479
72	397.000	96.440	401.777	1222.278
73	380.000	96.240	384.796	1126.583
74	347.000	95.931	356.641	976.210
75	347.000	95.786	343.570	922.570
76	347.000	95.847	349.346	946.274
77	340.000	95.767	340.904	911.628
78	318.000	95.584	324.316	843.552
79	315.000	95.466	312.465	794.622
80	315.000	95.501	315.839	808.601
81	310.000	95.449	311.731	791.582
82	300.000	95.351	301.608	749.642
83	290.000	95.243	292.365	711.349
84	270.000	95.059	275.087	639.626
85	260.000	94.899	259.425	586.531
86	250.000	94.820	251.922	564.643
87	240.000	94.702	240.995	532.768
88	240.000	94.680	239.693	528.942
89	220.000	94.520	224.563	482.467
90	200.000	94.266	201.655	414.616
91	191.000	94.156	192.907	387.309
92	191.000	94.130	189.802	377.533
93	191.000	94.146	191.692	383.483
94	191.000	94.136	190.882	380.932
95	191.000	94.139	191.152	381.782
96	191.000	94.143	191.421	382.631
97	191.000	94.139	190.611	380.080
98	191.000	94.143	191.421	382.630
99	191.000	94.139	190.611	380.079
100	191.000	94.143	191.421	382.629

Debido a que continuamente se requiere conocer el nivel en el vaso pa-  
ra fijar la altura de la ataguía, se calcularán las elevaciones en función de -  
las capacidades por medio de la curva elevaciones-capacidades..

Con una computadora digital, se calculó el tránsito para las alternati-  
vas de uno, dos y cuatro túneles de 6 Mts. de diámetro, resolviendo la ecua-  
ción (I), con los resultados consignados en las tablas anteriores que resumi-  
dos, son:

ALTERNATIVA	No. de Túneles de 6 Mts. de diáme- tro.	Elevación Max.	Gasto Max.
1a.	1	123.711	402.726
2a.	2	119.405	733.839
3a.	4	115.207	1306.171

Del análisis de estos resultados, se llega a la conclusión que la segun-  
da alternativa, es la más aconsejable porque se tendría una ataguía de - -  
31.40 Mts. con solo dos túneles.

En el supuesto de optar por la tercera alternativa, la ataguía única--  
mente bajaría 4 Mts. y se duplicaría la excavación.

**C A P I T U L O**

---

**V**

**DIMENSIONAMIENTO DE LA CORTINA.**

## DIMENSIONAMIENTO DE LA CORTINA.

Por no contar con los datos de las características mecánicas e - - hidráulicas de los materiales que formarán parte de la cortina, por estar todavía en estudio, sólo se expondrá el procedimiento de cálculo y las con sideraciones que deben tenerse en cuenta para su análisis.

A). - GENERALIDADES. - La cortina es la obra que tiene por objeto cerrar la boquilla del vaso para embalsar el agua hasta la elevación necesaria y obtener la capacidad útil propuesta.

El dimensionamiento de una obra como la planeada, debe satisfacer las condiciones siguientes:

- 1). - Ser estable;
- 2). - Las pérdidas de agua a través de los medios porosos, debe - estar de acuerdo con los propósitos del almacenamiento; y
- 3). - Los materiales empleados deben localizarse a distancias razo nables, porque de lo contrario, la construcción resultaría costosa.

B). - DIMENSIONAMIENTO. - En primer término, se calcula la ele vación de la corona, la que está en función del nivel del embalse máximo, de la altura de ola producida por el viento y del bordo libre.

Por medio del funcionamiento del vaso, se selecciona una capaci- - dad que permite determinar el nivel de aguas normales y mediante el trán sito de la avenida de diseño, se determina el nivel de aguas máximas extra ordinarias. (NAME).

Para determinar la sobre elevación del agua producida por el viento, existen varias fórmulas, como la de Beach Erosion Board (1), que está en función del Fetch y de la velocidad del viento.

$$S = \frac{V_c^2 F_m}{1400 D} \cos \theta \text{ ----- ( 1 )}$$

en donde

S = Sobre elevación en pies.

F<sub>m</sub> = Fetch, que es la distancia más larga a partir de la cortina, que puede recorrerse en línea recta sobre el vaso (en millas).

V<sub>c</sub> = Componente de velocidad máxima que sopla sobre el vaso proyectada, según la dirección del Fetch y medida a 25 pies sobre la superficie del agua ( en millas /hora ).

D = Profundidad media del embalse en pies.

θ = Angulo que forma la dirección del viento con la línea del Fetch.

La sobre elevación del agua debida al viento, aumenta a medida que disminuye la profundidad en el embalse y en vasos poco profundos llega a ser tanto más importante, cuánto que puede ser mucho mayor que la amplitud del oleaje generado, también debe considerarse el ascenso de la ola sobre el talud de la cortina, ya que una vez que la ola ha chocado contra ésta, se desliza sobre su talud, sube una cierta altura medida sobre el nivel de reposo. Ese ascenso es función de la altura de ola, su longitud, del talud y naturaleza de la pared de ésta.

Con el método de N. A. Labsovski, se pueden valuar las caracterís--

ticas medias de las olas más altas generadas tanto en aguas profundas como bajas; mediante una serie de fórmulas que se presentan a continuación:

Para la altura de la ola

$$H_0 = 0.073 K V_{10} \sqrt{F \epsilon}$$

y para la longitud de ola 
$$L_0 = 0.073 V_{10} \sqrt{\frac{F}{\epsilon}}$$

en donde

$K$  = coeficiente variable que depende de la longitud del Fetch y de la velocidad del viento.

$$K = 1 + e^{-0.4 \frac{F}{V_{10}}}$$

$\epsilon$  = pendiente de la ola en función de la velocidad del viento

$$\epsilon = \frac{1}{9 + 19 e^{-14/V_{10}}}$$

$F$  = Fetch (Km)

$F_0$  = Distancia minimetrónica sobre la que debería soplar un viento con una velocidad dada para desarrollar la ola máxima, se puede determinar por la expansión

$$F_0 = 30 V_{10}^2 \epsilon \quad (\text{en Km})$$

$V_{10}$  = velocidad del viento medio a 10 Mts. sobre la superficie del agua (en M/S).

Ahora bien, como las características de la ola se han obtenido para aguas profundas, deben ser corregidas cuando se trata de aguas poco profundas.

Esto se logra mediante las expresiones

$$h = \beta h_0 \text{ (en MTS.)}$$

$$L = \alpha L_0 \text{ (en MTS.)}$$

en que  $\alpha$  y  $\beta$  dependen de la relación  $\frac{H}{L_0}$  y sus valores se encuentran en la tabla 5-A

TABLA 5 - A

Таблица 245

$\frac{H}{L_0}$	$\alpha$	$\beta$									
0,01	0,119	0,251	0,10	0,435	0,564	0,28	0,740	0,767	0,65	0,918	0,918
0,02	0,161	0,306	0,12	0,485	0,596	0,30	0,765	0,780	0,70	0,930	0,930
0,03	0,200	0,352	0,14	0,540	0,635	0,35	0,796	0,810	0,75	0,942	0,942
0,04	0,238	0,394	0,16	0,582	0,662	0,40	0,823	0,832	0,80	0,956	0,956
0,05	0,275	0,428	0,18	0,617	0,685	0,45	0,850	0,854	0,85	0,967	0,967
0,06	0,310	0,462	0,20	0,652	0,703	0,50	0,866	0,871	0,90	0,980	0,980
0,07	0,343	0,493	0,22	0,679	0,726	0,55	0,890	0,890	0,95	0,990	0,990
0,08	0,378	0,519	0,24	0,703	0,736	0,60	0,904	0,904	1,00	1,00	1,00
0,09	0,406	0,542	0,26	0,724	0,753						

El bordo libre está en función de las características y tipos de cortina y su altura es arbitraria, generalmente un metro.

El ancho de la corona se determina por las características de su funcionamiento, es decir, si va a estar sujeta al tránsito de vehículos, estará regido por las especificaciones de la superficie de rodamiento. Asimismo, la erosión ocasionada por las olas y el procedimiento de construcción elegido, también influirán en su ancho.

El Bureau of Reclamation, recomienda el uso de fórmulas empíricas para determinar el ancho de la corona en función de la altura de la cortina - (generalmente el ancho de la corona es del orden de 10 Mts.)

1) Sección máxima de la cortina. - Se define por las condiciones geológicas de la cimentación y por la elevación de la corona. De los reportes -

geológicos se obtiene, cual debe ser la profundidad de excavación, que permita desplantar la cortina en suelo firme.

2) Sección propuesta. - El criterio para proponer esta sección, se basa en los estudios anteriores y en las características de los materiales por emplear.

La cortina propuesta consiste en un corazón central de material impermeable comprendido entre taludes de 0.4:1, desde el desplante hasta 40 cms. abajo de la elevación de la corona, terminando este material con una corona de 6 Mts.

Hacia aguas arriba del corazón, se tiene un respaldo permeable de rezaga, hasta rematar con una chapa de enrocamiento de 1.50 Mts. de espesor y con un talud de 2:1. Hacia aguas abajo, en contacto con el corazón, se ha considerado un filtro selecto de arena con espesor de 1.50 Mts. y con talud de 0.4:1, siguiendo a continuación los mismos materiales que aguas arriba y con las mismas características geométricas.

C). - CONDICIONES DE TRABAJO DE LA CORTINA. - Desde la iniciación de la construcción de la presa y hasta que ésta se encuentre funcionando normalmente con el agua a su nivel normal de almacenamiento, los materiales que la constituyen están sometidos a diferentes condiciones de esfuerzos que van cambiando a través del tiempo y que se conocen como condiciones iniciales, finales y de vaciado rápido.

1). - Condiciones iniciales. - Son las que se tienen al terminar la --

construcción de la cortina. En dicha construcción, los procedimientos empleados hacen que los materiales estén sujetos a esfuerzos de compresión - después de haber sido colocados con una cierta relación de vacíos y un grado de saturación inferior al 100%. Con referencia a la distribución de las - presiones, se pueden hacer las siguientes suposiciones:

a). - Material del corazón impermeable. - Es aceptable suponer que no ha habido disipación de la presión de poro generada durante la construcción; y

b). - Materiales permeables. - Se puede suponer que al finalizar la construcción, las presiones de poro son nulas, por lo que se - concluye que los esfuerzos actuantes son soportados por la estructura granular del suelo.

2). - Condiciones finales. - Son las que se tienen durante el funcionamiento de la presa, una vez que los materiales de aguas arriba y el corazón impermeable se encuentran saturados, lo que ocurre a través del tiempo, - simultáneamente con el fenómeno de consolidación. Los materiales se consolidan o expanden por la acción de los esfuerzos actuantes. Por lo anterior, se concluye que el material impermeable debe considerársele saturado y - 100% consolidado.

Con objeto de tener la situación más desfavorable de las condiciones iniciales o finales, se analiza la presa llena o vacía y con sismo o sin él.

3). - Condiciones de vaciado rápido. - Se supone que estas condiciones se presentan en la época de secas, porque durante dicha época, las - extracciones de la presa son mayores que las entradas y, en consecuencia,

el nivel del agua en el vaso tenderá a bajar. Al descender dicho nivel, las zonas semipermeables y permeables de la cortina quedan saturadas. Esta condición induce un flujo descendente del agua que crea en la cortina nuevos esfuerzos que deben analizarse, sobre todo en el talud de aguas arriba. Esta condición es hipotética, debido a que el tiempo de vaciado de una presa puede variar de unos cuantos días a varios meses. Además, no todos los materiales son afectados en la misma forma: por ejemplo, los materiales permeables eliminan la presión de poro a medida que el nivel del agua baja, mientras que las impermeables pueden requerir de uno a varios años para ajustarse a las nuevas condiciones de esfuerzos generados por el flujo descendente. El material impermeable, cuyo coeficiente de permeabilidad es del orden de  $k \leq 10^{-5}$  cm / seg. es también de alta compresibilidad, por lo que al ocurrir el vaciado, se produce un proceso de consolidación cuya rapidez depende de la permeabilidad, de las condiciones de drenaje y de las características de compresibilidad del material.

En estos suelos, la rapidez de consolidación es menor que el descenso del nivel del agua en el vaso. Puede decirse entonces, que la relación de vacíos del material, permanece aproximadamente igual a la que existía antes de iniciarse el vaciado y la resistencia al corte puede considerarse igual a la que tenía a presa llena.

Para cuantificar la influencia del agua en el análisis, se requiere -

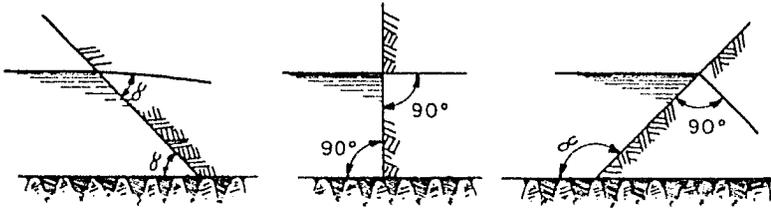
trazar la red de flujo y se cuenta para ello con un método gráfico y otro exacto.

La red de flujo debe trazarse con la mayor precisión posible, ya que de ello dependerá; 1). - Que pueda valuarse correctamente el gasto de filtración; 2). - Que se valúen adecuadamente las fuerzas de filtración a fin de efectuar un análisis correcto de la estabilidad de los taludes; y 3). - Que se pueda conocer el gradiente hidráulico a la salida para poder prevenir los fenómenos de licoefacción tubificación.

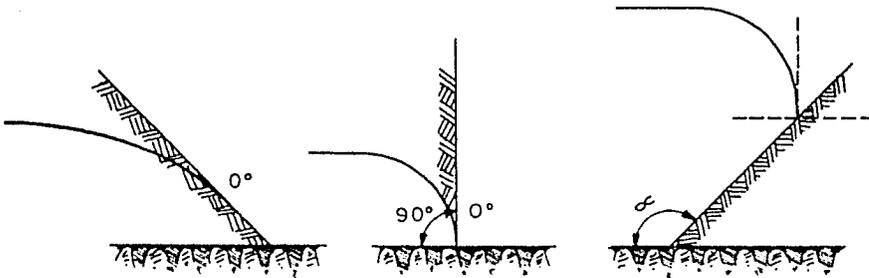
#### D. - TRAZO DE LA RED DE FLUJO.

1) Trazo de la línea de saturación o de corriente superior. - Esta línea es una equipresión, bajo la cual se presenta el flujo a través de los vacíos del material por la influencia de la carga hidrostática. Arriba de esta línea, sólo se encuentra el agua que ascendió por efectos capilares.

La posición de esta línea sólo depende de la geometría de la sección y de las condiciones de entrada y salida que se muestran en los esquemas siguientes:



### CONDICIONES DE ENTRADA



### CONDICIONES DE SALIDA

Para el trazo de la línea de corriente superior, se cuenta con varios métodos como el de Depuit, Leo Casagrande y Arturo Casagrande. El método de este último es el más generalizado y el que se describirá.

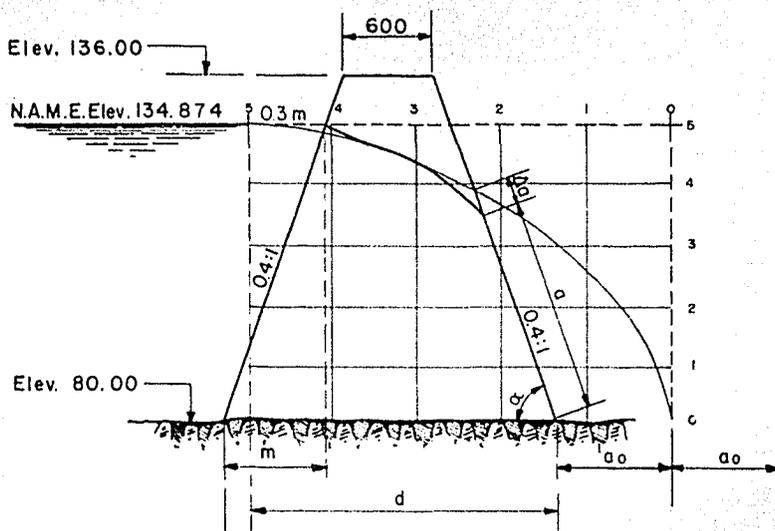
Arturo Casagrande asienta que la línea de corriente superior es una parábola de Koseny de foco  $F$  ( en el tacón de la cortina ) y de eje  $F X$  cuya ecuación es:

$$(X + Y_0)^2 = X^2 + Y^2$$

$$a_0 = Y_2 = \text{distancia focal}$$

$$\therefore a_0 = \frac{1}{2} \left( \sqrt{h^2 + d^2} - d \right)$$

Todas estas dimensiones se muestran en la figura siguiente:



Para localizar el punto donde es tangente la línea de corriente superior con el talud de aguas abajo se tiene:

$$\frac{Z a_0}{1 - \cos \alpha} = a_0 + \Delta a$$

en donde:

- $\alpha$  = Angulo que forma el paramento de aguas abajo con la horizontal.
- $\Delta a$  = Distancia entre el cruce de la parábola con el talud de aguas abajo y el punto de tangencia de la línea de corriente superior.
- $a$  = Distancia desde el punto de tangencia de la línea de corriente superior al foco (por donde fluye el agua).

Arturo Casagrande da una tabla en función del ángulo

$\alpha$	30°	60°	90°	100°	120°	135°	150°	160°	180°
$\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$	0.36	0.32	0.26	0.20	0.18	0.14	0.09	0.08	0.00

Una vez trazada la línea de corriente superior, se procede a trazar la red de flujo como se explicó anteriormente y a determinar el gasto de filtración que se valúa de acuerdo con la expresión:

$$Q = k h F_F$$

en donde:

- $Q$  = Gasto por metro lineal
- $k$  = Coeficiente de permeabilidad
- $h$  = Pérdida total de carga
- $F_F$  = Factor de forma = número de canales de flujo dividido entre número de canales equipotenciales.

2).- Método gráfico. - Este método consiste en trazar gráficamente la red, procurando formar cuadrados en tal forma que las líneas de flujo y las equipotenciales se intercepten en ángulos rectos. Al hacer el trazo con las recomendaciones anteriores, se resuelve la ecuación de Laplace.

$$\frac{\delta^2 \Phi}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 \Phi}{\delta y^2} = 0$$

$$\frac{\delta^2 \Psi}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 \Psi}{\delta y^2} = 0$$

en donde  $\Phi$  = función equipotencial.

$\Psi$  = función corriente.

En la red de flujo, se supone que en cada canal de flujo se tiene el mismo gasto y entre dos líneas equipotenciales, la misma caída de potencial ( $\Delta h = h/\text{número de canales equipotenciales}$ ).

3).- Método exacto. - El método de Southwell, se aplicó con buenos resultados a la Presa de Malpaso (Netzahualcoyotl) y está descrito con claridad en la edición especial de "Ingeniería Hidráulica en México", de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, cuyas descripciones y comentarios se consignan a continuación.

El flujo de agua en medios porosos puede ser tratado mediante la teoría del potencial. Esto es, que en una masa de suelo homogéneo

isótropo, el escurrimiento se realiza cumpliendo con la ecuación de Laplace:

$$\frac{\delta^2 \Phi}{\delta X^2} + \frac{\delta^2 \Phi}{\delta Y^2} = 0 \text{ ----- (1)}$$

en donde  $\Phi$  representa el potencial, tal que las componentes  $V_x$  y  $V_y$  de la velocidad en un punto, según la dirección de dos ejes  $X$  y  $Y$  cualesquiera, son :

$$V_x = \frac{\delta \Phi}{\delta X} \text{ ----- (2)}$$

$$V_y = \frac{\delta \Phi}{\delta Y} \text{ ----- (3)}$$

Donde

$$\Phi = K (Z + P / \theta)$$

$K$  es el coeficiente de permeabilidad,  $z$  la carga de posición del punto, medida desde un plano de comparación arbitrario,  $P / \theta$  la carga de presión en el mismo punto.

Según (1),  $\Phi$  representa una función armónica cuya conjugada  $\Psi$  es tal que,

$$\frac{\delta \Phi}{\delta X} = \frac{\delta \Psi}{\delta Y} \text{ ----- (5^a)}$$

$$\frac{\delta \Phi}{\delta Y} = - \frac{\delta \Psi}{\delta X} \text{ ----- (5^b)}$$

expresiones que reciben el nombre de ecuaciones de Cauchy-Riemann; se llama función de corriente y cumple también con la ecuación de Laplace.

$$\frac{\delta^2 \Psi}{\delta X^2} + \frac{\delta^2 \Psi}{\delta Y^2} = 0$$

Puede demostrarse que si se elige  $\Delta \Phi = \Delta \Psi = \text{cte.}$ , las curvas  $\Phi = \text{cte.}$  equipotenciales y  $\Psi = \text{cte.}$  líneas de corriente, forman una mall de cuadros que recibe el nombre de red de flujo.

#### Condiciones de frontera.

Para la resolución del problema, pueden admitirse las siguientes condiciones de frontera :

a) Una frontera fija e impermeable, a lo largo de la cual existe flujo, es una línea de corriente, y la componente de la velocidad perpendicular a la frontera debe ser nula, por lo que  $\frac{\delta \Phi}{\delta n} = 0$  si  $n$  es normal a la frontera.

b) Si el flujo es alimentado por un volumen de agua con superficie libre, la frontera entre la zona de escurrimiento y la libre ( el talud de -- aguas arriba del corazón de una cortina, por ejemplo), es una superficie - equipotencial, pues la suma  $Z + P/\gamma$  permanece constante y  $\frac{\delta \Phi}{\delta s} = 0$ , por las ecuaciones (5)  $\frac{\delta \Psi}{\delta n} = 0$

Estas pueden tomarse como condiciones de frontera si  $s$  y  $n$  son la tangente y la normal a la frontera.

c) Si el flujo no está confinado y tiene una superficie libre, donde - la presión sea la atmosférica  $P = P_0 = \text{cte.}$ ,  $\Phi$  depende sólo de  $z$  y las condiciones de frontera en este caso pueden ser  $\frac{\delta \Psi}{\delta s} = 0$ , ya que se trata de - una línea de corriente ( ejemplo, la línea de saturación del corazón ).

d) Una superficie libre cualquiera, diferente de la horizontal y en contacto con el aire, no es de corriente ni equipotencial, por lo tanto, los

cuadros de la red de flujo en tal superficie quedan incompletos.

Sin embargo, esta superficie debe cumplir con la misma condición de una línea de corriente, en lo referente a la igualdad de pérdidas de carga entre dos puntos sucesivos de intersección de dos equipotenciales.

Una vez establecidas todas estas condiciones de frontera, se procederá a trazar una malla de módulo  $H$  escogido de acuerdo con la precisión que se desee obtener, con el fin de poder resolver la ecuación de Laplace por diferencias finitas y lograr plantear un sistema de ecuaciones, tanto para la función potencial como para la función corriente.

Desarrollo por diferencias finitas.

Cualquier función armónica es expresable en una serie de Taylor, en función de las variables independientes, dentro de un rango finito.

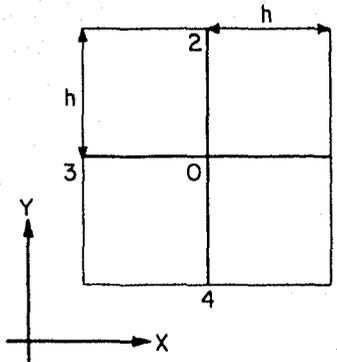


Fig. 1

En la figura 1, que representa una estrella regular, la ecuación de Laplace para una función  $w$  (que puede ser  $\phi$  o  $\psi$ ) desarrollada en diferencias finitas en el punto 0, conduce a la expresión

$$w_1 + w_2 + w_3 + w_4 - 4 w_0 = 0 \text{ ----- (7)}$$

Esta ecuación, aplicada a  $n$  puntos de una malla de cuadrados, permite obtener un sistema de  $n$  ecuaciones con  $n$  incógnitas cuya solución conduce a la obtención de los valores de  $w$  en los  $n$  puntos.

En el caso de que dos cuerdas sean cortadas por la frontera, como se ilustra en la figura 2, el desarrollo de la ecuación de Laplace para el punto 0 es:

$$\frac{2}{K(1+K)} w_B + \frac{2}{J(1+J)} w_C + \frac{2}{1+K} w_3 + \frac{2}{1+J} w_4 - \left( \frac{2}{K} - \frac{2}{J} \right) w_0 = 0 \text{ -----(8)}$$

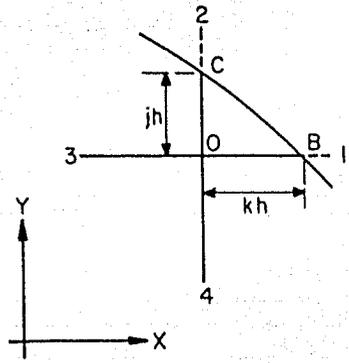


Fig. 2

En el caso de un punto singular, como 0 de la figura 3, en el cual se conozca el valor de la derivada en una de las direcciones de la red, por

ejemplo:  $G_{0,x} = \left(\frac{\delta w}{\delta x}\right)_0$ , el desarrollo de la ecuación de Laplace para el punto 0 es:

$$w_2 + 2w_3 + w_4 - 4w_0 + 2hG_0 = 0 \text{ ----- (9)}$$

Si se tuviera la condición de que  $G_0 = 0$  se tendría:

$$w_2 + 2w_3 + w_4 - 4w_0 = 0 \text{ ----- (10)}$$

lo que equivale a que la línea 2-4 fuera un eje de simetría.

Si se conociera además  $G_{0,y} = \left(\frac{\delta w}{\delta y}\right)_0$ , el operador de Laplace sería

$$2w_3 + 2w_4 - 4w_0 + 2G_{0,x} + 2G_{0,y} = 0$$

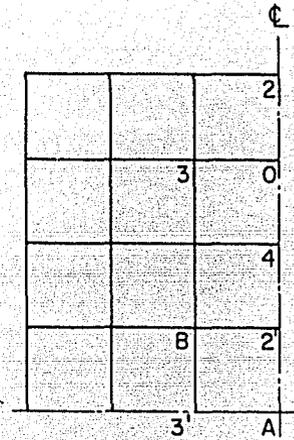


Fig 3

y si  $G_{0x} = G_{0y} = 0$  se tendría :

$$2w_3 + 2w_4 - 4w_0 = 0$$

lo que equivale a que las líneas 1-3 y 2-4 fueran ejes de simetría.

Finalmente, en el caso de que se conozca la derivada  $\frac{\delta w}{\delta n} = 0$  en la dirección normal a una frontera, que no coincida con las cuerdas de la red, como se ilustra en la figura 4, habría necesidad de puntos ficticios, como  $a'$ ,  $b'$ ,  $c'$ ,  $d'$ ,  $e'$ , y en este caso el operador para el punto  $b'$ , sería:

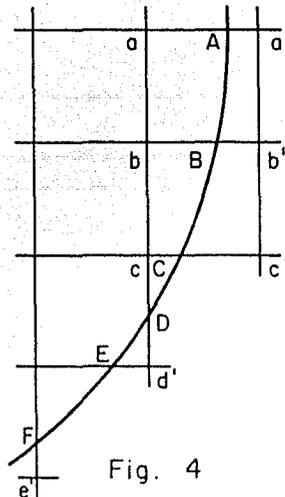


Fig. 4

$$w_{0'} + 2w_b + w_{c'} - 4w_{b'} = 0 \text{ ----- (11)}$$

En forma análoga se obtendría el operador para los puntos  $a'$ ,  $c'$ ,  $e'$ .

Para el punto  $c'$ .

$$w_{b'} + 2w_c - 3w_{c'} = 0 \text{ ----- (12)}$$

Uso de redes graduadas.

En algunos casos es conveniente el uso de redes graduadas, cuando se requiere mayor precisión en una parte del campo, mediante el paso de una red gruesa a una red fina. Esta última puede tener un intervalo que sea la mitad del de la primera, con relaciones  $h$ ,  $h/2$  y  $h/\sqrt{2}$  para conectar las dos redes de dimensiones,  $h$  y  $h/2$ ; esto es, que para hacer la transición de la red gruesa a la red fina, se requiere una red intermedia de tamaño  $h/\sqrt{2}$ , orientada a  $45^\circ$  con respecto de la red inicial.

En la figura 5 se muestra la transición requerida para pasar de - -

una red a otra.

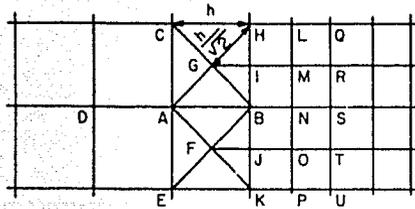


Fig. 5

Los operadores aplicados en la zona de transición conducen a las siguientes ecuaciones:

Punto A

$$w_B + w_C + w_D + w_E - 4w_A = 0$$

y en forma análoga para los puntos E y C.

Para el punto G.

$$W_A + W_B + W_H + W_C - 4W_G = 0$$

y análogamente para el punto F.

Para el punto B.

$$W_S + W_H + W_A + W_K - 4W_B = 0$$

y análogamente para los puntos H y K.

Para el punto I

$$W_M + W_H + W_G + W_B - 4W_I = 0$$

y análogamente para los restantes puntos de la red fina.

Como puede observarse, con el uso de redes graduadas, el número de incógnitas del sistema se puede reducir considerablemente, al aumentar la precisión sólo en aquellas zonas donde sea indispensable hacerlo por razones geométricas o por el propio escurrimiento.

Con el sistema de ecuaciones para cualesquiera de las dos funciones, se procede a la resolución del sistema, ya sea por medio de computadoras o por otros métodos, por ejemplo, el de relajaciones.

Al tener todos los valores de las funciones en cada uno de los puntos considerados, se procede a trazar la red de flujo como si se tratara de un plano de configuración.

## ESTABILIDAD DE TALUDES.

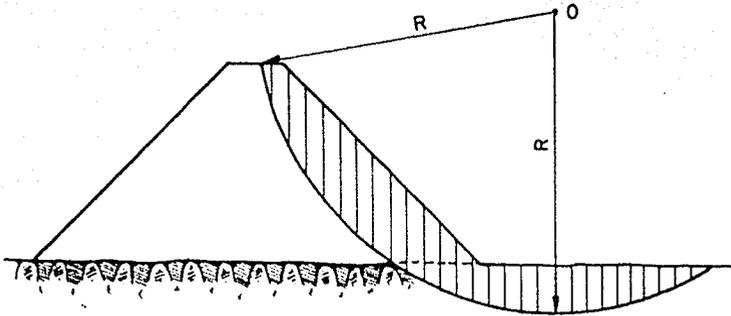
Para efectuar este análisis, se pueden seguir dos procedimientos:

- 1). - Por limitación de esfuerzos. - Que consiste en encontrar la --  
distribución de esfuerzos cortantes y compararlos con los que es capaz de --  
soportar el material, según las pruebas de laboratorio; y
- 2). - Por diseño al límite. - Este procedimiento consiste en determi--  
nar por medio de las fuerzas actuantes y resistentes, el factor de seguridad  
de un talud y compararlo con los factores dados por la experiencia, según las  
condiciones a que están sometidos.

Categoría	Factor de Seguridad	Prueba Laboratorio
Taluces	1.3	Rápida
Taluces de talud rápido	1.0 1.2	Rápida Consolidada
Taluces de talud parcial	1.5	Rápida Consolidada
Taluces de talud establecido	1.5	Rápida Consolidada y Lenta
Análisis con sismo	1.0	Rápida, Rápida Consolidada o Lenta

$$\text{Factor de Seguridad} = \frac{\text{Fuerzas Actuantes}}{\text{Fuerzas Resistentes}}$$

Método Sueco. - En este método, que consiste en la determinación -  
de la distribución de las presiones a las que estará sometido el talud, Fellenius  
consiste en dividir la superficie de falla en dovelas y así facilitar la obtención -  
de los esfuerzos.



Este análisis supone las hipótesis siguientes:

- 1). - Análisis bidimensional;
- 2). - Que la falla se producirá en una superficie cilíndrica;
- 3). - Que el cuerpo pueda deslizar como si fuera rígido;
- 4). - Que la influencia de las fuerzas laterales es nula; y
- 5). - Que para la determinación del factor de seguridad, intervendrán todas las fuerzas de la superficie.

Para la determinación de la distribución de las presiones, se debe considerar:

**Fuerzas actuantes:**

- a). - Peso propio.
- b). - Efectos del agua de acuerdo con la condición por analizar.
  - 1). - Presión hidrostática.
  - 2). - Fuerzas de filtración.
  - 3). - Presión de poro.

c). - Sismo.

Fuerzas resistentes.

En el caso más general, la resistencia al corte de un suelo es una función de la presión normal a la superficie de falla.

$$\begin{aligned} \tau &= \sigma \tan \phi + C \\ \tau &= \bar{\sigma} \tan \phi + C \end{aligned}$$

Según se consideren esfuerzos totales o efectivos.

en donde :

$\tau$  = Esfuerzo cortante resistente.

$\sigma$  = Presión total.

$\bar{\sigma}$  = Presión efectiva ( $\bar{\sigma} = \sigma - U$ )

$U$  = Presión de poro.

$\phi$  = Angulo de fricción interna.

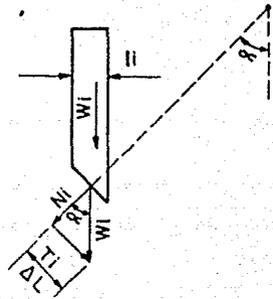
$C$  = Cohesión.

Las etapas de este análisis, son las siguientes:

- 1). - Proponer una sección por analizar;
- 2). - Suponer una condición de trabajo;
- 3). - Trazar un círculo de falla arbitrario y dividirlo en dovelas;
- 4). - Determinar tanto las fuerzas tangenciales como normales;
- 5). - Si es que se toman presiones efectivas, se valúa la presión de poro;
- 6). - Determinar las fuerzas resistentes y actuantes; y

- 7).- Determinar el factor de seguridad, que, en el caso mas general, está dado por la fórmula:

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^n M_i [(N_i - U) \tan \phi + C L_i]}{\sum_{i=1}^n T_i}$$



Una modificación a este método, fue dada por May en la que supone las dovelas de ancho diferencial.

De la figura puede establecerse:

$$dN = dW \cos \alpha$$

$$dT = dW \sin \alpha$$

$$W = \gamma h$$

$$z = \sigma \tan \phi + C = \frac{dN}{dL} \tan \phi + C$$

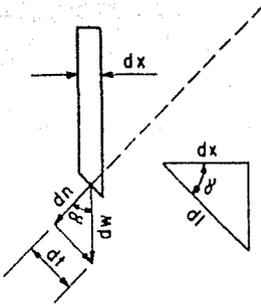
∴

$$F.S. = \frac{\int \left( \frac{dN}{dL} \tan \phi + C \right) dL}{\int \frac{dT}{dL} dL}$$

al substituir valores, se tiene:

$$F.S. = \frac{\sum \tan \phi \int \gamma h \cos \alpha dx + \sum CL}{\int \gamma h \sin \alpha dx}$$

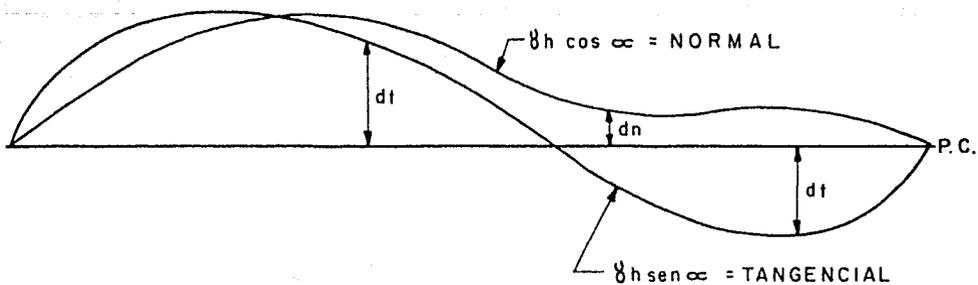
Para resolver estas integrales, se tiene por definición que  $\int f(x) dx$  es igual al área bajo la curva. Por esta razón, May propone trazar diagramas que representen en las ordenadas los valores de  $dN$ ,  $dT$  y así,-



valuar las áreas y encontrar el factor de seguridad por la fórmula:

$$F. S. = \frac{\sum [ ( \text{AREAS NORMALES} ) i \tan \phi_i + C i ]}{\sum ( \text{AREAS TANGENCIALES} )}$$

Estos diagramas tienen una forma característica, como la mostrada en la siguiente figura:



C A P I T U L O **VI**

---

PLAN DE CONSTRUCCION.

## PLAN DE CONSTRUCCION.

En una obra de esta naturaleza, se exige realizarla de la forma más rápida y económica posible y para lograrlo se cuenta actualmente con métodos de planeación, programación y control, tales como C. P. M. (Critical Path Method), P. E. R. T. (Program Evaluation and Review Technique) y una serie de adaptaciones y modificaciones a estos métodos.

La construcción de una presa puede considerarse como un proyecto - estático, es decir, que tiene un comienzo y un fin definibles. Estos proyectos están formados por varias actividades interdependientes e interrelacionadas, que utilizan recursos y sobre las que se imponen condiciones internas y externas. El propósito final es, por supuesto, alcanzar los objetivos del proyecto elaborado.

Todos los proyectos de esta naturaleza, tienen tres elementos básicos que deben considerarse en la planeación.

Estos elementos son:

- A). - Operaciones: las cosas que se hacen;
  - B). - Recursos: las cosas que se usan;
  - C). - Las condiciones o restricciones bajo las que se debe trabajar, -
- A). - OPERACIONES. - Son las actividades o trabajos que deben realizarse para cumplir los objetivos del proyecto. De importancia vital es la secuencia u orden en el que esas actividades deben ser realizadas. En cualquier proyecto hay ciertos trabajos que pueden o deben hacerse -

antes que otros, así como trabajos que pueden hacerse al mismo -- tiempo que otros. Además de determinar la secuencia de activida-- des, se debe establecer el método, el tiempo y el costo de la realiza-- ción de cada actividad.

B). - **RECURSOS.** - Los recursos de un proyecto son: fuerza humana, dine-- ro, materiales, maquinaria y tiempo.\* El tiempo que es frecuentemen-- te menospreciado como recurso, resulta ser el más valioso de todos y debe cuidarse. Los demás recursos no desmerecen en importan-- cia, ya que si no se cuenta con alguno de ellos, no puede llevarse a -- cabo el proyecto.

C). - **CONDICIONES IMPUESTAS.** - Las condiciones impuestas, tanto inter-- nas como externas, pueden definir en cierta forma, si una actividad determinada es crítica o no, en tal forma que alteren el programa.

Si se siguen estos pasos a través del análisis de redes, ya sea por -- el método de C. P. M. o P. E. R. T. , automáticamente se producirá un progra-- ma que estará determinado por los recursos disponibles. Una de las venta-- jas de un programa con estas características, es que proporciona diversas -- alternativas y la de conocer el costo de cada una de ellas.

Si se elabora un plan maestro, se advierte que puede usarse como -- un modelo del proyecto para simular situaciones reales.

Un programa puede definirse como una tabla de tiempos de calenda-- rio para asignar o aplicar recursos a las actividades de un proyecto, dentro de los límites disponibles.

Al desarrollar un programa, el propósito principal, como se dijo anteriormente, es terminar el proyecto en el mejor tiempo y al menor - - costo. La función de los métodos de programación consiste en proporcionar los procedimientos de un control sistemático, de tal modo que la administración necesita intervenir solamente cuando el proyecto está fuera del programa.

Estos métodos son herramientas de comunicación, porque muestran gráficamente las relaciones mutuas entre todas las actividades de un proyecto e indican claramente donde recaen las responsabilidades, facilitando la administración del proyecto, ya que no se perderá tiempo en informar u ordenar cualquier cambio en el mismo.

Para el caso particular de este proyecto, se proponen las siguientes actividades:

- A). - Planeación y movilización de equipo.
- B). - Tiempo de iniciación del proyecto.
- C). - Camino de acceso.
- D). - Construcción de la estructura de entrada y diseño, fabricación y colocación de las compuertas obturadoras.
- E). - Diseño, fabricación y colocación de las compuertas y estructura de rejillas de la obra de toma.
- F). - Diseño, fabricación e instalación de las compuertas radiales, mecanismos del vertedor y puente de maniobras.
- G). - Construcción puente-vado para el acceso a la margen izquierda.

- H). - Tiempo de espera para iniciar obras del vertedor.
- I). - Tiempo de espera para iniciar obras de la toma.
- J). - Excavación de los túneles de desvío al 50% y construcción de los bordos de protección de los túneles.
- K). - Excavación de los túneles de desvío al 100%.
- L). - Excavación vertedor al 70%.
- M). - Excavación vertedor al 100%.
- N). - Excavación conducción de la obra de toma al 60%.
- Ñ). - Excavación conducción de la obra de toma al 100%.
- O). - Revestimiento túneles de desvío al 40%.
- P). - Revestimiento túneles de desvío al 100%.
- Q). - Revestimiento vertedor al 40%.
- R). - Revestimiento vertedor al 100%.
- S). - Revestimiento túnel de conducción de la obra de toma al 30%.
- T). - Revestimiento túnel de conducción de la obra de toma al 100%.
- U). - Emportalamiento de los túneles de desvío.
- V). - Destrucción de los bordos de protección y cierre del río.
- W). - Construcción de las ataguías definitivas.
- X). - Limpia y tratamiento de la cimentación de la cortina.
- Y). - Terminación terracerías en la cortina al 30%.
- Z). - Terminación terracerías en la cortina al 100%.
- A'). - Cierre túneles de desvío.
- B'). - Construcción de la estructura de salida (sección de control) -

de la obra de toma.

C'). - Construcción de la galería de la obra de toma.

D'). - Construcción tapón del desvío para el túnel I.

E'). - Construcción tapón del desvío para el túnel II.

F'). - Monumento conmemorativo, parapetos de la cortina y limpia

general.

Para determinar el tiempo de cada actividad, se recurrirá al método P. E. R. T., que se basa en las siguientes hipótesis:

1). - La distribución de probabilidades de la duración  $t$  de cualquier actividad, es una distribución beta del tipo.

$$P(t) = C (t-a)^{\alpha} (b-t)^{\beta}$$

$$a \leq t \leq b, \quad P(t) = 0 \quad \begin{array}{l} t < a \\ t > b \end{array}$$

$$C = \left[ \int_a^b (t-a)^{\alpha} (b-t)^{\beta} dt \right]^{-1}$$

$\alpha, \beta$  son parámetros

2). - La duración  $t$  de cualquier actividad, se encuentra comprendida entre dos valores extremos que pueden estimarse: la duración optimista "a" y la duración pesimista "b" o sea  $a \leq t \leq b$

3). - Es posible estimar la duración más probable, "m", de la distribución beta.

4). - La desviación estandar de la distribución beta de la duración de una actividad cualquiera es igual a  $\sigma = \frac{b-a}{6}$

Basados en estas hipótesis y por simplificaciones del tipo matemático,

se concluye lo siguiente:

1). - El tiempo esperado de duración de una actividad, está dado por

la fórmula:

$$t_e = \frac{a + 4m + b}{6}$$

en donde:

$t_e$  = Tiempo esperado o más probable.

$a$  = Estimación optimista del tiempo (que es la duración resultante, si todo marcha mejor que lo esperado, usualmente depende de un avance inesperado).

$m$  = Estimación más probable del tiempo (que es la duración resultante si todo marcha como se espera).

$b$  = Estimación pesimista del tiempo (que es la duración requerida si todo marcha mal).

2). - En el caso de que una de las restricciones del proyecto sea que se termine el proyecto, o una o varias actividades en una fecha fija, puede calcularse la probabilidad que existe de que esa restricción se pueda cumplir.

Para poder estimar esta probabilidad, se cuenta con la siguiente -- fórmula y con las tablas de la función de distribución normal estandarizada.

$$Z = \frac{T_s - T_E}{\sqrt{\sum \sigma^2}}$$

z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
.0	.5000	.5040	.5080	.5120	.5160	.5199	.5239	.5279	.5319	.5359
.1	.5398	.5438	.5478	.5517	.5557	.5596	.5636	.5675	.5714	.5753
.2	.5793	.5832	.5871	.5910	.5948	.5987	.6026	.6064	.6103	.6141
.3	.6179	.6217	.6255	.6293	.6331	.6368	.6406	.6443	.6480	.6517
.4	.6554	.6591	.6628	.6664	.6700	.6736	.6772	.6808	.6844	.6879
.5	.6915	.6950	.6985	.7019	.7054	.7088	.7123	.7157	.7190	.7224
.6	.7257	.7291	.7324	.7357	.7389	.7422	.7454	.7486	.7517	.7549
.7	.7580	.7611	.7642	.7673	.7703	.7734	.7764	.7794	.7823	.7852
.8	.7881	.7910	.7939	.7967	.7995	.8023	.8051	.8078	.8106	.8133
.9	.8159	.8186	.8212	.8238	.8264	.8289	.8315	.8340	.8365	.8389
1.0	.8413	.8438	.8461	.8485	.8508	.8531	.8554	.8577	.8599	.8621
1.1	.8643	.8665	.8686	.8708	.8729	.8749	.8770	.8790	.8810	.8830
1.2	.8849	.8869	.8888	.8907	.8925	.8944	.8962	.8980	.8997	.9015
1.3	.9032	.9049	.9066	.9082	.9099	.9115	.9131	.9147	.9162	.9177
1.4	.9192	.9207	.9222	.9236	.9251	.9265	.9278	.9292	.9306	.9319
1.5	.9332	.9345	.9357	.9370	.9382	.9394	.9406	.9418	.9430	.9441
1.6	.9452	.9463	.9474	.9484	.9495	.9505	.9515	.9525	.9535	.9545
1.7	.9554	.9564	.9573	.9582	.9591	.9599	.9608	.9616	.9625	.9633
1.8	.9641	.9648	.9656	.9664	.9671	.9678	.9686	.9693	.9700	.9706
1.9	.9713	.9719	.9726	.9732	.9738	.9744	.9750	.9756	.9762	.9767
2.0	.9772	.9778	.9783	.9788	.9793	.9798	.9803	.9808	.9812	.9817
2.1	.9821	.9826	.9830	.9834	.9838	.9842	.9846	.9850	.9854	.9857
2.2	.9861	.9864	.9868	.9871	.9874	.9878	.9881	.9884	.9887	.9890
2.3	.9893	.9896	.9898	.9901	.9904	.9906	.9909	.9911	.9913	.9916
2.4	.9918	.9920	.9922	.9925	.9927	.9929	.9931	.9932	.9934	.9936
2.5	.9938	.9940	.9941	.9943	.9945	.9946	.9948	.9949	.9951	.9952
2.6	.9953	.9955	.9956	.9957	.9959	.9960	.9961	.9962	.9963	.9964
2.7	.9965	.9966	.9967	.9968	.9969	.9970	.9971	.9972	.9973	.9974
2.8	.9974	.9975	.9976	.9977	.9977	.9978	.9979	.9979	.9980	.9981
2.9	.9981	.9982	.9982	.9983	.9984	.9984	.9985	.9985	.9986	.9986
3.	.9987	.9990	.9993	.9995	.9997	.9998	.9998	.9999	.9999	1.0000

Tabla de Valores de la Función de Distribución Normal Estándar.

z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
-3	.0013	.0010	.0007	.0005	.0003	.0002	.0002	.0001	.0001	.0000
-2.9	.0019	.0018	.0017	.0017	.0016	.0016	.0015	.0015	.0014	.0014
-2.8	.0026	.0025	.0024	.0023	.0023	.0022	.0021	.0021	.0020	.0019
-2.7	.0035	.0034	.0033	.0032	.0031	.0030	.0029	.0028	.0027	.0026
-2.6	.0047	.0045	.0044	.0043	.0041	.0040	.0039	.0038	.0037	.0036
-2.5	.0062	.0060	.0059	.0057	.0055	.0054	.0052	.0051	.0049	.0048
-2.4	.0082	.0080	.0078	.0075	.0073	.0071	.0069	.0068	.0066	.0064
-2.3	.0107	.0104	.0102	.0099	.0096	.0094	.0091	.0089	.0087	.0084
-2.2	.0139	.0136	.0132	.0129	.0125	.0122	.0119	.0116	.0113	.0110
-2.1	.0179	.0174	.0170	.0166	.0162	.0158	.0154	.0150	.0146	.0143
-2.0	.0228	.0222	.0217	.0212	.0207	.0202	.0197	.0192	.0188	.0183
-1.9	.0287	.0281	.0274	.0268	.0262	.0256	.0250	.0244	.0238	.0233
-1.8	.0359	.0352	.0344	.0336	.0329	.0322	.0314	.0307	.0300	.0294
-1.7	.0446	.0436	.0427	.0418	.0409	.0401	.0392	.0384	.0375	.0367
-1.6	.0548	.0537	.0526	.0516	.0505	.0495	.0485	.0475	.0465	.0455
-1.5	.0668	.0655	.0643	.0630	.0618	.0606	.0594	.0582	.0570	.0559
-1.4	.0808	.0793	.0778	.0764	.0749	.0735	.0722	.0708	.0694	.0681
-1.3	.0968	.0951	.0934	.0918	.0901	.0885	.0869	.0853	.0838	.0823
-1.2	.1151	.1131	.1112	.1093	.1075	.1056	.1038	.1020	.1003	.0985
-1.1	.1357	.1335	.1314	.1292	.1271	.1251	.1230	.1210	.1190	.1170
-1.0	.1587	.1562	.1539	.1515	.1492	.1469	.1446	.1423	.1401	.1379
- .9	.1841	.1814	.1788	.1762	.1736	.1711	.1685	.1660	.1635	.1611
- .8	.2119	.2090	.2061	.2033	.2005	.1977	.1949	.1922	.1894	.1867
- .7	.2420	.2389	.2358	.2327	.2297	.2266	.2236	.2206	.2177	.2148
- .6	.2743	.2709	.2676	.2643	.2611	.2578	.2546	.2514	.2483	.2451
- .5	.3085	.3050	.3015	.2981	.2946	.2912	.2877	.2843	.2810	.2776
- .4	.3446	.3409	.3372	.3336	.3300	.3264	.3228	.3192	.3156	.3121
- .3	.3821	.3783	.3745	.3707	.3669	.3632	.3594	.3557	.3520	.3483
- .2	.4207	.4168	.4129	.4090	.4052	.4013	.3974	.3936	.3897	.3859
- .1	.4602	.4562	.4522	.4483	.4443	.4404	.4364	.4325	.4286	.4247
- .0	.5000	.4960	.4920	.4880	.4840	.4801	.4761	.4721	.4681	.4641

Tabla de Valores de la Función de Distribución Normal Estándar (conclusión).

en donde

$T_s$  = Tiempo de terminación programado impuesto al evento en consideración.

$T_e$  = Tiempo más próximo en el que todas las actividades se terminan en el evento considerado.

$\sum \sigma^2$  = Suma de los valores de las variancias de todas las actividades desde el primer evento hasta el evento considerado, que afecten el cálculo de  $T_e$  en dicho evento.

Este método (P. E. R. T.) para determinar el tiempo de las actividades, es recomendable para aquellos proyectos en los que no se tiene idea de la duración de las actividades y en el que se recurre a los especialistas para que proporcionen los tres tipos de tiempo.

Como en este caso (puede decirse que los tiempos están lo bastante bien estudiados para tomarlos como los más probables), se hará un plan general de la construcción, basado en los tiempos estimados por la S.R.H., para las presas "Las Tórtolas" y "El Granero", con las modificaciones relativas y se hará un análisis de la determinación de la probabilidad que existe en terminar este proyecto en un 90% del tiempo total.

El plan de construcción constará de:

- 1). - Programación de los eventos y determinación de la ruta crítica, mediante un diagrama de flechas.
- 2). - Diagrama de barras en el que se indicarán las fechas de calendario, así como las diferentes holguras y se indicarán los conceptos

que son necesarios para dar una buena información.

Tanto el plan como el diagrama de barras, se muestra en el plano - adjunto.

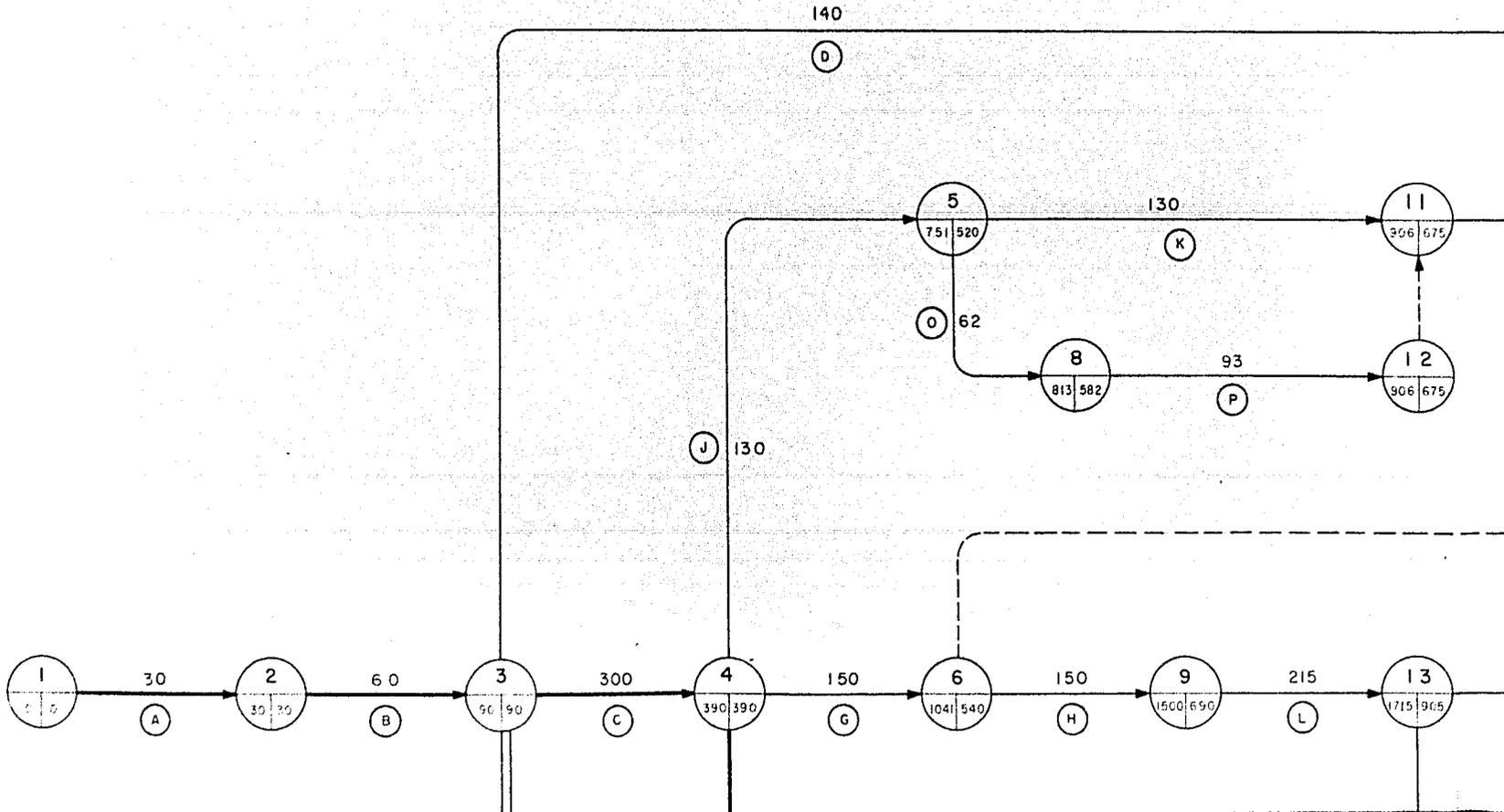
Para determinar la probabilidad que existe de terminar el proyecto - en el 90% del tiempo, se supondrán los tiempos que se muestran en la siguiente tabla:

Actividad	a	m	b	$t_e$	$\sigma = \frac{b-a}{6}$	$\sigma^2$
A (1-2)	25	30	40	30.83	2.50	6.25
B (2-3)	20	60	75	55.83	9.16	83.91
C (3-4)	250	300	385	305.83	22.50	506.25
I (4-7)	0	50	60	43.33	10.0	100.0
N (7-10)	380	430	500	433.33	20.0	400.00
S (10-14)	200	300	360	293.33	26.66	710.76
T (14-18)	550	700	800	691.66	41.66	1735.56
C' (18-23)	90	150	200	148.33	18.33	335.99
F' (28-31)	60	100	110	95.0	8.33	69.39
					$\Sigma$	3948.11

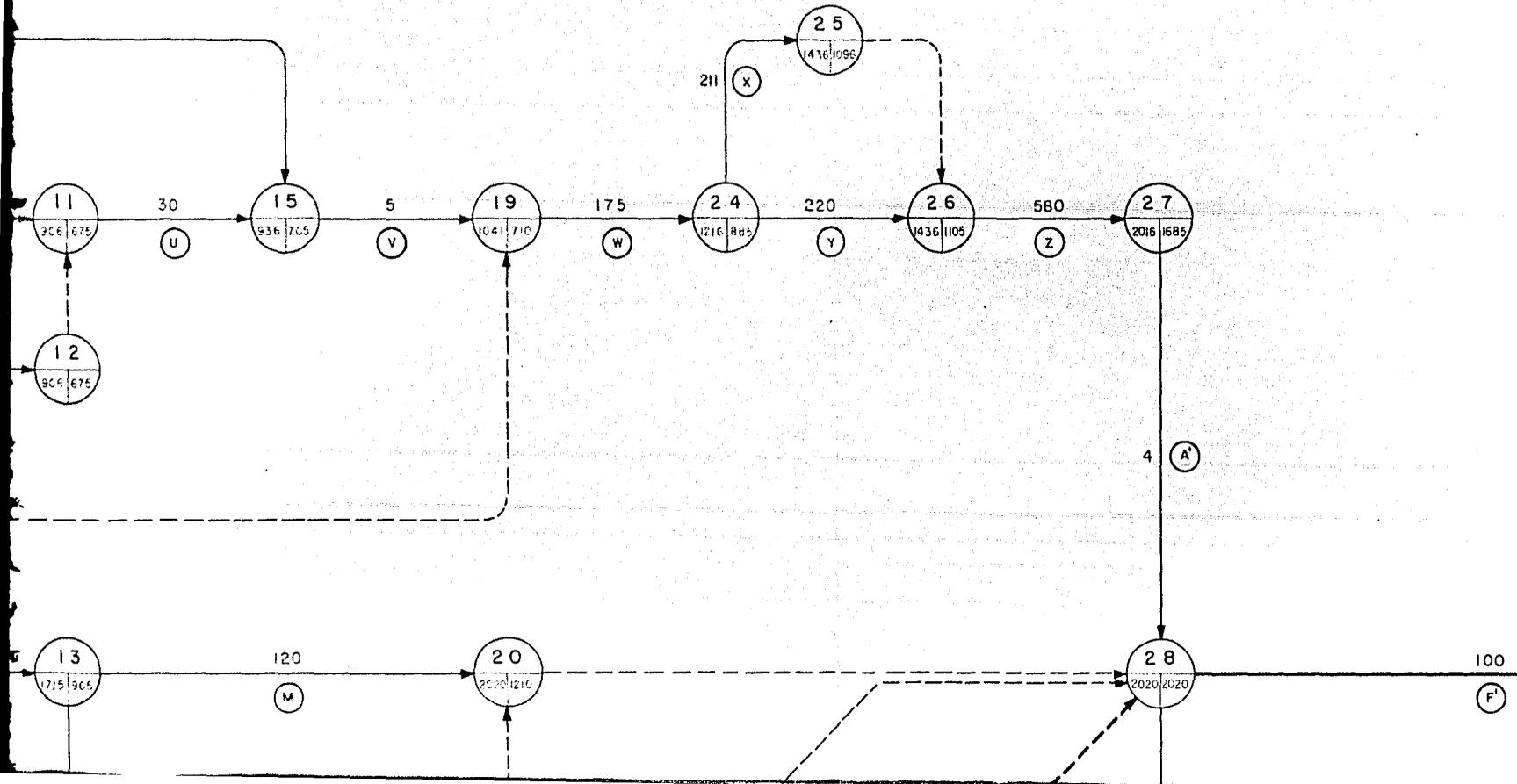
$$Z = \frac{T_S - T_E}{\sqrt{\Sigma \sigma^2}} = \frac{1 \times 908 - 2 \ 120}{62.834} = -3.374$$

Para terminar la obra en el 90% del tiempo, se cuenta con una probabilidad de 0.0352%.

# DIAGRAMA

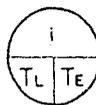


# M A D E A C T I V I D A D E S

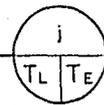


100

F'



ACTIVIDAD (i-j)  
DURACION (i, j)

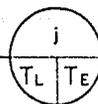


HOLGURA TOTAL =  $HT = T_{Lj} - (T_{Ei} + d_{ij})$   
 HOLGURA LIBRE =  $HL = T_{Ej} - (T_{Ei} + d_{ij})$   
 HOLGURA INDEPENDIENTE =  $TE_j - (T_{Li} + d_{ij})$



ACTIVIDAD (i-j)

DURACION (i, j)



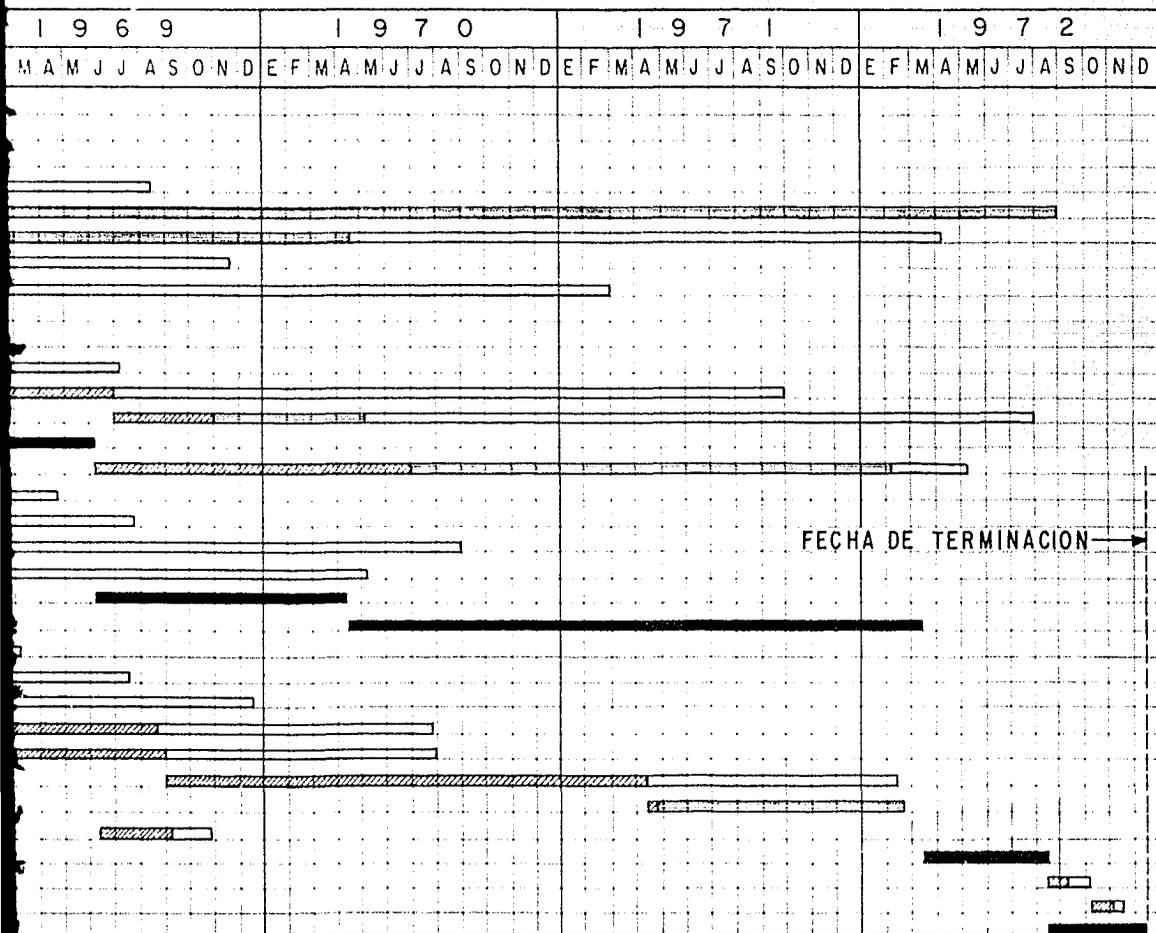
MARGINA TOTAL =  $HT = T_{Lj} - (T_{Ei} + d_{ij})$   
 MARGINA LIBRE =  $HL = T_{Ej} - (T_{Ei} + d_{ij})$   
 MARGINA INDEPENDIENTE =  $T_{Ej} - (T_{Li} + d_{ij})$

## T A B L A D E T I E M P O S

ACTIVIDAD	DESCRIPCION	IMPORTE APROX.	CANTIDAD	DURACION DIAS CALENDARIO	HOLGURA TOTAL	HOLGURA LIBRE	FECHA INICIO	FECHA TERMINACION
1-2	Planificación y movilización de equipo			30	0	0		
2-3	Tiempo de iniciación del proyecto			60	0	0		
3-4	Camino de acceso.			300	0	0		
4-5	Construcción de la estructura de entrada y diseño, fabricación y colocación de las compuertas ablturadas			140	706	475		
5-23	Diseño, fabricación y colocación de las compuertas y estructura de rejillas de la obra de toma			370	1560	1560		
5-8	Diseño, fabricación e instalación de las compuertas radiales, mecanismos del vertedor y puente de maniobras			180	1750	940		
6-9	Construcción puente vado para el acceso a la margen izquierda			150	501	39		
9-10	Tiempo de espera para iniciar obras del vertedor			150	810	0		
10-17	Tiempo de espera para iniciar obras de la toma			50	0	0		
10-16	Excavación de los túneles de desvío al 50% y construcción de los bordos de protección de los túneles			130	237	0		
16-17	Excavación de los túneles de desvío al 100%			130	254	25		
17-18	Excavación vertedor al 70%			215	810	0		
18-19	Excavación vertedor al 100%			120	995	185		
19-20	Excavación conducción de la obra de toma al 60%			430	0	0		
20-27	Excavación conducción de la obra de toma al 100%			380	670	620		
27-28	Revestimiento túneles de desvío al 40%			62	231	0		
28-29	Revestimiento túneles de desvío al 100%			93	231	0		
29-30	Revestimiento vertedor al 40%			122	810	0		
30-31	Revestimiento vertedor al 100%			183	810	0		
31-32	Revestimiento túnel de conducción de la obra de toma al 30%			300	0	0		
32-33	Revestimiento túnel de conducción de la obra de toma al 100%			700	0	0		
33-34	Revestimiento de los túneles de desvío			30	231	0		
34-35	Construcción de los bordos de protección y cierre del río			5	331	0		
35-36	Construcción de las ataguas definitivas			175	331	0		
36-37	Limpieza y tratamiento de la cimentación de la cortina.			211	340	0		
37-38	Terminación terracerías en la cortina al 30%			220	331	0		
38-39	Terminación terracerías en la cortina al 100%			580	331	0		
39-40	Cierre túnel de desvío			4	331	331		
40-41	Construcción de la estructura de salida (Sección de control) de la obra de toma			100	50	0		
41-42	Construcción de la galería de la obra de toma			150	0	0		
42-43	Construcción tapón del desvío para el túnel I.			30	40	0		
43-44	Construcción tapón del desvío para el túnel II.			30	40	0		
44-45	Monumento conmemorativo, parapetos de la cortina y limpieza general			100	0	0		



# GRAMA DE BARRAS



U N A M	FACULTAD DE ING
	TESIS PROFES
	PRESA " LAS ADJU
	POGRAMA DE CONST
	FRANCISCO CAA
MEXICO, D. F.	

1 9 7 2

E F I M A M J J A S O N D

A DE TERMINACION →

U  
N  
A  
M

FACULTAD DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL

PRESA "LAS ADJUNTAS"

POGRAMA DE CONSTRUCCION

FRANCISCO CAAMAÑO R.

MEXICO, D. F.

1966

**C A P I T U L O VII**

---

**C O N C L U S I O N E S .**

## CONCLUSIONES.

En este trabajo se tienen dos puntos interesantes;

A). - El estudio hidrológico; y

B). - La construcción de la presa.

A) ESTUDIO HIDROLOGICO. - Con los resultados logrados en el presente estudio, se llega a la conclusión de que, antes de utilizar los datos provenientes de las estaciones, es necesario comprobar la confiabilidad de los mismos, mediante un método de tipo estadístico, con lo que se está en condiciones de desechar los no característicos, y en caso necesario ampliar el período de observaciones por medio de correlaciones; en este caso particular, se han tenido que emplear estos métodos porque sólo se contaba con pocos datos, lo que obligó a utilizar correlaciones entre las estaciones para obtener los datos faltantes y poder en esta forma hacer el análisis relativo.

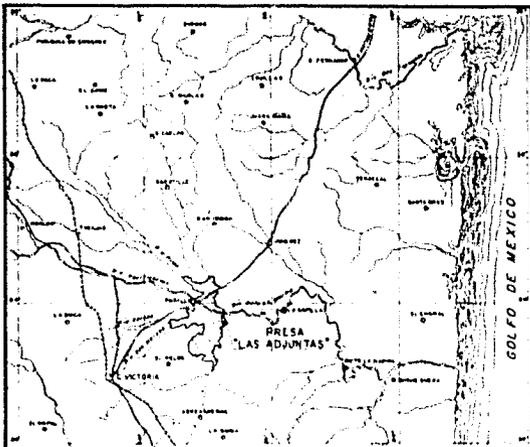
El modelo probabilístico empleado, tiene el mismo fundamento que el método de predicción de avenidas de Levediov, cuya bondad se ha probado con buenos resultados en un número considerable de ríos. Con este modelo se han obtenido resultados congruentes con los datos observados en forma directa.

Respecto al comportamiento de los ríos Pilón, Arroyo Grande y Purificación, se dedujo que los dos primeros tienen escurrimientos

importantes sólo en el caso de presentarse un ciclón; en cambio, - el río Purificación los presenta únicamente en épocas de lluvias. Este comportamiento se comprobó por informes recibidos de la - zona.

También se llega a la conclusión que para obtener un aprovecha- miento regular del escurrimiento (54%), se requiere una capacidad considerable de almacenamiento y una obra de excedencias costosa por ser muy grande la avenida máxima. Estos hechos por sí solos, hacen que el proyecto sea poco atractivo económicamente a pesar de que hidrológicamente sea factible.

- B) CONSTRUCCION DE LA PRESA. - La conclusión anterior se acen- túa todavía más, tanto porque el túnel de conducción de la obra de toma no puede construirse empleando métodos convencionales por localizarse en zonas gaseosas, como por ser sumamente largo. Sin embargo, es necesaria una evaluación integral, económica y - social del proyecto para justificarlo o rechazarlo definitivamente.

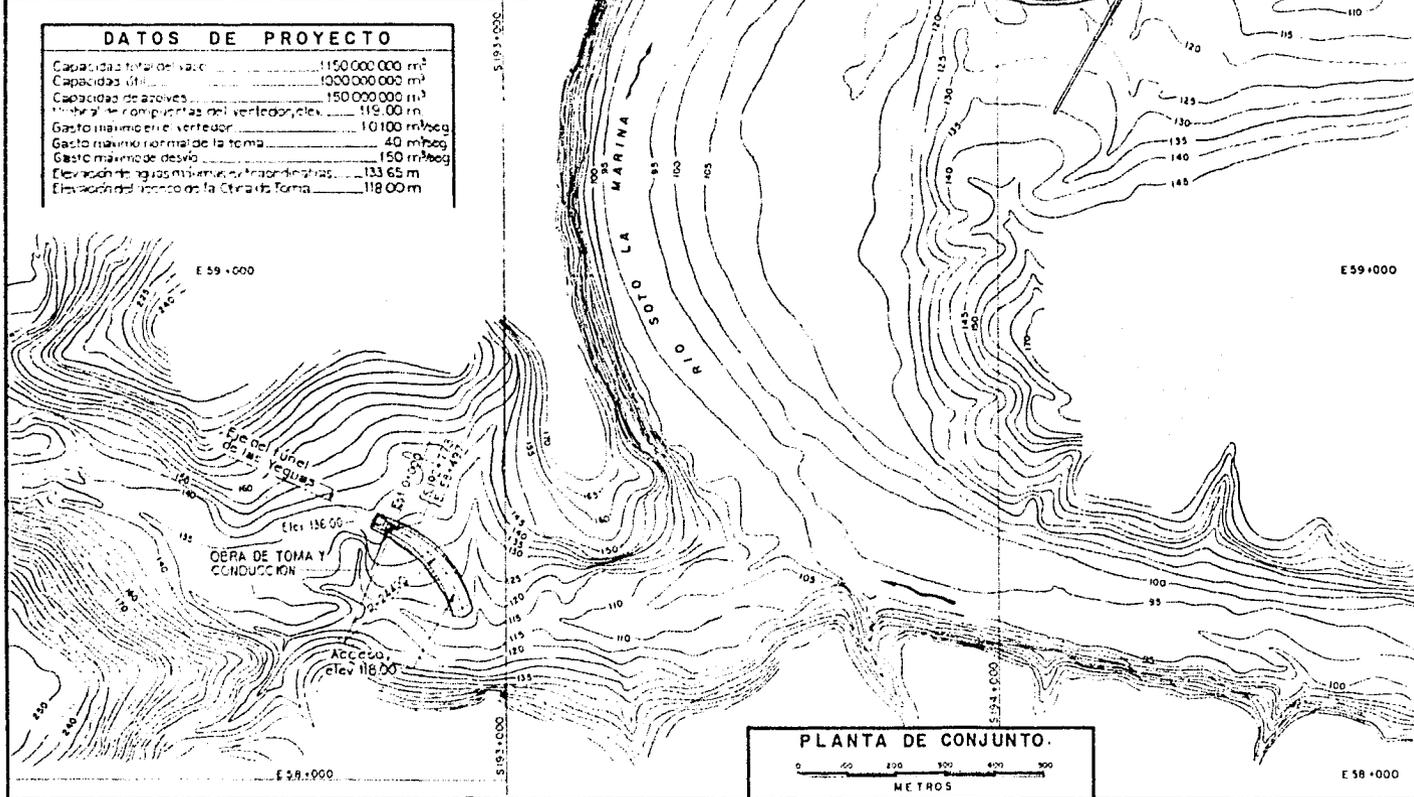


### LOCALIZACION

0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200  
KILOMETROS

### DATOS DE PROYECTO

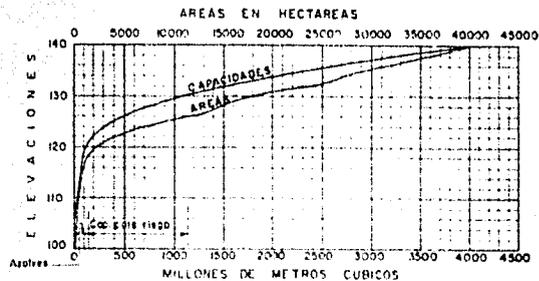
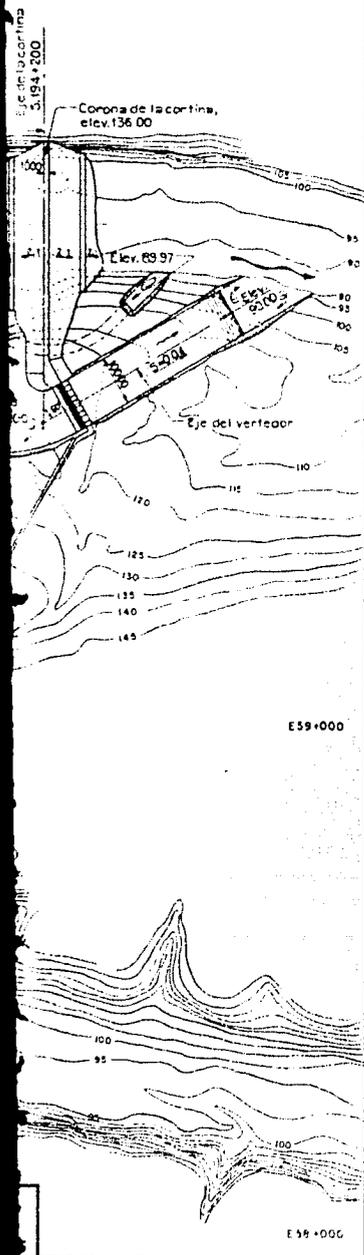
Capacidad total del valle	1150 000 000 m <sup>3</sup>
Capacidad útil	1000 000 000 m <sup>3</sup>
Capacidad de azolves	150 000 000 m <sup>3</sup>
Área de las compuertas del vertedor, elev.	119.00 m
Gasto máximo en el vertedor	10 100 m <sup>3</sup> /seg
Gasto máximo normal de la toma	40 m <sup>3</sup> /seg
Gasto máximo de desvío	150 m <sup>3</sup> /seg
Elevación de aguas máximas y trascendentes	133.65 m
Elevación del acceso de la Ciénaga Torna	118.00 m



### PLANTA DE CONJUNTO.

0 200 400 600 800 1000  
METROS

No.  
1 F. 1  
2 F. 2



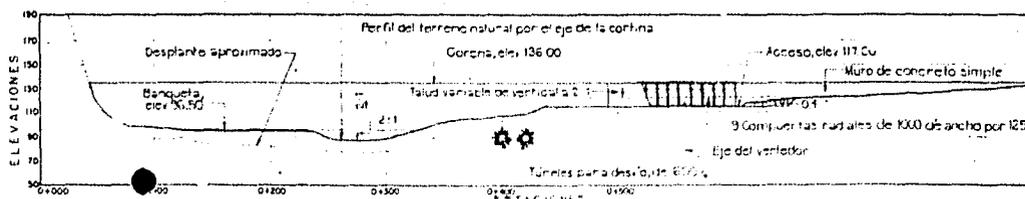
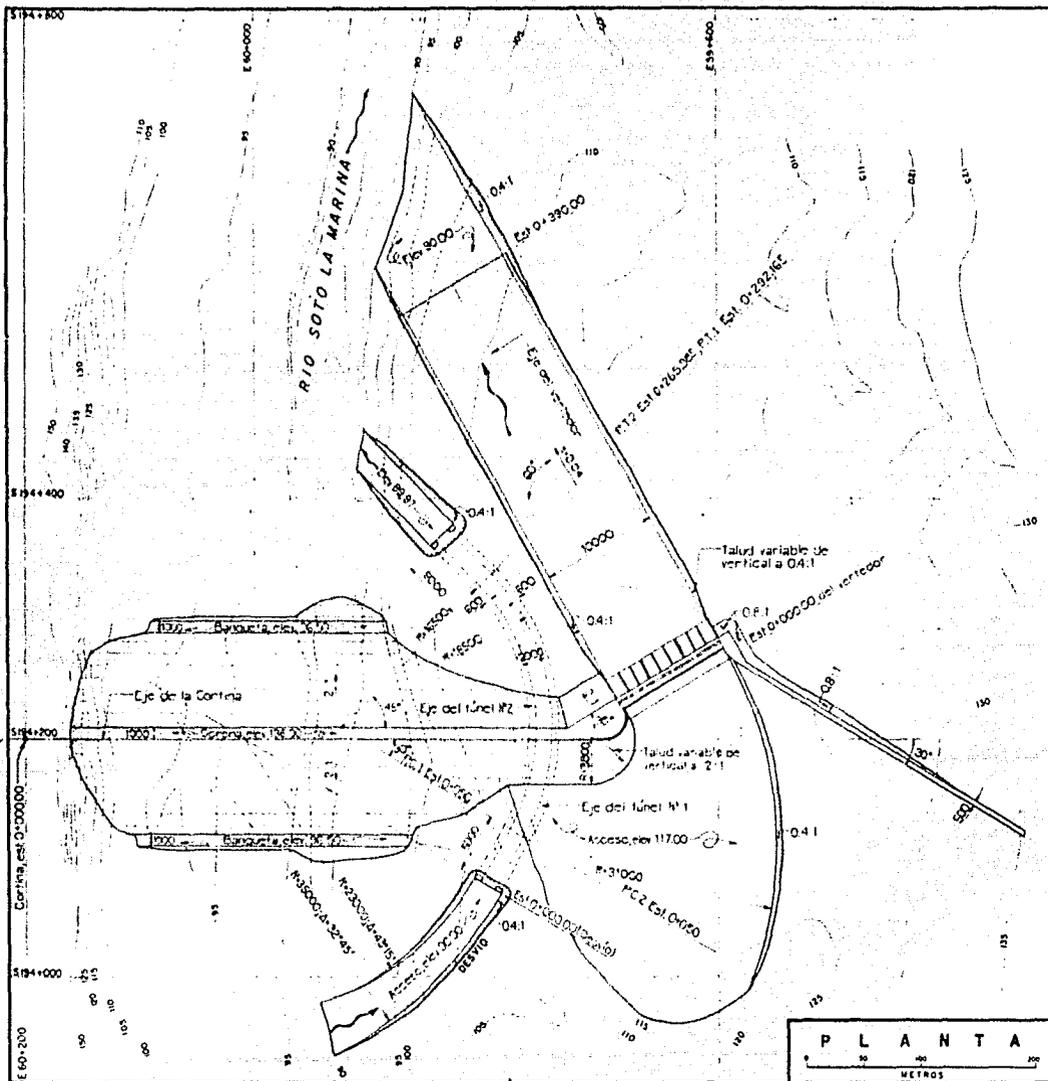
CURVA DE AREAS Y CAPACIDADES

LISTA DE PLANOS			CANTIDADES ESTIMADAS	
No.	NOMBRE	CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD CANTIDAD
1	Plano General y de Localización Hoja I	2429-C-40	<b>CORTINA</b>	
2	Plano General y de Localización Hoja 2	2429-C-41	Excavación para cimentación	m <sup>3</sup> 259120
			Zona impermeable	m <sup>3</sup> 347700
			Zona de filtro	m <sup>3</sup> 25000
			Material permeable	m <sup>3</sup> 955600
			Enrocamiento	m <sup>3</sup> 84800
			Concreto simple	m <sup>3</sup> 26000
			<b>DESVIÓ</b>	
			Excavación en tajo	m <sup>3</sup> 104275
			Excavación en túnel	m <sup>3</sup> 21205
			Concreto simple	m <sup>3</sup> 1285
			Concreto reforzado	m <sup>3</sup> 1380
			Acero de refuerzo	kg. 68900
			Compuertas circulares deslizantes de 16'ø	Pza 2
			<b>VERTEDOR</b>	
			Excavación	m <sup>3</sup> 972200
			Concreto reforzado	m <sup>3</sup> 30000
			Acero de refuerzo	kg. 1500000
			Compuertas radiales de 1000 de ancho por 1050 de alto y mecánicas	Pza 9
			<b>OBRA DE TOMA Y CONDUCCION</b>	
			Excavación en tajo de acceso	m <sup>3</sup> 61450
			Excavación en túnel	m <sup>3</sup> 170000
			Concreto reforzado	m <sup>3</sup> 60000
			Acero de refuerzo	kg. 2247650
			Acero estructural	kg. 20000
			Compuertas deslizantes de emergencia de 205 de ancho por 200 de alto	Pza 2
			Compuertas deslizantes de servicio de 205 de ancho por 300 de alto	Pza 2

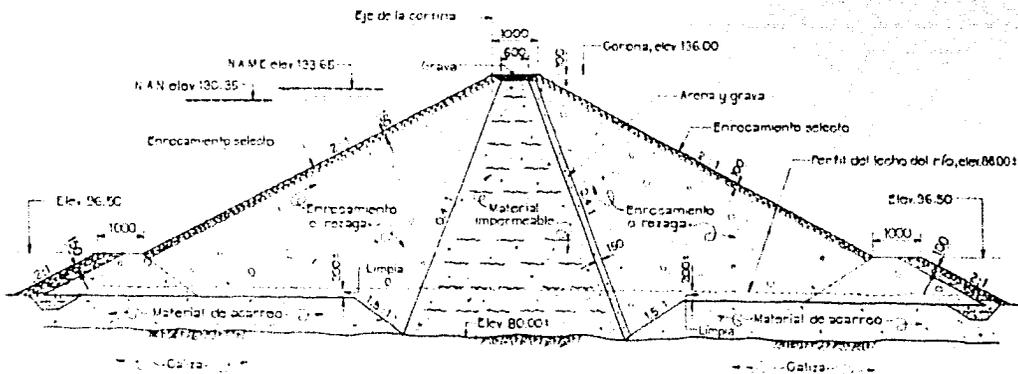
**NOTAS :**

Acotaciones en centímetros, cotaciones y elevaciones en metros. La topografía se tomó de la línea de plancheta N° 2429-F-9 y 2429-F-10. Para detalles ver la hoja 2. Las cantidades estimadas de la Obra de Toma y conducción están calculadas hasta el portal de salida del túnel y no se considera el fin de desarrollo.

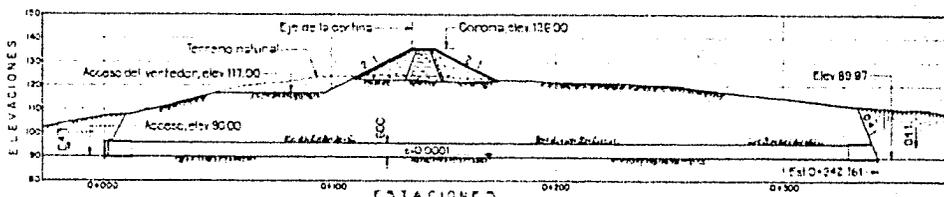
<b>U N A M</b>	<b>FACULTAD DE INGENIERIA</b>
	<b>TESIS PROFESIONAL</b>
	<b>PRESA "LAS ADJUNTAS" TAMP.</b>
	<b>PLANO GENERAL Y DE LOCALIZACION HOJA I</b>
	<b>FRANCISCO CAAMAÑO RICO</b>
	<b>MEXICO, D. F. 1966</b>



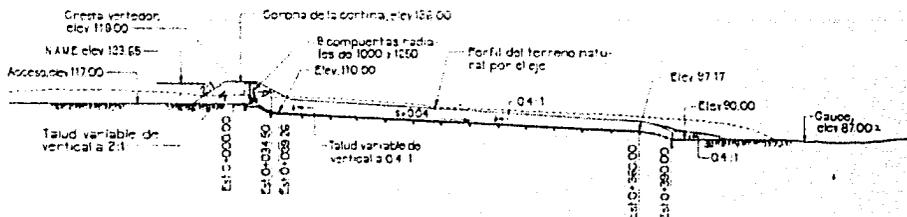
**ELEVACION DE LA CORTINA VISTA DESDE AGUAS ARRIBA**



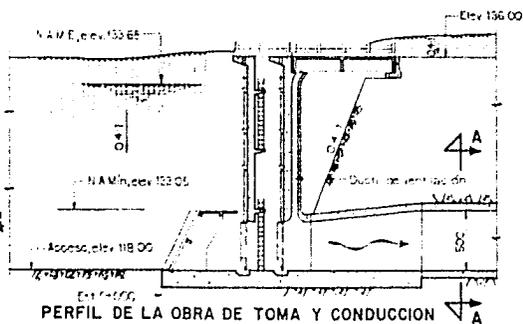
SECCION MAXIMA DE LA CORTINA



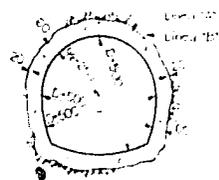
CORTE POR EL EJE DEL TUNEL N°1 DEL DESVIO



CORTE POR EL EJE DEL VERTEDOR



PERFIL DE LA OBRA DE TOMA Y CONDUCCION



CORTE A-A

**NOTAS:**

Asociaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad, distancias y elevaciones en metros. En este plano no se muestran los refuerzos. Para la planta de conjunto, véase plano 2428-C-40 en donde aparece el acceso a la obra de toma y conducción.

U N A M	FACULTAD DE INGENIERIA
	TESIS PROFESIONAL
	PRESA "LAS ADJUNTAS" TAMP.
	PLANO GENERAL Y DE LOCALIZACION HOJA 2
	FRANCISCO CAAMAÑO RICO
	MEXICO, D.F. 1968

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

- 1) CAMARGO HERNANDEZ, JAIME E.  
Utilización Integral de los Túneles de la Presa "El Granero", Chih.  
Tesis Profesional, 1965.  
México, D. F.
- 2) CAMHAJI SAMRA, SALOMON  
Proyecto Preliminar de la Presa de Cerro Prieto sobre el Río Pablillo, Nuevo León.  
Tesis Profesional, 1965  
México, D. F.
- 3) CORPS OF ENGINEERS.  
Hydraulic Desigs Criteria.  
Ediciones Anuales.  
E. U. A.
- 4) CRAMER, HARALD.  
Elementos de la Teoría de Probabilidades y Aplicaciones.  
3a. Edición.  
Madrid, Editorial Aguilar, 1963.  
321 p.
- 5) DOMINGUEZ S. FRANCISCO J.  
Hidráulica  
3a. Edición.  
Santiago de Chile, Editorial Universitaria, S. A., 1959.  
740 p.
- 6) JUAREZ BADILLO, EULALIO  
RICO RODRIGUEZ, ALFONSO  
Mecánica de Suelos.  
México, Editorial Rabasa, S. A., 1963.  
I-443 p.
- 7) LARIS ALANIS, EUGENIO  
"Apuntes de la Cátedra de Presas de Almacenamiento"  
México, D. F., 1966, 1er. Semestre.
- 8) LARIS ALANIS, EUGENIO  
LUNA NUÑEZ, HUMBERTO

SOTELO A., GILBERTO  
SANCHEZ B., JOSE LUIS  
"Determinación de la Red de Filtración para el Corazón  
Impermeable de la Presa Malpaso, Chiapas".  
Ingeniería Hidráulica en México.  
México, D. F., 1961.

- 9) MARTINO, R. L.  
Administración y Control de Proyectos.  
Trad. Abelardo Cruz B.  
1a. Edición.  
México, Editorial Técnica, 1965.  
Tomos I - II - III.
- 10) MIRANDA TORRES, JUAN J.  
Proyecto de Protección para el Puente sobre el Río Ameca.  
Tesis Profesional.  
México, D. F., 1965.
- 11) ORGANICH, ELLIOT I.  
A. Fortran Primer.  
1a. Edición.  
Houston, Texas, 1963.  
186 p.
- 12) RODRIGUEZ CABALLERO MELCHOR  
Aplicaciones en Ingeniería de Métodos Modernos de Planeación,  
Programación y Control de Procesos Productivos.  
1a. Edición.  
México, Editado por el autor, 1962.  
227 p.
- 13) SANCHEZ BRIBIESCA, JOSE L.  
"Apuntes de la Clase de Obras Hidráulicas"  
México, D. F., 1965.
- 14) SPIEGEL, MURRAY R.  
Theory and Problems of Statistics.  
1a. Edición.  
New York, Schaum Publishing Co., 1961.  
359 p.
- 15) TAMEZ GONZALEZ, ENRIQUE  
Principios de Diseño y Construcción de Presas de Tierra.

Secretaría de Recursos Hidráulicos.  
México, D. F., 1963.  
238 p.

- 16) TERZAGHI, KARL  
PECK, RALPH B.  
Soil Mechanics in Engineering Practice.  
12a. Edición.  
Wiley International Edition.  
John Wiley and Sons, Inc.  
New York, London, 1962.  
566 p.
- 17) TERZAGHI, KARL  
Mecánica Teórica de los Suelos.  
Trad. Roberto E. Fontan.  
4a. Edición.  
Buenos Aires, 1956.  
571 p.
- 18) UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR  
Bureau of Reclamation.  
Design of Small Dams.  
2a. Edición.  
Washington, 1961.  
609 p.
- 19) VACA HINOJOSA, FRANCISCO.  
"Apuntes de la Clase de Mecánica de Suelos".  
México, D. F., 1964.
- 20) VENITE CHOW.  
Open-Channel Hydraulics.  
International Student Edition.  
Kogakusha Company, Ltd.  
Tokyo, 1959.  
680 p.