



20
63

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

"ANALISIS HIDROLOGICO DE LA PRESA
SANTIAGO BAYACORA, DGO."

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL

presenta

EDUARDO GARCIA TAPIA

MEXICO, D. F.

1982



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-442

Señor EDUARDO GARCIA TAPIA,
P r e s e n t e .

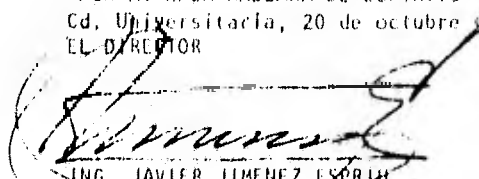
En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Inq. Federico Alcaraz Lozano, para que lo desarrolle como tesis para su Examen Profesional de la carrera de Ingeniero CIVIL.

"ANALISIS HIDROLOGICO DE LA PRESA SANTIAGO BAYACORA,
DGO."

1. Introducción y generalidades.
2. Información disponible.
3. Estudio hidrometeorológico.
4. Cálculo y ampliación de datos.
5. Simulación del funcionamiento de vaso.
6. Cálculo de las avenidas de diseño.
7. Conclusiones y recomendaciones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento con 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.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 20 de octubre de 1982
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPINO

I N D I C E

	PAG.
CAPITULO 1	
INTRODUCCION Y GENERALIDADES	
1.1 Finalidad de los Estudios Hidrológicos	1
1.2 Objetivo de Proyecto	2
1.3 Localización y Descripción General de la cuenca hidrográfica del Río Santi <u>a</u> go Bayacora	3
CAPITULO 2	
INFORMACION DISPONIBLE	
2.1 Topografía	5
2.2 Climatología	6
2.3 Hidrometría	7
2.4 Agrología	8
CAPITULO 3	
ESTUDIO HIDROMETEOROLOGICO	
3.1 Climatología en la zona de Riego	18
3.2 Precipitación Media en la cuenca	19
CAPITULO 4	
CALCULO Y AMPLIACION DE DATOS	
4.1 Régimen de Escurrimiento	26

	PAG.	
4.2	Evaporaciones Netas	26
4.3	Programa de Cultivos	30
4.4	Evapotranspiración ó Usos Consuntivos	30
4.5	Lluvia Aprovechable	37
4.6	Ley de Demandas	41
4.7	Entradas al Vaso	44
CAPITULO 5		
SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DE VASO		
5.1	Generalidades	80
5.2	Capacidad de Azolves y Acarreo de Fondo	88
5.3	Límites de Deficiencias	90
5.4	Resultados	90
CAPITULO 6		
CALCULO DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO		
6.1	Avenida Máxima Observada	111
6.2	Avenida Máxima Probable	113
6.3	Hidrograma de la Avenida Máxima Probable	135
6.4	Tránsito de la Avenida Máxima Probable	136
CAPITULO 7		
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		
7.1	Generalidades	152
7.2	Riego	
7.3	Avenidas	153
7.4	Tránsito de la Avenida Máxima Probable	154
7.5	Recomendaciones	155

CAPITULO 1

INTRODUCCION Y GENERALIDADES

- 1.1 Finalidad de los Estudios Hidrológicos
- 1.2 Objetivo del Proyecto
- 1.3 Localización y descripción general de la cuenca hidrografía del río Santiago Bayacora
 - 1.3.1 Localización geográfica
 - 1.3.2 Hidrografía

CAPITULO 1

1 INTRODUCCION Y GENERALIDADES

1.1 Finalidad de los Estudios Hidrológicos

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

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

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

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

b) Conocimiento de la cantidad, frecuencia y naturaleza de ocurrencia del transporte del agua sobre la superficie terrestre. Esto servirá para el diseño de instalaciones como:

- a.- Regadío de Cultivos
- b.- Aprovechamientos Hidroeléctricos
- c.- Dotación de Agua Potable
- d.- Navegación de Ríos
- e.- Centros de Recreo
- f.- Control de Avenidas

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

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

1.2 Objetivo del Proyecto

El presente estudio se elaboró para conocer la factibilidad hidrológica de construir una presa de almacenamiento en el sitio denominado "Maravillas II" eje río Escondido, sobre el río Santiago Bayacora en el estado de Du

rango.

El objetivo principal que se contempla para su construcción es la de incorporar a la actividad agrícola la mayor superficie posible.

1.3 Localización y Descripción General de la Cuenca Hidrográfica del Río Santiago Bayacora

1.3.1 Localización Geográfica

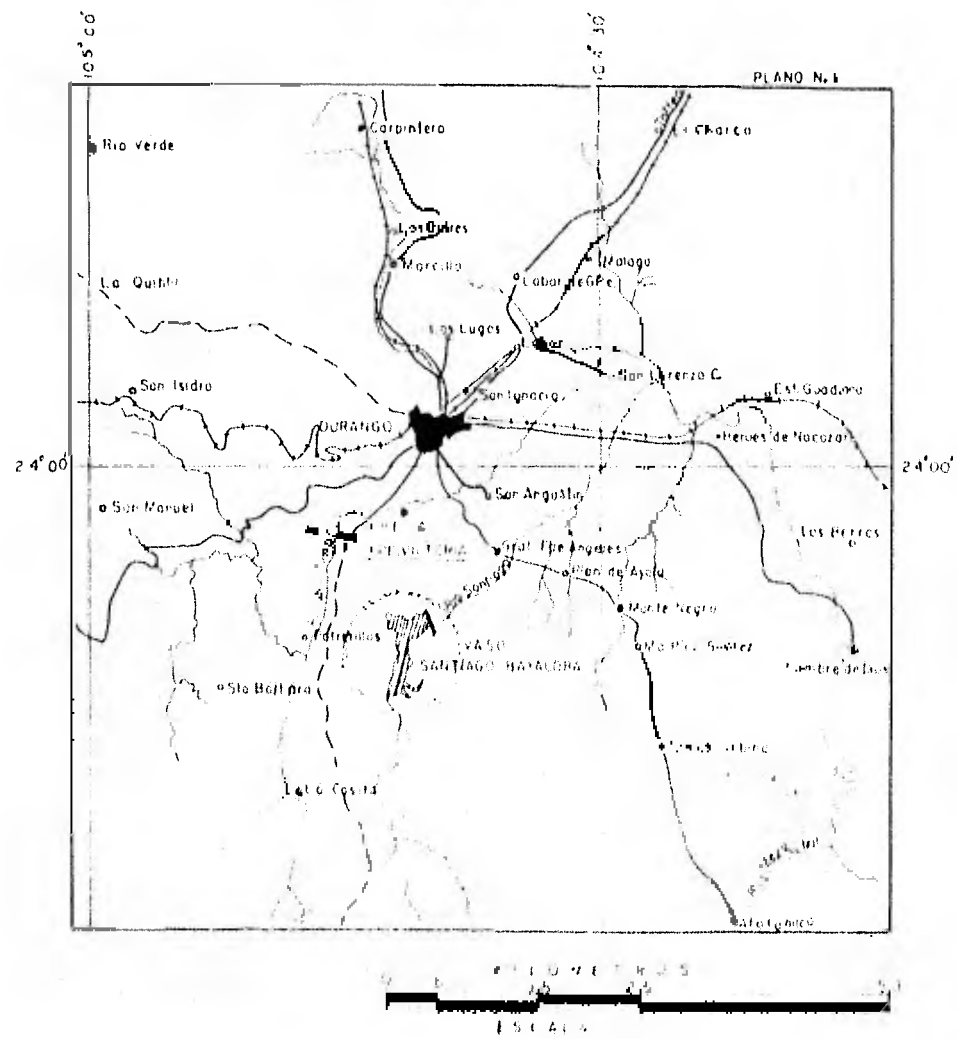
La cuenca del río se encuentra localizada en su totalidad dentro del estado de Durango y comprendida en la región hidrológica No. 11, entre los paralelos 24°00' y 23°30' de latitud Norte y los meridianos 104°30' y 105°00' al Oeste de Greenwich.

1.3.2 Hidrografía

El río Santiago Bayacora nace de la confluencia de varios arroyos en la vertiente Norte de la Sierra de Durango, la que forma parte de la Sierra Madre Occidental, corre de Sur a Norte hasta el poblado del mismo nombre aproximadamente, en donde cambia ligeramente de dirección hacia el Noroeste; baja al valle de Durango, en donde se une con el río la Saucedá. El sitio de proyecto se encuentra localizado aproximadamente a unos 6 Km. aguas arriba del poblado Santiago Bayacora y su situación geográfica es 23° 51' latitud Norte y 104°41' longitud Oeste.

En el Plano No. 1, se muestra el sitio de proyecto, así como la cuenca en cuestión.

PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, DGO.
LOCALIZACION



CAPITULO 2

INFORMACION DISPONIBLE

- 2.1 Topografía
 - 2.1.1 Del Vaso
- 2.2 Climatología
- 2.3 Hidrometría
- 2.4 Agrología

CAPITULO 2

2 INFORMACION DISPOBIBLE

2.1 Topografía

Se disponen de cartas a escala 1:100 000 (Secretaría de la Defensa Nacional), como también disponemos de un plano con la localización de la cuenca de proyecto y de -- las estaciones hidrométricas y climatológicas, dentro de -- la cuenca y cercanas a la misma.

Del mismo plano se obtuvieron las siguientes áreas drenadas:

Hasta el sitio de proyecto	799 km ²
Hasta la estación hidrométrica Refugio Salcido	1052 km ²

2.1.1 Del Vaso

Se cuenta con el plano del vaso Santiago Bayacora el cual fué proporcionado por la Dirección de Estudios a -- escala 1:500 000. (Plano No. 2.1.1.1).

En la gráfica No. 2.1.1 se muestra la curva de elevación-áreas-capacidad del vaso "Maravillas II", eje rfo Escondido, la cual se tomó para efecto del presente estudio, misma que fué proporcionada por la representación en el Estado, la curva va desde la elevación 1905 m.s.n.m., que corresponde al cauce, hasta la elevación 1975 m.s.n.m. siendo ésta la máxima levantada.

El área de embalse correspondiente a la última cota mencionada es de 721 Has.

2.2 Climatología

Se recopilaron todos los datos climatológicos que se consideraron de utilidad para el análisis hidrológico, registrados en las estaciones cercanas al sitio de proyecto, así como dentro y fuera de la cuenca de influencia.

En el cuadro No. 2.2.1, se muestra la relación de estaciones que sirvieron de apoyo para este análisis, con su período de registros, y la precipitación, temperatura y evaporación media registrada en cada una de ellas.

ESTACIONES CERCANAS Y DENTRO DE LA CUENCA DEL
RÍO SANTIAGO BAYACORA

CUADRO No. 2.2.1

ESTACION	PERIODO DE OBSERVACION	PRECIPITACION MEDIA ANUAL (mm)	TEMPERATURA MEDIA ANUAL °C	EVAPORACION MEDIA ANUAL (mm)
El Saltito	E 1958-D 1980	489.3	17.8	-
Fco. Mezquitál	E 1931-D 1980	483.4	20.1	-
La Flor	E 1962-D 1980	717.7	-	-
El Pueblito	E 1961-D 1980	511.4	17.8	2741
Santiago - Bayacora	E 1962-D 1980	545.7	20.2	-
Sta. Barbara	E 1962-D 1980	789.0	-	-
Las -ayas	E 1962-D 1980	1027.7	11.2	-
Durango	E 1921-D 1980	445.3	17.8	2581

NOTA: Las medias anuales corresponden al período de 1962 - 1980.

2.3 Hidrometría

Sobre el río Santiago Bayacora se localiza la estación hidrométrica Refugio Salcido, aproximadamente a 9 - Km. aguas arriba del cruce con la carretera México-Ciudad-Juárez, a 10 Km. aguas abajo de la boquilla Santiago Baya-

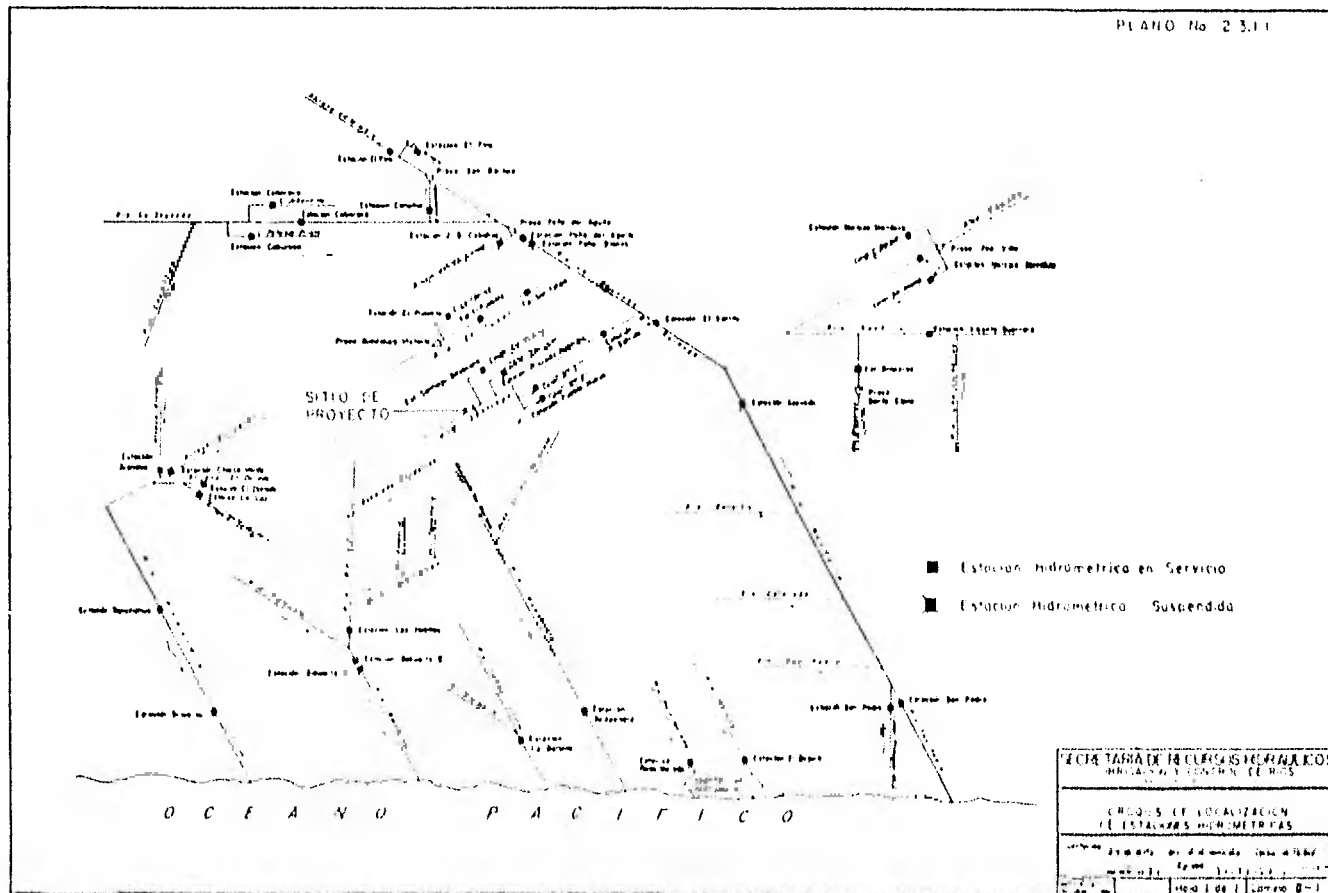
cora, en el Municipio de Durango, y a 20 km. aguas abajo - del sitio de proyecto "Maravillas II". El período de observación de esta estación es de 1943 a 1980 (Ver cuadro No. 2.3.1). En el plano 2.3.1.1 se encuentran localizadas las estaciones hidrométricas.

Al río se le hacen unas derivaciones mediante las cuales se domina una superficie del orden de las 700 Has. aproximadamente. Estas son aforadas en la estación hidrométrica Santiago Bayacora sobre el canal La Puerta (Ver cuadro No. 2.3.2), Praxedis Guerrero sobre el canal San Juan (Ver cuadro No. 2.3.3), y Pueblo Nuevo sobre los canales No. 1 y No. 2 (Ver cuadros No. 2.3.4 y 2.3.5).

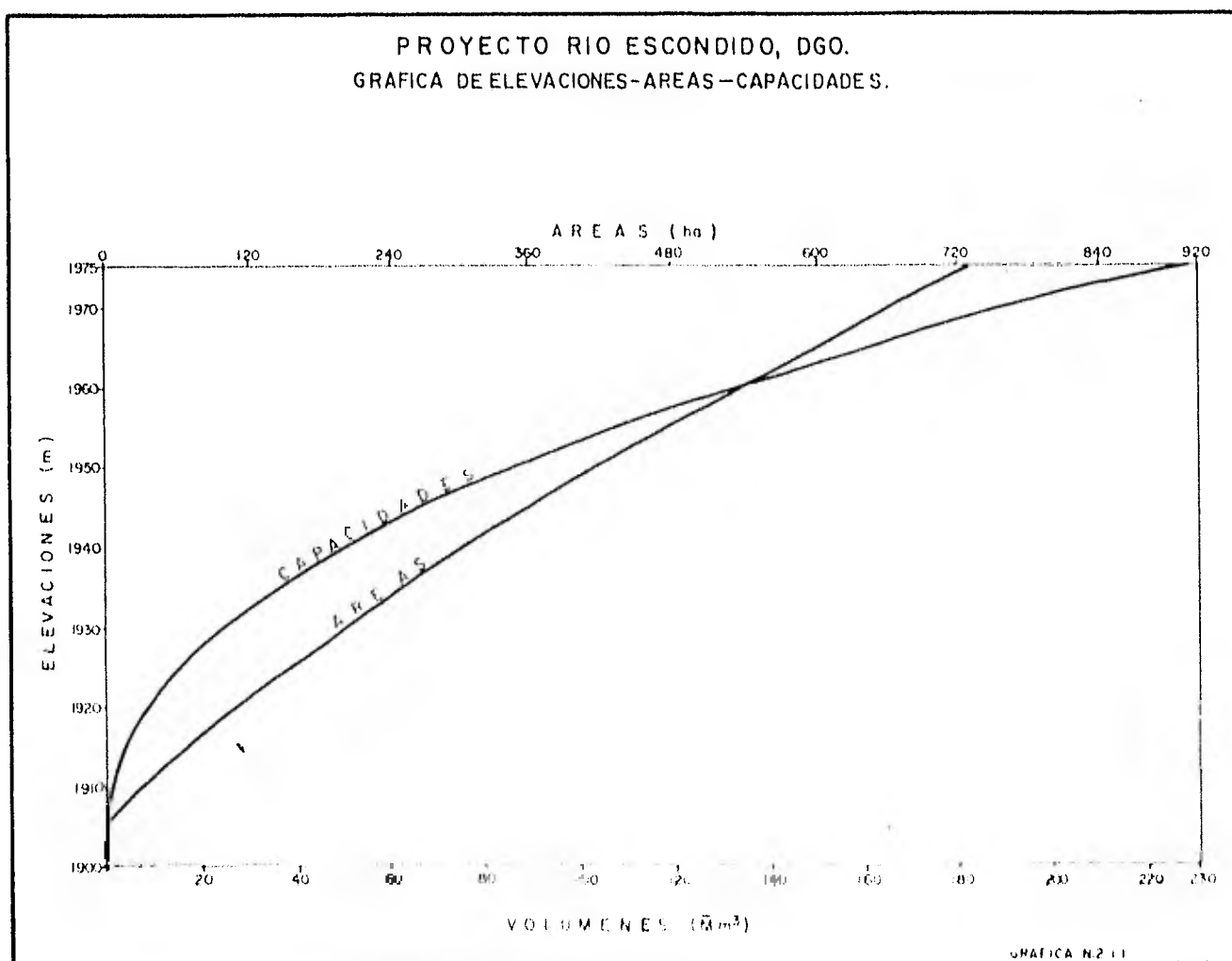
2.4 Agrología

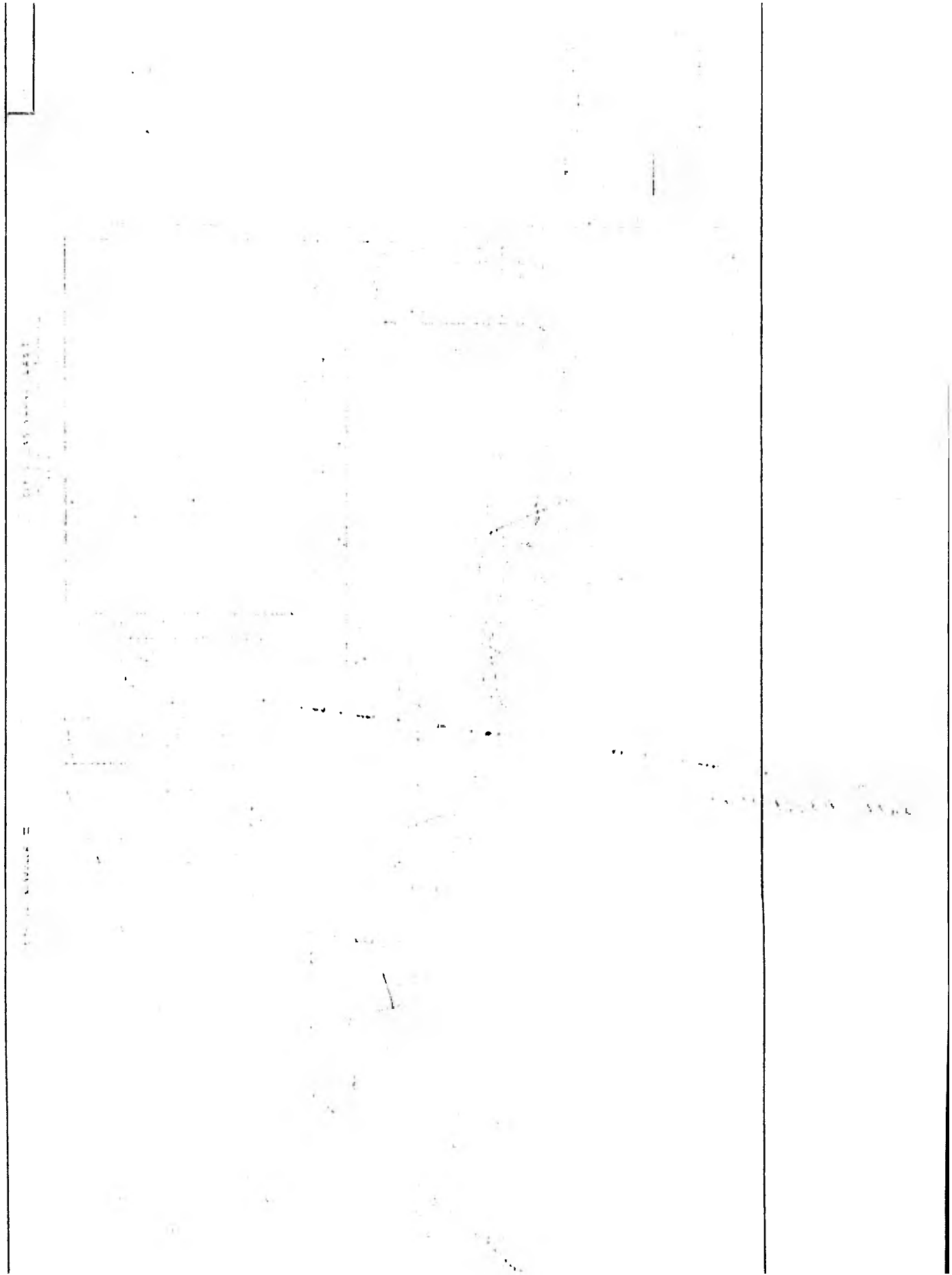
Se cuenta con la estadística agrícola del Distrito de Riego No. 52 "Unidad Guadalupe Victoria", mismo que inició su operación en el año de 1964, y el cual fue adoptado para fines del presente estudio (Ver cuadro No. 2.4.1).

PLANO No 2311



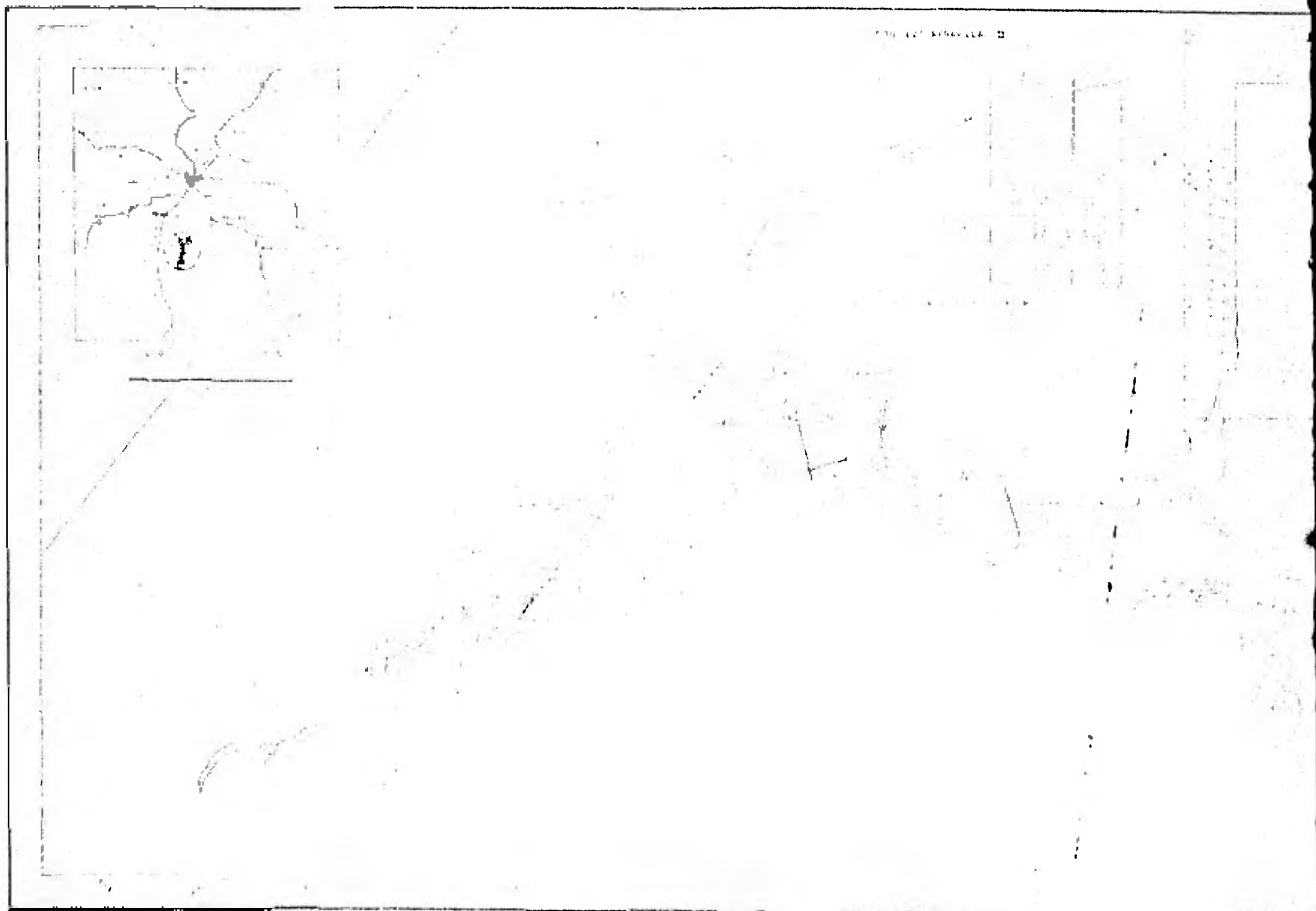
PROYECTO RIO ESCONDIDO, DGO.
GRAFICA DE ELEVACIONES-AREAS-CAPACIDADES.

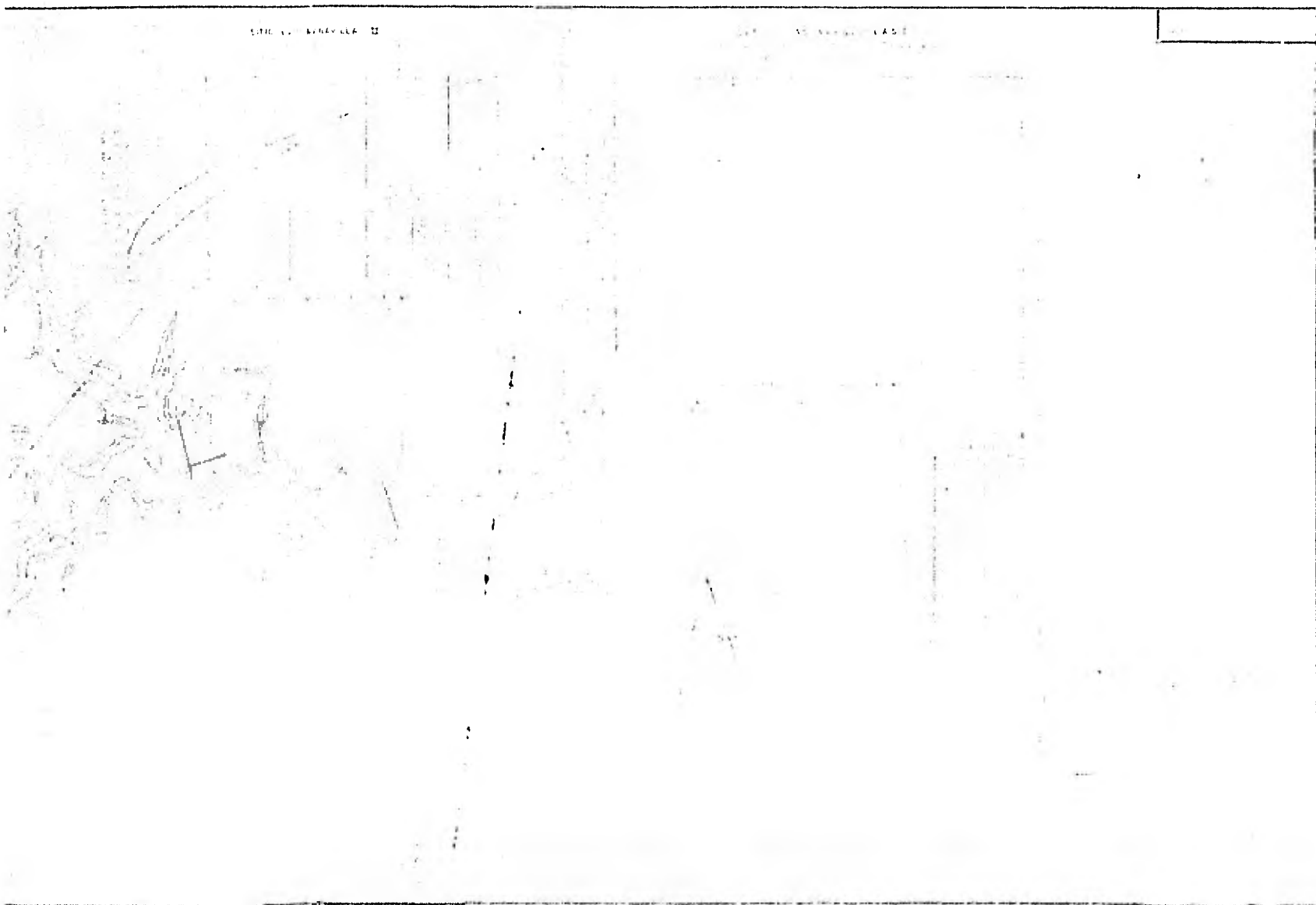




BY J. W. BERRY, ARCHT.
1887

SECTION II





ESCURRIMIENTOS EN LA ESTACION
REFUGIO SALCIDO
EN MILES DE M³

CUADRO No. 2.3.1

MES AÑO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
1943	500	600	100	0	10	5605	9331	1285	89721	41639	1709	588	151698
1944	459	39	1474	247	27	0	495	27531	46111	3836	4567	1561	86344
1945	102	28	27	18	12	4	17104	8693	524	4525	17	27	36269
1946	36	30	25	16	0	1	6714	549	6428	2439	276	275	24189
1947	3846	19	16	19	13	62	75	18302	36193	13	28	15	59331
1948	9	21	7	0	0	0	15248	9464	24211	3393	576	50	52953
1949	24	17	6	0	6	277	8729	19730	2955	3478	26	4	31441
1950	0	0	0	0	0	0	286	687	426	0	0	0	1479
1951	0	0	122	116	197	196	5029	8324	35056	87	67	41	49349
1952	50	194	24	0	8	2	103	475	29	0	0	0	945
1953	12	2080	10	11	15	6	349	874	24512	21892	450	0	49977
1954	0	2	4	11	5	2	187	19697	1426	0	0	0	17372
1955	0	0	0	0	0	0	492	52967	26656	27993	141	0	128567
1956	0	0	0	0	0	0	0	7015	761	0	0	0	2764
1957	0	0	0	0	0	0	0	118	0	1271	2	0	139
1958	0	0	0	0	0	208	2187	1600	2605	11161	285	192	39444
1959	497	3	0	0	0	0	2727	41444	493	16896	236	211	46726
1960	276	0	0	0	0	0	0	286	277	0	0	0	1360
1961	0	0	0	0	0	0	5426	14744	877	6799	0	0	2121
1962	0	0	0	0	0	0	0	0	64	0	0	0	64

ESCURRIMIENTOS EN LA ESTACION
 REFUGIO BALCIDO
 EN MILES DE M³

CUADRO No. 2.3.1 (Cont.)

MES AÑO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
1963	0	0	0	0	0	0	3649	16977	77873	14757	0	4154	129641
1964	725	249	0	0	0	399	798	14063	40126	9701	490	609	67890
1965	256	0	0	0	0	0	0	1169	17219	2768	0	0	15965
1966	0	968	1	0	0	187	2425	68511	44787	6891	1419	959	126161
1967	2414	977	194	0	0	0	6692	97571	43024	2504	482	2	156659
1968	0	0	2237	63	0	0	11946	18799	179672	12420	1942	2138	174117
1969	2410	0	0	0	0	0	594	213	7168	3277	0	1173	14765
1970	3125	623	79	1	0	0	400	4362	52899	18598	324	0	88486
1971	0	0	0	0	0	525	4627	15663	8932	10638	367	0	27697
1972	0	0	0	0	0	0	154	0	3893	268	12778	330	16623
1973	0	0	0	0	0	3425	11167	143613	19825	1525	158	0	181506
1974	0	0	0	0	0	0	156	3217	29053	19389	0	1159	46524
1975	614	0	0	0	0	0	543	5144	8626	72	0	0	62361
1976	0	0	0	0	0	164	5010	16133	16537	18398	8460	4733	127276
1977	4245	660	0	0	0	0	2254	2240	8590	0	0	0	18219
1978	0	0	0	0	0	0	0	1123	12623	18400	0	0	59924
1979	0	0	0	0	0	0	0	2145	0	0	0	0	21910
1980	0	0	0	0	0	0	0	364	4593	0	0	0	10804
SUMA	19624	6539	1326	571	189	11193	12261	41292	34124	64427	44679	19411	7271649
PROM.	245.3	817.4	165.8	71.4	23.6	139.9	1533.0	5171.5	4265.5	8053.4	5584.9	2426.4	90895.5

ESCURRIMIENTO EN LA
ESTACION CANAL NUMERO 2
PUEBLO NUEVO

AÑO	F	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL
1947	0	0	0	0	0	0	1176	466	336	826	11	0	2817
1948	0	0	0	0	0	0	0	0	314	176	68	0	558
1949	0	0	0	0	0	0	104	412	155	0	0	0	670
1950	0	0	0	0	0	0	433	1231	752	540	263	0	3218
1951	0	0	0	0	0	0	540	394	0	0	0	0	934
1952	0	88	151	0	0	0	244	316	1312	220	142	0	2573
1953	0	0	0	0	0	0	0	977	427	0	0	0	1399
1954	0	0	0	0	0	0	475	1681	593	564	470	92	3875
1955	0	0	0	0	0	0	0	280	390	0	0	0	670
1956	0	0	0	0	0	0	0	72	62	256	0	0	389
1957	0	0	0	0	0	82	288	797	357	211	612	632	2981
1958	415	0	0	0	0	0	302	1618	678	352	425	197	3987
1959	66	0	0	0	0	0	0	10	0	16	0	0	91
1960	0	0	0	0	0	0	422	715	233	303	0	17	1690
1961	0	0	0	0	0	0	0	0	192	0	0	0	192
1962	37	0	0	0	0	0	622	718	114	162	132	0	1736
1963	0	0	0	0	0	143	120	1022	1008	0	0	0	2292
1964	14	0	0	0	0	0	0	154	181	0	0	0	349
1965	89	440	31	0	0	50	330	43	0	0	0	0	984
1966	0	0	0	0	0	0	562	320	0	1694	269	0	2845
1967	0	251	317	588	0	0	477	330	0	0	0	0	1962
1968	362	543	0	0	0	0	1901	678	1821	487	221	0	6113
1969	0	734	521	0	0	0	565	1147	461	436	488	290	4641
1970	0	0	0	0	0	244	633	319	1010	817	356	269	3669
1971	325	133	0	0	0	244	295	59	626	288	328	656	2755
1972	0	98	59	0	0	496	1643	51	187	49	0	0	2583
1973	0	0	0	0	0	0	463	945	1362	1234	522	698	5226
1974	493	0	0	0	0	0	263	1925	968	629	436	135	4914
1975	0	0	0	0	0	240	2265	1301	888	079	391	483	7137
1976	638	158	114	0	0	0	115	1051	993	309	0	0	3287
1977	0	0	0	0	0	0	243	854	1066	961	287	0	3410
1978	0	0	0	0	0	0	0	1280	597	0	0	0	1877
1979	0	0	0	0	0	0	241	370	1244	389	0	0	2250

ESTADÍSTICA AGRÍCOLA

UNIDAD GUADALUPE VICTORIA

CUADRO No. 2.4.1

CULTIVO	SUPERFICIE SEMBRADA EN LOS DIFERENTES CICLOS (HABIDAS)										PROMEDIO
	68-69	69-70	70-71	71-72	72-73	73-74	74-75	75-76	76-77	77-78	
INVIERNO											
AJO				10	12						0.17%
AVENA					299	655	392	400	350	199	4.94%
AVENA ACHICOLANA	300									116	3.04%
AVENA FORRAJE				25	30			166	114	211	1.37%
COL				57	30						0.74%
CILINDRO			50	30	10						0.59%
TRIGO	1175	600	500	504	322	123	307	160	116	411	6.74%
CIBOLA								30	4		0.23%
VARIOS	553	574						24		45	1.50%
FRUTOS									27		0.33%
PRIM-VERNO											
AVENA								9	36		0.26%
AVENA ACHICOLANA										2	0.02%
AVENA FORRAJE				25			55	16	2	35	6.57%
GRILE BARR			80	143		123	21	50	112	27	1.14%
GRILE VECOR					153		36	46	77	36	0.95%
FRIJOL	155	563	555	211	282	692	1234	371	150	134	6.17%
MAIZ	4272	4359	3967	4108	4128	4625	3567	3684	4501	4437	54.23%
MAIZ FORRAJE				30		130	349	449	366	439	2.70%
SORGO			120		153	247	426	217	418	133	2.15%
SORGO FORRAJE						14	4	12	20	24	0.31%
MAIS		20	195		206	228	181	84	80	12	1.20%
VARIOS					213	22	11	23	28	23	0.71%
COL			60			34	22				0.77%
AJO						7					0.09%
ZANAHORIA						9	5				0.09%
CIBOLA				25	10						0.30%
PRIM-VERNO 2º CULTIVO											
AVENA									17		0.45%
FRIJOL							55	3	1		0.21%
MAIZ							185	40	56	160	1.70%
MAIZ FORRAJE							1		45		0.11%
VARIOS							1	5	5	4	0.06%
AVENA FORRAJE								2			0.01%
COL							1				0.01%
FRUTOS											
ALPARGA ACHICOLANA									11		0.11%
ALPARGA VECOR		226	250	274	287	334	317	434	361	267	3.14%
TRUFAL			100	215	277	346	64	74	83	67	2.00%
MAIZ	50	50	50	50	50	56	36	20	20	27	1.17%
TRUFAL				50	50	131	152	204	31	132	2.47%
FRUTOS						343	412	621	364	560	1.45%
FRUTOS					265						4.22%
FRUTOS											
FRUTOS							136	171	170	170	1.70%
FRUTOS							1	2	1	1	0.01%
FRUTOS								2		2	0.01%
TOTAL RIEGO	6505	6332	5321	6054	6077	6078	8070	7162	6111	5111	33.14%

CAPITULO 3

ESTUDIO HIDROMETEOROLOGICO

- 3.1 Climatología en la zona de riego
 - 3.1.1 Temperatura media en la zona de riego
 - 3.1.2 Precipitación media en la zona de riego
- 3.2 Precipitación media en la cuenca

CAPITULO 3

3 ESTUDIO HIDROMETEOROLOGICO

3.1 Climatología en la Zona de Riego

3.1.1 Temperatura Media en la Zona de Riego

La estación representativa para estimar la temperatura en la zona en cuestión y para determinar los usos - consuntivos de cada cultivo por el método de Blaney y Cridle es el Pueblito, ya que su localización es muy cercana a la zona de riego.

La temperatura máxima registrada en esta estación es 36.1°C en el mes de Junio del año de 1962 y la mínima - de -10°C en el mes de Febrero del año de 1978, en la gráfica No. 3.1.1.1 se muestran las condiciones que prevalecen anualmente en el área de riego, observándose los meses húmedos y secos.

La temperatura media anual en la estación climato

lógica El Pueblito es de 17.8°C para el período de 1962---1980, las temperaturas medias mensuales de esta estación se muestran en la Tabla No. 3.1.1.2.

3.1.2 Precipitación Media en la Zona de Riego

Para determinar la precipitación media anual se calculó igual que la temperatura, es decir, por medio de la estación climatológica El Pueblito.

La precipitación media en esta estación es de 511mm para el período de 1962-1980. Las precipitaciones medias anuales de esta estación se muestran en el cuadro No.3.1.2.1

3.2 Precipitación Media en la Cuenca

Con apoyo en las estaciones que se muestran en el cuadro No. 2.2.1 , se determinó la precipitación media hasta la estación hidométrica Refugio Salcido, así como hasta el sitio de proyecto, empleando los métodos de Isoyetas, áreas de influencia de los polígonos de Thiessen, y el promedio Aritmético. (Ver dibujos No. 3.2.1 y 3.2.2).

De los métodos anteriores se obtuvieron los siguientes resultados :

PRECIPITACIÓN MEDIA	METODO DE ISOYETAS	METODO DE THIESEN	PROMEDIO ARITMETICO
Pmr	698.2 mm.	677.4 mm.	632.1 mm.
Pms	739.3 mm	717,6 mm.	653.1 mm.

(20)

De estos resultados se tomaron los del método de Isoyetas, dado que es el más preciso de los tres.

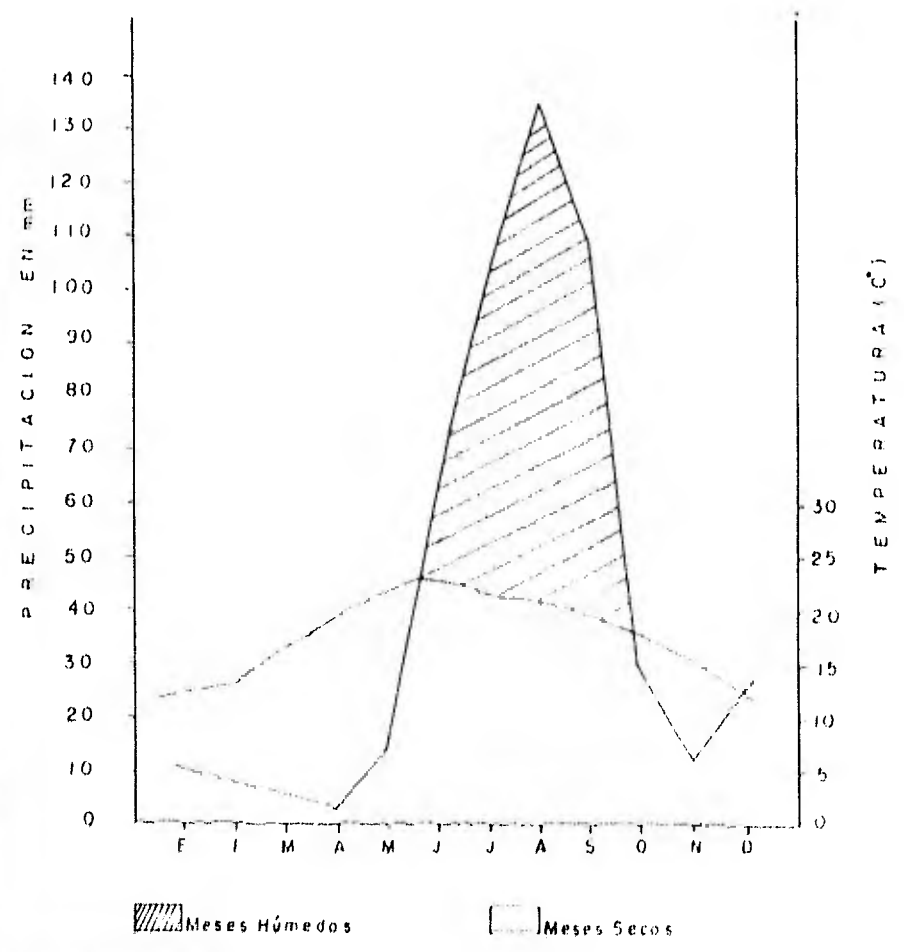
Pmr = Precipitación media anual hasta la estación hidrométrica Refugio Salcido.

Pms = Precipitación media anual hasta el sitio de proyecto.

PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, 000.

CLIMOGRAMA DE GAUSSEN

ESTACION CLIMATOLOGICA EL PUEBLITO



PROYECTO SANTIAGO PAYACORA, DGO.
 ESTACION CLIMATOLÓGICA
 "EL PUEBLITO" PRECIPITACION MENSUAL
 (m m)

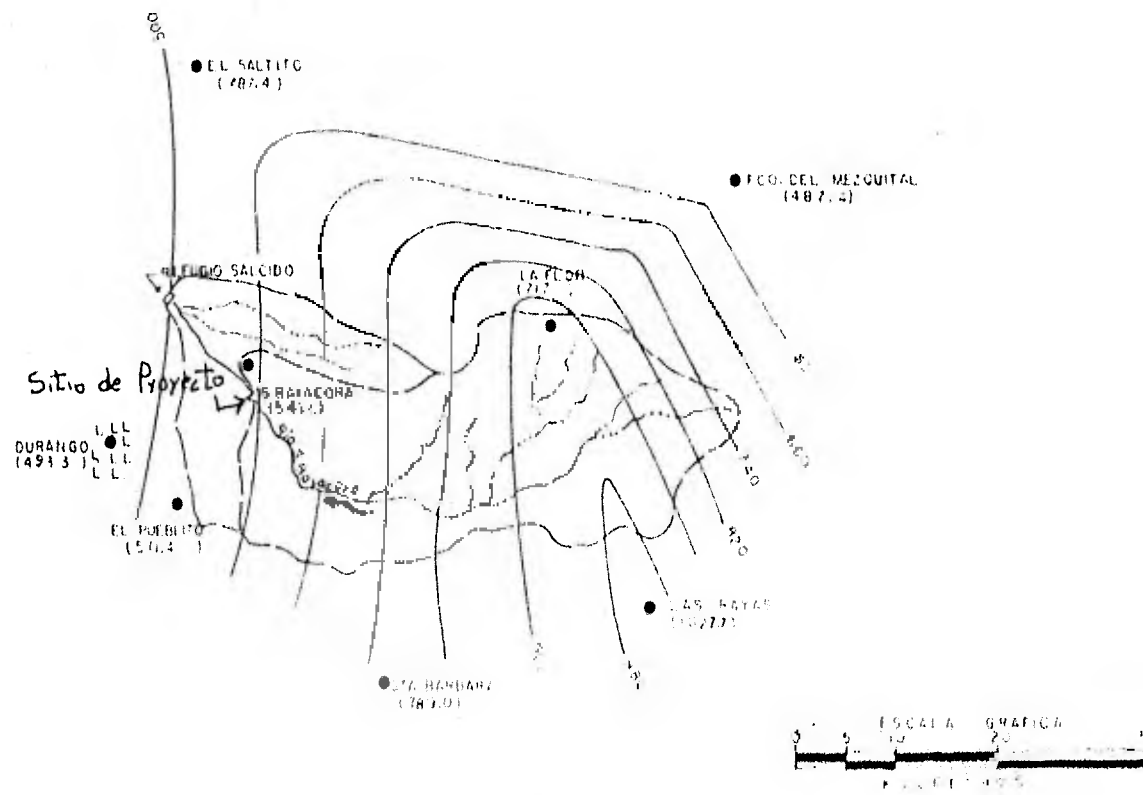
CUADRO No 112 I

MESES	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	N	D	ANUAL
1962	14.4			7.2		57.1	35.3	63.7	47.0	31.5	0.1	40.1	296.4
1963	0			6.4	21.5	73.3	155.2	136.1	231.9	39.0	0.2	24.7	638.3
1964	7.5		2.4	0	11.2	48.0	124.0	168.2	106.1	20.2	1.0	18.8	507.4
1965	8.7	9.4	0	8.5	1.0	45.2	79.0	104.8	100.9	8.2	8.9	41.3	415.9
1966	9.6	14.5	0	19.3	22.5	104.6	123.7	219.3	86.7	25.5	44.3	29.3	699.1
1967	19.3	1.5	2.2	1.5	8.0	86.9	131.8	184.6	63.1	21.0	0	28.5	543.4
1968	1.0	21.1	82.0	0.8	1.5	3.3	208.8	101.7	222.1	6.2	10.0	36.0	694.6
1969	2.0	13.5	0	0	0	49.0	85.7	56.5	80.0	48.5	20.5	58.1	413.8
1970	13.0	44.2	2.0	0	0.7	124.1	67.0	70.0	115.0	31.0	3.5	0	470.5
1971	17.5	0	0	0	8.0	96.2	52.6	163.3	104.7	56.0	0	4.5	502.8
1972	13.5	0	0	0	27.5	50.7	61.4	55.6	66.9	10.7	68.0	19.5	373.8
1973	20.5	21.7	0	0.5	16.3	104.0	149.4	143.5	75.5	18.5	0	6.5	756.4
1974	7.5	0	0.8	0	28.1	36.0	197.4	106.0	124.0	1.5	0	59.6	470.9
1975	15.0	0	0	0	0.7	16.5	126.5	121.5	24.5	27.0	0	16.5	348.7
1976	2.0	0	0	6.0	5.0	101.5	118.0	126.5	192.0	18.0	62.5	26.0	757.5
1977	23.5	0	0	1.5	0	87.5	45.0	112.5	42.0	73.0	0	0	435.0
1978	0	8.5	0	0	0	25.0	117.5	160.0	126.5	65.5	0	14.0	517.0
1979	20.0	0	0	0	0	14.5	80.4	197.4	33.0	0	0	13.5	358.8
1980	9.5	10.5	0	0	0	39.0	67.5	127.8	126.0	55.2	12.0	15.0	462.5
SUMA	204.5	145.0	89.4	51.7	152.0	167.4	2086.2	2619.0	1967.9	556.5	231.0	451.7	9717.3
PROM.	10.8	7.6	4.7	2.7	8.0	61.2	109.3	137.9	103.6	29.3	12.1	23.8	511.4

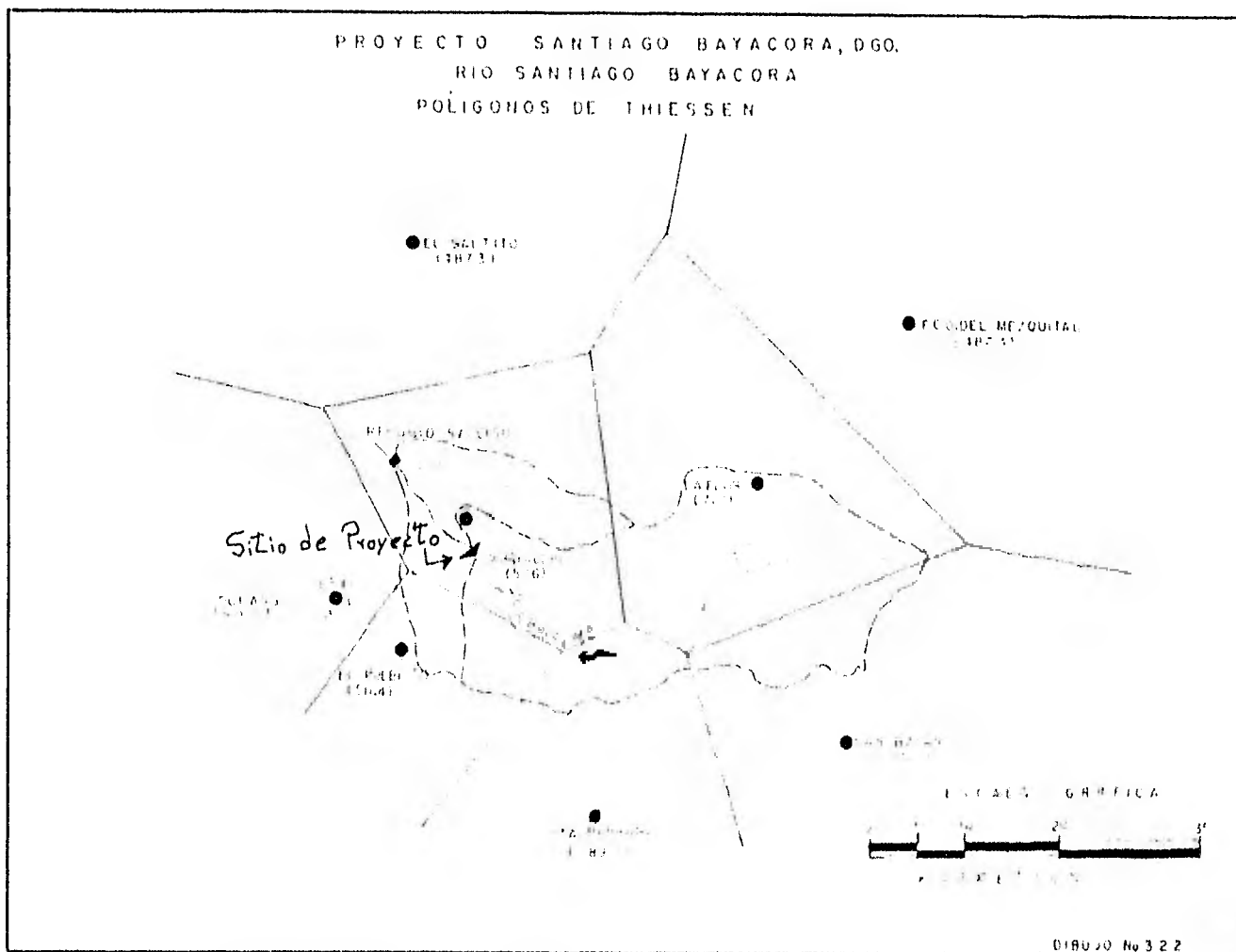
PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, DGO.
 ESTACION CLIMATOLOGICA
 "EL PUEBLITO" TEMPERATURA MENSUAL.
 (°C)

MESES	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	R	D	ANUAL
1962	11.6	15.1	15.5	18.3	22.6	24.0	22.6	21.9	20.7	17.6	15.8	12.0	18.3
1963	13.5	13.4	17.9	21.9	22.6	23.0	21.7	20.7	19.1	17.0	14.7	12.3	19.1
1964	10.6	13.5	15.4	20.5	22.4	22.4	21.7	21.1	20.1	16.8	15.8	13.3	17.8
1965	12.8	11.1	16.1	19.8	22.3	23.6	21.5	21.0	20.9	16.7	17.9	12.6	18.0
1966	10.8	11.7	15.9	18.2	22.0	23.3	23.9	21.9	20.1	13.3	15.7	11.8	17.7
1967	10.6	13.8	17.8	21.4	22.3	22.9	20.9	20.4	19.1	17.0	16.7	12.9	18.0
1968	12.5	13.9	13.3	18.3	22.1	22.5	20.5	20.3	19.2	19.5	14.8	12.9	17.5
1969	14.1	14.4	14.3	19.1	21.2	24.2	22.5	22.2	21.2	19.9	15.6	12.5	18.3
1970	12.2	13.3	15.0	19.8	21.0	22.4	21.3	21.1	19.5	18.3	15.5	14.9	17.9
1971	14.2	13.9	17.3	18.8	21.9	21.8	21.1	19.5	19.9	18.0	16.7	14.3	18.2
1972	12.2	13.6	16.8	22.0	22.5	21.9	21.2	21.1	20.9	19.5	16.3	12.4	18.5
1973	11.6	13.8	15.5	17.4	21.5	22.4	21.2	19.7	20.9	18.2	16.5	11.8	17.5
1974	13.9	13.5	16.4	19.5	22.4	22.7	21.1	20.9	19.3	17.0	14.7	12.0	17.8
1975	11.5	12.7	16.8	20.3	20.6	23.0	20.9	19.4	19.3	18.1	15.5	12.4	17.5
1976	12.9	13.9	16.5	18.0	20.6	22.1	19.5	20.2	19.0	16.8	12.7	11.7	16.9
1977	12.0	12.6	16.1	17.2	21.0	21.4	20.3	21.0	20.6	18.7	14.7	12.9	17.5
1978	12.2	11.9	15.4	19.0	21.4	23.0	21.9	19.9	19.0	16.4	15.3	13.1	17.4
1979	11.8	12.7	15.5	18.8	20.1	22.3	22.6	19.5	18.4	15.7	13.3	12.3	17.2
1980	11.8	13.7	16.4	17.2	21.4	24.0	21.8	20.3	20.0	18.3	12.7	13.1	17.4
1981	231.9	252.4	303.9	366	411.9	431.5	406.3	392.7	357.7	321.4	299.9	244.2	327.5
1982	12.2	13.3	16.0	19.3	21.7	22.4	21.4	21.4	19.8	17.9	15.3	12.8	17.8

PROYECTO SANTIAGO BAYACORA DGO
RIO SANTIAGO BAYACORA
ISOYETAS



DIBUJO No 1 2.1



CAPITULO 4

CALCULO Y AMPLIACION DE DATOS

- 4.1 Régimen de Escurrimiento
- 4.2 Evaporaciones Netas
- 4.3 Programa de Cultivos
- 4.4 Evapotranspiración ó Usos Consuntivos
 - 4.4.1 Método de Blanney y Criddle
- 4.5 Lluvia aprovechable
- 4.6 Ley de Demandas
 - 4.6.1 Demanda Neta
 - 4.6.2 Demanda Bruta
- 4.7 Entradas al Vaso

CAPITULO 4

4 CALCULO Y AMPLIACION DE DATOS

4.1 Régimen de Escurrimiento

Para establecer el régimen vírgen del río, se tomó en consideración las derivaciones que a éste se le hacen aguas arriba de la estación hidrométrica Refugio Salcido, por lo que los escurrimientos registrados en la estación más los registrados en las derivaciones, son los que se trasladaron al sitio de proyecto.

El escurrimiento medio estimado bajo estas condiciones es de 65.26 m^3 . En el Cuadro No. 4.1.1, se muestran los valores estimados y en la gráfica No. 4.1.2 su representación.

4.2 Evaporación Neta en el Vaso

Para la obtención de la pérdida por evaporación en un vaso de almacenamiento, se debe tomar como base la esta

ción o estaciones de evaporación más próximas. Como la -- evaporación tiene como factor los agentes atmosféricos y - climatológicos, éstas no se presentan en la misma forma en el evaporómetro que en los vasos naturales de almacenamien - to, es decir, que la evaporación registrada en pequeñas - áreas es mayor que la correspondiente a grandes extensio - nes, así se ha podido observar que para evaporómetros de - 2', 4' y 6' de diámetro, la evaporación excede de la real en un 75%, 50% y 30% respectivamente. Como los evaporóme - tros usados normalmente en nuestro país son de 4', se ten - drá una evaporación media mayor en un 50% con relación a - la evaporación real.

Por lo tanto:

$$E_o = E_r + 0.50 E_r$$

$$E_o = 1.50 E_r$$

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

$$E_r = 0.77 E_o$$

Donde:

E_o = Evaporación observada

E_r = Evaporación real

Lluvia

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



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

$$A_2 = A_t - A_1 \text{ - - - (2)}$$

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

$$V_e = PAc \quad (3)$$

Donde:

V_e = Volumen escurrido

P = Precipitación Pluvial

A = Area de la cuenca

c = Coeficiente de escurrimiento = $\frac{\text{Vol. escurrido}}{\text{Vol. Llovido}}$

En la Fig. No. 1, se observa que A_1 es el área de la superficie expuesta del vaso de almacenamiento; por lo que al calcular el escurrimiento en el sitio B, se ve por la fórmula (3) que el área A_1 ya se consideró una parte del volumen de la lluvia precipitada equivalente:

$$V = PA_1c$$

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

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

$$V = PA_1$$

El volumen total escurrido hasta el sitio B donde

existe un vaso de almacenamiento es el equivalente:

$$Ve = A_2 Pc + A_1 P$$

Sustituyendo la ecuación 2 en la anterior tenemos

$$\begin{aligned} Ve &= Pc (At - A_1) + A_1 P \\ Ve &= Pc At + Pc A_1 + A_1 P \\ Ve &= Pc At + A_1 (P - Pc) \\ Ve &= Pc At + A_1 P (1 - c) \quad \text{--- (4)} \end{aligned}$$

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

$$En = 0.77 Eo - P'(1 - c) \quad \text{--- (5)}$$

Donde:

- En = Evaporación neta
- Eo = Evaporación observada
- P' = Precipitación registrada en la estación climatológica.
- c = Coeficiente de escurrimiento.

Para nuestro estudio la evaporación neta en el vaso se obtuvo con base a los datos de lluvia y evaporación de las estaciones de Durango y el Pueblito. (Ver Cuadros - Nos. 4.2.1 y 4.2.2).

Aclarando que no se tomó para este fin la estación Bayacora ya que no cuenta con registros de evaporación -

Los resultados de la evaporación neta se muestran en la -
tabla No. 4.2.3 y para su cálculo se utilizó la ecuación -
(5), la cual se encuentra en la tabla No. 4.2.4 en forma
tabulada.

En las evaporaciones observadas se tiene una eva -
poración media anual de 2581.8 mm. en el período 1943-1980

4.3 Programa de Cultivos

Para determinar las demandas de agua requerida -
que será cubierta por la presa de proyecto, se formuló un
patrón de cultivos de acuerdo a la ocupación actual o me -
jor dicho a la estadística del Distrito de Riego No. 52 -
"Unidad Guadalupe Victoria", registrada en el boletín de -
la Dirección General de Distritos de Riego. Este patrón -
de cultivos se muestra en la gráfica No. 4.3.1, siendo los
cultivos más importantes: maíz, frijol, trigo, alfalfa, pa -
pa, frutales, sorgo, hortalizas y chile seco. En este pro -
grama se utilizó la eficiencia total que consideró el Dis -
trito de Riego No. 52 que es del 56%.

4.4 Evapotranspiración o Uso Consuntivo.

Se define como evapotranspiración o uso consuntivo a la cantidad de agua utilizada por las plantas en función de transpiración y para la formación de los tejidos celulares, así como aquella que se evapora de la superficie del suelo en donde tales plantas crecen.

Se ha demostrado experimentalmente que es muy difícil separar la evaporación de la transpiración con medi-

ciones efectuadas en el campo, por lo que ambos procesos - se consideran como uno sólo y se denomina evapotranspiración.

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

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

Factores que influyen en el Uso Consuntivo

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

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

La temperatura es básica para la selección de los cultivos más apropiados en una zona y es el factor importante que interviene en el consumo de agua de los cultivos. Las temperaturas muy bajas retardan el crecimiento de las plantas y las muy altas poco comunes, producen un estado latente. La transpiración es influenciada no sólo por la temperatura, sino también por el área del follaje expues-

to y las necesidades fisiológicas de las plantas.

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

La latitud influye considerablemente en el uso - consuntivo de agua en las plantas. Durante el verano, debido a la inclinación del eje terrestre, las horas de luz diurna son muchas más en las latitudes norte que en el - Ecuador. Los días más largos permiten que continúe la - transpiración por un lapso mayor cada día y produce un - efecto semejante al de la prolongación del período de crecimiento.

Métodos para Determinar el Uso Consuntivo

Un factor muy importante en un proyecto de irrigación, es la cuantificación verdadera de las necesidades de agua, porque en gran parte de esta determinación depende el aspecto económico para la realización de la obra.

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

Los métodos que se han ideado para la determinación de los valores del uso consuntivo para las diferentes especies de vegetación nativa y de cultivos agrícolas, se

divide en dos grupos principales: Por métodos directos y métodos indirectos. Unicamente mencionaremos algunos métodos y ampliando el método que se aplicó en el proyecto

MÉTODOS DIRECTOS

- 1.-Del Lisímetro
- 2.-De Integración
- 3.-De Entradas y consumo de agua
- 4.-Aerodinámico
- 5.-De Dalton
- 6.-De Balance de energía
- 7.-Combinados

MÉTODOS INDIRECTOS

- 1.-De Thorntwaite
- 2.-Blaney y Criddle
- 3.-De Crassi-Christiansen
- 4.-Racional
- 5.-De Lowry y Johnson

De los métodos indirectos que mas se emplean son los siguientes:

- 1.-Método de Thorntwaite
- 2.-Blaney y Criddle

Método de THORNTWAITE

C.W.THORNTWAITE buscando una expresión simple que empleara datos climatológicos accesibles, desarrolló una fórmula empírica basado en la latitud y la temperatura, demostrando teóricamente que esta última constituye un buen índice de la energía en un lugar específico,

$$E_t = 1.6 \left(\frac{10}{T} \right)^a$$

En donde:

E_t : Evapotranspiración mensual en cms.

T : Temperatura media mensual en $^{\circ}C$

a : Constante que depende del lugar y que es función del índice de eficiencia anual de temperatura (I), cuyo valor es:
 $a = 0.0000006751I^3 - 0.00007711I^2 + 0.017921I + 0.4923$

I : Índice anual de calor (o temperatura). Es la suma de los índices de las eficiencias mensuales de temperatura (i).

$$I = \sum_{i=1}^{12} i ; \quad i = \left(\frac{T}{5} \right)^{1.514}$$

4.4.1 Fórmula de Blaney y Criddle

En este método se trata de interpretar analíticamente el fenómeno natural de evapotranspiración, por medio del cual se puede determinar el uso consuntivo de las plantas, la demanda neta de riego y escurrimiento superficial.

La fórmula o modelo de Blaney y Criddle fué elaborado correlacionando datos climatológicos y otros con los de uso consuntivo obtenidos experimentalmente en el oeste de los Estados Unidos para diferentes cultivos específicos, con lo cual pudieron establecer coeficientes (k) para cada cultivo que se emplean para calcular el uso consuntivo en una área dada donde solo se dispone de datos climatológicos.

De los factores climáticos que afectan el crecimiento de las plantas indudablemente tiene mayor influencia la temperatura y la precipitación. Además, el registro de datos de lluvia y temperatura están bastante más di-

fundidos en el mundo, que los datos de otros factores. - Las horas de asolamiento efectivo tiene parte importante en el crecimiento de las plantas y consumo de agua, pero generalmente no se dispone de registros de asolamiento.

Los datos de horas teóricas de luz diurna para cada día y para todas las latitudes, se puede emplear en lugar de los datos reales, aunque puede ser engañoso en áreas donde hay niebla espesa o tiempo tempestuoso durante gran parte del año, pero con las temperaturas registradas en la zona hay tendencia a corregir aquellos. También puede usarse los registros de humedad como corrección, pero tampoco se tienen muy difundidos.

Sin tener en cuenta los factores no medidos, el uso consuntivo (u) varía con la temperatura, horas de luz diurna y la humedad ambiental. Multiplicando la temperatura media mensual (t) por el porcentaje mensual de horas de luz diurna en el año (p) se obtiene el factor de uso consuntivo mensual (f). Se considera que el uso consuntivo (u) varía directamente con este factor afectando del parámetro (k) cuando se tiene un abastecimiento adecuado de agua.

Sumando los correspondientes usos consuntivos mensuales se obtiene el uso consuntivo total. A veces es necesario ajustar el uso consuntivo, introduciendo un nuevo coeficiente.

Para facilitar el empleo de la fórmula del uso consuntivo en países que se rigen por el Sistema Métrico Decimal, se ha hecho la conversión a éste último.

$$f = \frac{pt}{100} = \dots (1)$$

siendo $t = 4.572t' + 81.28 - - - - - (2)$

$$u = kf = \frac{kp(4.572t' + 81.28)}{100} - - - - - (3)$$

$$U = KF = kf - - - - - (4)$$

Donde:

- f = Factor mensual de consumo en cm.
- u = Uso consuntivo mensual en centímetros
- k = Coeficiente mensual para cada cultivo, cuya obtención se menciona posteriormente.
- t' = Temperatura media mensual en grados centígrados
- p = Porcentaje mensual de horas de luz diurna con respecto a las del año.
- U = Uso consuntivo para todo el período de desarrollo del cultivo en centímetros.
- F = Suma de F para el período de desarrollo
- K = Coeficiente empírico para cada cultivo durante el período de desarrollo, el cual se ha encontrado que es senciblemente constante para todas las partes, variando ligeramente en relación a las condiciones de humedad de la zona.

Para facilitar el cálculo sistemático del usos consuntivo por las fórmulas (1), (2) y (3) se anexan las tablas auxiliares siguientes:

Tabla No.1; con los valores mensuales de p a dife

rentes Latitudes Norte.

Tabla No.2; con los valores mensuales de t en función de la temperatura media mensual t' en grados centígrados.

Tabla No.3; con los valores de los coeficientes K para todo el ciclo de desarrollo del cultivo.

Tabla No.4; con los coeficientes (w) en porcentaje de k para todo el cálculo de los coeficientes K .

Para ilustración del método, se anexa una hoja de cálculo de dicho uso tabla No. 4.4.1.1, así como los resultados de los usos consuntivos para cada cultivo se muestran en la tabla No. 4.4.1.2

4.5 Lluvia Aprovechable

La lluvia aprovechable se define como la porción de la lluvia que puede estar disponible en la zona ocupada por las raíces de las plantas.

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

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

a) Precipitación Total Mensual

La precipitación aprovechable en un mes o ciclo agrícola, no puede exceder la evapotranspiración para ese período más la capacidad de campo del suelo. Esta condición excluye a cultivos como el arroz u otros que ameritan prácticas agrícolas especiales, como en este caso es necesario mantener una lámina de inundación en el área de cultivo. La precipitación en cantidades mayores que la indicada, implica pérdidas por escurrimiento e infiltración profunda abajo de la zona radicular en las plantas.

b) Intensidad de la Precipitación (Tormentas)

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

c) Infiltración en el Suelo

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

b) Permeabilidad del Suelo

Los suelos de alta permeabilidad son más aptos para retener la lluvia que los suelos con baja permeabilidad

e) Evapotranspiración del Cultivo

Las variaciones bruscas en la evapotranspiración agotan rápidamente la humedad del suelo, dando lugar a disponer más pronto de capacidades de almacenamiento subterráneo para recibir la lluvia.

Para calcular la lluvia aprovechable existen muchos métodos y muy variados, los cuales al aplicarlos dan resultados muy diferentes, para nuestro estudio se aplicó el criterio del Servicio de Conservación de Suelos de E.U. el cual es un método que se aplica con bastante regularidad en nuestro país.

4.5.1 Método del Servicio de Conservación de Suelos de los E.U.

Para poder utilizar este método el servicio de Conservación de Suelos de los E.U. ha desarrollado curvas y tablas que muestran la relación entre la precipitación promedio mensual registrada (H), la precipitación media mensual aprovechable (h) y el uso consuntivo medio mensual (u). La Tabla No. 4,5.1.1 que se anexa, contiene los valores de la lluvia aprovechable. La precipitación varía de año a año en cualquier lugar. La precipitación total promedio en el año es una cantidad tal que es excedida más del 50% de las veces. Es conveniente que el cálculo de

los requerimientos de riego en un Distrito de Riego este - basado en una probabilidad de la lluvia aprovechable y no solo en la lluvia promedio, para tal ajuste la Tabla No. - 4.5.1.2, proporciona los factores de ajuste de acuerdo a - la probabilidad de ocurrencia y la precipitación promedio anual.

En la tabla siguiente se muestra la lluvia aprove_{chable} que se obtuvo aplicando este método.

LLUVIA APROVECHABLE

cm.

CULTIVO	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	N	D
MAIZ				0	0	3.83	6.79	7.71	5.39	1.54		
FRIJOL			0	0	0							
TRIGO	0	0	0	0	0							
ALFALFA	0	0	0	0	0	3.83	6.66	7.82	5.72	1.63	0	0
PAPA				0	0	3.50	6.11	7.38	5.34			
FRUTALES		0	0	0	0	3.42	5.99	7.05	5.11	2.0	0	
SORGO			0	0	0	3.63	5.48					
HORTALIZAS				0	0	3.36						
CHILE SECO		0	0	0	0	4.73	5.29					
DOBLES CUL.												
HORTALIZAS								4.92	5.56	1.63	0	

4.6 Leyes de Demanda

La Distribución del volumen para cada mes se realizó con base al patrón de cultivos mencionado en el inciso No. 4.3, considerando como superficie inicial 4 000 Ha. las cuales se irán ajustando en el funcionamiento de vaso hasta llegar a la superficie óptima, lo cual depende de la cantidad de agua que se dispone.

4.6.1 Demandas Netas

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

Primero se calcula la lámina neta la cual resulta de restarle la lluvia aprovechable a los usos consuntivos de cada cultivo, que tienen su período vegetativo durante los meses de lluvias.

Segundo, el volumen ó demandas netas se obtienen por multiplicar el área disponible de cada cultivo por la lámina neta, resultando un volumen neto de 613.9×10^6 m³.

En los cuadros No. 4.6.1.1 y 4.6.1.2, se muestran las láminas netas y demandas netas.

4.6.2 Demandas Brutas

Las demandas brutas son las cantidades de agua -

que hay que extraer de la presa de almacenamiento o cualquier otra fuente, para poder satisfacer las demandas de riego en la zona de aprovechamiento.

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

Eficiencia en el Riego

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

La eficiencia del 40% equivale a aprovechar 40% y perder 60% del agua empleada en el riego. Esta eficiencia en un Distrito es muy bajo y se tiene en aquellos sistemas con canales en tierras permeables.

La eficiencia del 70% es alta y difícilmente se -

puede lograr en un sistema tradicional de riego por gravedad aún con canales revestidos; puede ser superior y se logra en sistemas de riego por aspersión o por goteo.

Como guía para fines de estudio puede considerarse las eficiencias en condiciones normales dadas en la Tabla No. 4.6.2.1.

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

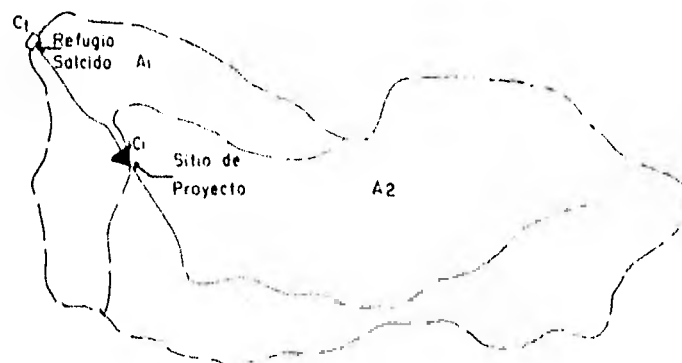
a) Se consideró una eficiencia del Sistema del 56% en función de que son canales revestidos, el Distrito de riego es menor de 10 000 Has. y la escasa experiencia que el agricultor puede tener en el riego.

b) La lámina se obtuvo de dividir la lámina neta entre la eficiencia del Sistema (56%). Los resultados se muestran en el cuadro No. 4.6.2.2.

c) El volumen o demandas brutas se obtienen de multiplicar el área disponible de cada cultivo por la lámina bruta, resultando un volumen bruto de ~~15448~~ $\times 10^3$ m³ de agua. Los resultados se muestran en el cuadro No. 4.6.2.3.

4.7 ENTRADAS AL VASO

El régimen del río restablecido hasta la estación hidrométrica Refugio Salcido, fué trasladado al sitio de proyecto, por lo que los volúmenes de entradas en régimen-virgen se estimaron considerando la siguiente fórmula, lo cual se deduce a continuación:



$$C_t = \frac{E_t}{A_t P_t} \quad \text{--- (1)} \quad C_1 = \frac{E_1}{A_1 P_1} \quad \text{--- (2)}$$

Donde:

$$A_t = A_1 + A_2$$

C_t = Coeficiente de escurrimiento en la estación Refugio Salcido

C_1 = Coeficiente de escurrimiento hasta el sitio de proyecto

E_t = Escurrimiento en la estación Refugio Salcido

E_1 = Escurrimiento en el sitio de proyecto

A_t = Area hasta la estación Refugio Salcido

A_1 = Area hasta el sitio de proyecto

P_t = Precipitación media en la estación Refugio Salcido

P_1 = Precipitación media en el sitio de proyecto

Suponiendo que el coeficiente de escurrimiento en la estación Refugio Salcido es igual al coeficiente de escurrimiento en el sitio de proyecto se hace la siguiente igualdad:

$$C_t = C_1 \text{ - - - - - (3)}$$

Sustituyendo en (3) la ecuación (1) y (2) tenemos:

$$\frac{E_t}{A_t P_t} = \frac{E_1}{A_1 P_1} \text{ - - - - (4)}$$

Dado que el escurrimiento que se busca es en el sitio de proyecto, se despeja E_1 :

$$E_1 = A_1 P_1 \left(\frac{E_t}{A_t P_t} \right) \quad \begin{array}{l} A_t \text{ ----- } 100\% \\ A_1 \text{ ----- } x \end{array} \Rightarrow X = \frac{A_1}{A_t} \%$$

$$E_1 = E_t \left(\frac{A_1}{A_t} \right) \left(\frac{P_1}{P_t} \right) \text{ - - - - - (5)}$$

Con base en estudios realizados se obtuvieron valores empíricos de 0.9 y 1.2 para ajustar tanto la relación de áreas como la relación de precipitación respectivamente quedando la fórmula (5) de la siguiente manera:

$$E_1 = E_t \left(\frac{A_1}{A_t} \right)^{0.9} \left(\frac{P_1}{P_t} \right)^{1.2}$$

La fórmula anterior fué la que se consideró para trasladar los escurrimientos de la estación Refugio Salcido hasta el sitio de proyecto, dándonos un escurrimiento medio de 54.68 M m³. En el cuadro No. 4.7.1 se muestran los valores estimados y en la gráfica No. 4.7.2 su representación.

REGIMEN DE ESCURRIMIENTOS (VIRGEN)
DEL RIO SANTIAGO BAYACORA, HASTA LA ESTACION
REFUGIO SALCIDO EN m^3

Cuadro No. 4.1.1

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1943	.5	.6	.1	0	0.01	5.6	9.3	3.3	89.7	41.6	1.7	0.6	153.01
1944	.5	.04	1.5	.2	0.03	0	0.5	27.5	46.1	3.8	4.6	1.6	86.37
1945	0.1	0.03	0.03	0.02	0.01	0	17.1	8.6	5.7	4.5	0.02	0.03	36.14
1946	0.04	0.03	0.03	0.02	0	0	6.7	0.9	6.4	9.4	0.3	0.3	24.12
1947	3.8	0.02	0.02	0.02	0.01	0.06	0.03	19.3	36.3	1.1	0.03	.02	60.71
1948	.8	.6	.9	.01	0	0	17.3	9.9	25.5	5.1	1.6	.7	62.41
1949	.2	.3	.3	0	0	.7	9.3	11.7	9.6	5.4	1.1	.8	39.40
1950	1.3	.2	.3	.3	0	0	1.0	3.1	2.8	1.1	.1	0	10.20
1951	0	0	.1	.1	.1	.1	6.2	10.9	37.5	.6	.8	.2	56.60
1952	.2	.3	.1	.1	0	0	1.1	2.9	.4	0	0	0	5.10
1953	.01	2.6	1.7	.4	.2	.09	2.1	2.2	27.6	22.2	1.0	.4	60.50
1954	.3	.1	.2	.2	0	.2	2.4	15.5	4.0	1.9	.7	.3	25.80
1955	.7	.4	.2	.06	0	0	3.0	56.9	40.9	28.4	1.5	.9	132.96
1956	.5	.3	.2	.02	0	0	.4	3.2	3.1	.3	.7	.1	8.32
1957	.1	.1	.03	0	0	0	0	1.1	.2	3.1	.9	.3	6.53
1958	.3	.2	.4	.1	0	1.6	5.5	20.4	25.0	32.0	6.8	2.4	97.70
1959	1.7	.5	.3	.2	.1	.2	4.3	43.6	5.0	18.2	3.7	1.3	79.10
1960	1.4	.4	.1	.1	0	0	.2	5.4	11.0	1.2	.7	.4	20.90
1961	.6	.5	.2	.07	9	0	9.7	17.3	16.5	8.6	1.3	.7	50.22
1962	.5	.2	.1	.02	0	0	.2	.6	7.2	7.7	.7	.5	8.32
1963	1.4	.3	.1	.03	0	0	6.3	21.1	78.6	15.2	1.8	4.3	129.13
1964	.9	.9	.2	.09	.97	.5	2.3	17.3	41.2	9.9	.9	1.1	75.81
1965	.6	.4	.2	.06	0	0	.3	3.0	14.4	4.0	.4	.5	23.86
1966	.7	2.9	.3	.1	.78	.2	3.6	65.4	45.4	7.2	1.5	1.2	132.88
1967	2.5	1.0	.2	0	0	0	9.6	98.6	49.4	5.1	1.3	.4	161.90
1968	.3	.7	2.6	.7	.1	.06	12.7	19.6	119.9	12.4	.1	2.4	178.46
1969	2.8	.8	.1	0	0	0	2.1	1.8	9.2	5.1	.6	1.6	24.70
1970	3.2	1.4	.1	0	0	0	1.3	6.4	54.2	19.4	1.1	.5	88.50
1971	.1	0	0	0	0	.9	4.9	13.2	10.3	11.9	1.0	.6	43.40
1972	.5	.4	.1	.04	9	.4	.7	.5	4.2	1.0	13.5	1.3	22.24
1973	.2	.4	.2	.07	0	4.1	13.4	144.1	19.5	3.7	.7	0	186.37
1974	0	0	0	.2	.1	0	.6	4.4	31.0	14.4	.9	1.9	53.50
1975	1.2	.3	.1	0	0	0	.9	54.8	11.2	1.7	.8	.4	69.20
1976	.4	.4	.07	0	0	.4	52.2	18.5	32.5	11.8	3.6	5.3	136.77
1977	4.9	.8	.1	0	0	0	2.4	4.3	11.1	.8	.4	.7	25.00
1978	.3	.2	.1	0	0	0	.6	5.0	34.3	19.5	.7	0	65.90
1979	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	23.90
1980	0	0	0	0	0	0	.5	4.7	5.0	1.7	0	0	13.20
SUMA	53.55	18.32	11.72	1.18	.76	22.51	211.23	776.11	921.21	340.0	65.05	33.05	2480.13
PROM.	.88	.48	.21	.02	.01	.41	3.54	13.47	15.21	5.99	1.71	.87	65.26

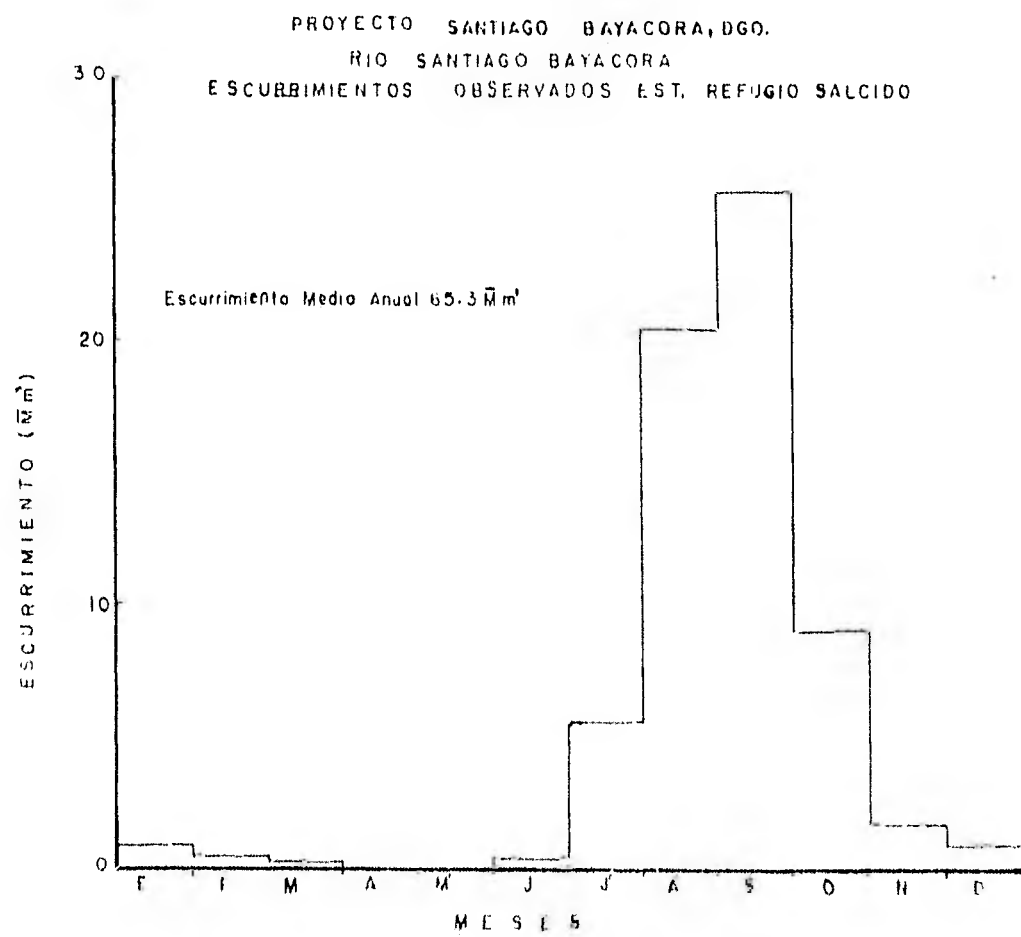


grafico no. 4.1.2

PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, DGO.
 PRECIPITACIONES MENSUALES
 EN EL PUEBLITO Y DURANGO
 (mm)

CUADRO No. 4.21

MESES AÑO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
1943	17.2	0.0	0.0	4.4	2.0	146.8	101.9	42.7	211.3	79.5	5.0	12.0	623.8
1944	4.3	12.6	33.3	0.0	3.7	17.3	87.0	121.1	72.6	16.9	21.3	1.0	391.1
1945	17.9	16.0	0.0	0.0	19.1	6.0	154.8	100.8	6.6	28.5	2.0	0.2	351.9
1946	45.5	0.0	0.0	2.8	7.3	39.9	94.2	52.3	118.8	42.7	30.0	20.5	454.0
1947	16.5	0.0	0.0	0.0	0.0	45.5	152.6	90.1	76.8	3.6	0.3	13.8	399.8
1948	8.0	9.4	0.0	5.6	3.6	99.9	195.8	68.9	111.1	6.2	9.9	0.0	468.4
1949	2.0	0.5	0.0	0.0	1.0	62.7	121.1	43.9	80.2	14.5	0.0	19.3	345.2
1950	0.0	2.3	1.9	0.0	12.0	18.3	94.5	95.4	74.5	10.3	0.0	0.0	309.2
1951	3.6	0.0	2.0	0.5	0.0	39.0	64.0	95.5	90.5	35.2	9.5	8.5	348.4
1952	0.0	0.0	0.0	3.5	5.0	61.0	66.6	46.1	50.0	0.0	0.0	5.0	237.7
1953	0.0	68.0	0.0	3.0	4.5	20.8	94.5	74.9	52.6	67.5	0.0	31.0	416.8
1954	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	28.5	82.7	81.0	16.5	25.2	0.0	0.0	233.9
1955	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	39.2	83.4	106.6	140.4	46.2	4.5	0.0	426.3
1956	0.0	0.0	0.0	11.0	36.0	34.0	48.0	142.0	38.3	2.5	18.0	4.5	334.3
1957	0.0	8.7	8.7	0.0	0.5	19.0	44.7	34.5	47.5	59.5	1.2	2.5	226.8
1958	15.0	5.1	12.0	5.5	1.0	171.3	68.8	173.9	84.5	100.2	26.2	21.0	684.5
1959	3.0	3.5	0.0	12.0	10.3	39.3	121.8	119.5	31.0	81.5	10.0	5.0	437.3
1960	5.2	1.0	0.0	0.0	0.0	29.8	155.0	75.0	31.5	39.4	0.0	12.9	349.8
1961	33.8	0.0	0.0	13.0	3.4	78.5	210.6	90.7	63.0	12.0	0.0	3.0	508.0
1962	14.4	0.0	0.0	7.2	0.0	57.1	35.3	63.7	47.0	31.5	0.1	49.1	296.9
1963	0.0	0.0	0.0	6.4	21.5	73.3	155.2	136.1	231.9	39.0	0.2	24.7	603.3
1964	7.5	0.0	2.4	0.0	11.2	48.0	124.0	168.2	106.1	20.2	1.0	12.8	507.4
1965	8.5	9.4	0.0	8.5	1.0	45.2	79.0	104.3	190.9	8.7	8.9	41.3	415.9
1966	9.6	14.5	0.0	19.3	22.5	104.6	123.7	219.3	86.7	25.5	44.3	29.1	699.1
1967	19.3	1.5	2.2	1.5	8.0	86.9	141.3	184.6	63.1	21.0	0.0	28.5	548.4
1968	1.0	21.2	82.0	0.8	1.5	3.4	209.8	101.7	223.1	6.2	10.0	36.0	694.6
1969	2.0	13.5	0.0	0.0	0.0	49.0	85.7	56.5	80.0	48.5	26.5	58.1	413.8
1970	13.0	44.2	2.0	0.0	0.7	124.1	67.0	79.9	115.0	31.0	3.5	0.0	470.5
1971	17.5	0.0	0.0	0.0	8.0	96.2	52.6	163.3	104.7	51.0	0.0	4.5	502.3
1972	13.5	0.0	0.0	0.0	27.5	50.7	61.4	55.6	66.7	10.7	68.0	19.5	321.6
1973	20.5	21.7	0.0	0.5	16.3	104.0	149.4	343.5	75.5	18.5	0.0	6.4	756.4
1974	7.5	0.0	0.3	0.0	28.1	36.0	107.4	196.0	124.3	1.5	0.0	59.6	470.9
1975	15.0	0.0	0.0	0.0	0.7	16.5	126.5	121.5	24.5	27.0	0.0	16.5	343.2
1976	2.0	0.0	0.0	6.9	5.9	101.5	218.0	126.5	192.0	18.0	62.4	26.0	757.5
1977	23.5	0.0	0.0	1.9	0.0	42.5	95.0	117.5	47.0	73.9	0.0	0.0	435.0
1978	0.0	8.5	0.0	0.0	0.0	25.5	117.5	160.0	126.5	65.5	0.0	14.0	517.0
1979	20.3	0.0	0.0	0.0	0.0	14.5	80.4	197.4	33.0	0.0	0.0	13.5	358.8
1980	9.5	10.5	0.0	0.0	0.0	39.0	62.5	127.8	126.0	55.2	17.0	15.0	462.5
TOTAL	176.3	272.1	147.3	113.0	167.0	2159.7	4680.2	1273.9	1867.9	129.8	264.9	611.9	17764.1
Media	9.90	7.16	3.58	2.97	4.03	56.83	107.47	41.47	80.99	4.42	3.74	16.10	454.47

PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, DGO.
 EVAPORACIONES MENSUALES EN mm.
 EN DURANGO Y EL PUEBLITO

Cuadro No. 4.2.2

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1943	187.0	197.5	317.3	324.0	372.4	216.0	216.0	227.1	141.1	146.1	137.5	125.6	2693.5
1944	141.0	202.0	274.6	342.2	334.1	284.4	234.2	197.6	153.4	143.2	129.3	116.4	2555.0
1945	157.1	193.9	323.5	355.6	342.7	337.5	196.1	181.9	199.6	162.7	164.8	147.1	2762.5
1946	174.0	159.2	300.4	295.1	353.7	251.8	194.9	225.6	171.3	171.6	149.8	120.4	2568.3
1947	164.0	195.4	284.1	313.5	331.0	260.2	193.7	182.0	160.9	164.6	168.6	142.2	2569.2
1948	164.0	195.4	284.1	313.5	331.0	260.2	193.7	182.0	160.9	164.6	168.9	165.4	2573.7
1949	158.9	157.4	272.1	289.0	317.9	216.7	184.4	178.1	136.9	150.8	144.4	123.9	2339.5
1950	151.8	157.2	263.4	281.5	290.1	247.3	150.7	197.5	160.1	174.0	151.1	142.2	2366.9
1951	152.6	189.4	245.2	296.2	346.9	276.7	199.0	166.9	192.0	153.7	176.6	140.9	2534.9
1952	182.5	215.5	254.9	286.7	319.8	225.5	206.9	224.1	225.3	186.7	169.3	117.8	2615.0
1953	161.9	151.9	228.7	230.1	305.3	301.0	168.2	204.4	199.3	141.8	150.0	124.5	2367.1
1954	150.1	128.4	191.7	207.3	245.0	217.5	182.4	185.6	199.7	136.7	160.3	138.2	2127.4
1955	159.5	199.7	235.6	251.5	245.9	224.0	128.1	101.6	179.0	159.2	170.7	145.0	2209.8
1956	156.4	203.8	221.4	239.7	222.6	272.4	173.5	104.3	152.4	217.6	178.6	143.8	2241.3
1957	173.9	187.6	239.1	328.3	348.5	306.0	257.9	231.5	199.9	154.8	130.1	140.6	2739.7
1958	125.9	162.7	262.1	289.3	301.1	114.5	168.7	202.5	151.3	111.4	194.1	164.9	2079.5
1959	142.2	167.0	233.8	237.9	264.9	294.6	193.6	169.4	145.0	140.6	114.5	148.2	2279.3
1960	154.1	237.3	285.1	289.7	351.4	290.3	135.2	172.5	175.0	205.8	192.2	129.2	2599.9
1961	121.0	191.1	265.5	264.5	391.5	213.7	125.3	131.1	162.7	161.6	194.4	129.6	2393.6
1962	187.6	232.6	321.9	327.8	395.4	337.3	278.3	222.7	159.7	163.7	180.1	193.9	2868.8

PROYECTO SANTIAGO BAYACOPA, DGO.
 EVAPORACIONES MENSUALES EN mm.
 EN DURANGO Y EL PUEBLITO

Continuación Cuadro No.4.2.2

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1963	190.1	212.7	345.9	353.6	334.0	278.7	204.5	172.5	137.3	162.3	157.3	114.8	2653.7
1964	164.8	256.1	337.2	395.8	351.0	231.3	211.7	204.5	144.4	140.5	156.3	160.9	2754.5
1965	152.5	181.0	329.9	336.9	395.6	339.1	217.5	192.7	164.5	182.6	168.7	113.2	2774.4
1966	134.6	177.0	266.2	297.1	280.7	270.1	117.9	170.4	149.3	139.8	153.4	144.3	2400.8
1967	146.3	192.4	276.5	343.1	346.0	236.6	168.5	156.9	117.2	137.8	173.1	142.0	2436.4
1968	150.8	162.1	238.2	271.3	345.0	283.9	163.0	155.1	112.2	154.9	172.1	124.0	2332.6
1969	177.6	189.4	287.1	319.4	357.5	334.9	211.6	214.9	151.8	182.0	168.4	161.4	2758.0
1970	174.9	171.7	292.1	390.2	350.4	246.4	201.6	189.7	116.7	223.8	178.0	192.1	2727.2
1971	204.0	261.6	324.7	344.5	350.8	238.6	211.3	155.3	150.9	139.3	192.0	180.7	2753.7
1972	155.4	214.8	296.9	393.7	369.9	251.3	229.9	207.4	181.0	201.8	185.3	154.9	2842.3
1973	188.4	183.0	376.6	363.7	334.7	310.9	212.5	154.3	143.4	160.9	210.7	183.1	2822.1
1974	209.0	233.5	297.1	359.2	380.0	325.5	231.2	211.3	155.9	162.0	166.3	150.5	2883.5
1975	161.7	220.4	372.1	401.6	380.6	297.5	223.8	163.4	166.2	197.6	194.1	144.5	2923.5
1976	161.2	226.5	331.6	359.7	383.9	265.4	168.2	199.9	136.9	151.7	109.7	97.4	2590.8
1977	157.7	199.4	347.1	298.3	331.2	234.7	208.9	214.1	193.9	185.9	185.2	204.7	2761.1
1978	203.2	193.8	293.3	361.3	393.9	394.4	251.4	196.4	140.0	139.9	189.8	167.7	2855.6
1979	190.9	191.9	317.1	308.2	374.9	301.6	261.4	191.3	196.5	272.3	216.6	158.6	3041.9
1980	200.4	209.1	346.9	344.6	415.4	359.5	216.0	211.4	181.4	160.7	155.1	148.4	2997.8
SUMA	6299.6	7406.9	10979.4	12000.7	12785.8	10076.6	8468.7	7050.2	6175.8	6294.0	6440.3	5424.1	98456.8
PROM.	165.8	194.9	288.7	312.4	336.5	275.2	219.1	185.1	162.5	165.6	166.8	142.7	2581.8

PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, DGO.
EVAPORACIONES NETAS EN mm.

CUADRO No 4 2 3

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1943	128.5	152.1	244.3	245.5	284.0	34.2	75.3	136.6	-81.6	41.0	97.5	85.9	1443.4
1944	105.1	144.2	181.4	263.5	54.0	203.4	102.0	44.7	52.8	95.1	80.4	89.7	1615.3
1945	104.9	134.9	249.1	273.	246.7	254.5	11.7	49.3	147.8	99.6	125.1	113.0	1810.4
1946	93.0	122.6	231.3	224.7	265.7	158.0	65.3	126.6	25.4	93.7	86.3	74.3	1568.9
1947	111.4	150.5	218.8	241.4	254.4	159.4	11.8	59.0	54.3	123.5	129.5	97.1	1511.6
1948	119.1	141.9	218.7	236.4	251.7	110.5	17.9	78.1	23.9	121.1	113.4	127.9	1560.1
1949	120.6	120.8	209.5	222.5	243.9	110.5	33.0	97.6	33.2	103.0	111.2	78.0	1483.8
1950	116.9	118.9	201.1	216.8	212.6	173.9	31.0	66.2	56.3	124.7	116.3	109.5	1544.2
1951	114.3	145.9	187.0	227.7	267.1	177.6	95.6	42.4	66.3	86.3	126.9	100.9	1638.2
1952	140.5	165.9	196.3	217.7	241.7	118.7	99.4	131.1	128.0	143.8	130.4	86.2	1799.7
1953	124.6	55.7	176.1	174.5	231.0	213.1	44.4	90.0	106.2	58.5	115.5	68.0	1447.6
1954	115.6	93.9	147.6	154.6	188.7	141.9	66.0	70.0	131.9	82.6	123.4	106.4	1427.6
1955	130.5	153.8	181.4	193.7	185.7	137.2	21.7	-17.7	11.4	81.0	127.4	111.7	1317.8
1956	120.4	160.8	170.5	174.7	139.0	179.1	51.9	-47.6	82.8	165.4	121.3	106.6	1424.9
1957	133.9	136.6	176.3	253.2	267.9	218.5	158.4	147.3	104.2	65.6	137.6	106.0	1905.5
1958	83.4	120.7	183.3	210.8	230.9	-66.0	68.0	- .6	40.5	- 4.4	56.0	61.9	985.1
1959	106.8	125.4	180.0	172.4	194.7	121.7	39.5	21.9	106.8	34.9	109.2	109.6	1322.9
1960	113.9	182.2	219.5	215.8	270.6	127.4	-35.4	69.2	103.6	123.0	144.1	81.0	1617.3
1961	62.8	147.1	204.4	191.7	229.1	93.8	-92.6	20.0	68.2	113.6	149.8	128.7	1316.6
1962	131.4	179.1	247.4	245.4	296.8	208.3	159.4	114.2	79.9	95.4	141.7	43.2	1942.2
1963	146.3	163.8	266.3	266.5	237.9	148.5	17.8	10.3	-103.0	82.2	120.9	66.2	1423.8
1964	120.2	197.2	257.4	304.8	260.1	134.9	51.4	6.1	15.7	90.0	119.5	107.0	1664.3
1965	109.7	130.9	254.0	251.7	303.7	220.5	96.4	54.1	35.9	133.2	121.9	50.0	1762.0
1966	95.0	123.2	205.0	211.4	195.8	113.9	56.5	-66.2	38.0	84.7	78.2	84.9	1220.4
1967	95.3	146.7	211.0	262.8	259.2	104.0	11.1	-45.3	33.4	87.2	133.3	83.7	1382.4
1968	115.2	105.7	199.6	208.2	264.4	215.6	-62.4	27.9	-113.5	113.7	123.5	63.1	1171.0
1969	134.9	133.7	221.1	245.9	275.3	213.8	87.4	114.7	44.9	96.4	111.2	72.0	1751.3
1970	123.0	92.4	223.1	300.4	269.2	78.0	94.6	83.1	-13.6	144.4	133.9	147.9	1676.4
1971	141.4	201.4	250.0	265.3	267.9	97.1	115.4	-27.4	22.0	56.9	147.8	135.0	1657.8
1972	107.5	165.4	228.6	303.7	260.1	147.9	121.7	109.7	79.4	145.8	81.5	101.7	1853.0
1973	126.6	121.5	290.0	279.6	243.0	145.8	29.1	-190.4	42.3	107.3	162.7	135.2	1492.2
1974	154.1	179.8	228.1	276.6	267.3	218.2	82.9	67.3	8.4	123.4	128.1	62.2	1796.5
1975	111.0	169.7	286.5	309.2	292.5	214.7	58.4	10.5	196.0	127.8	149.5	96.4	1937.7
1976	122.3	174.4	255.3	271.6	290.4	113.0	-66.7	39.7	-67.4	100.6	28.3	51.6	1375.1
1977	100.3	153.5	267.3	228.3	255.0	101.9	75.4	63.7	111.5	77.4	142.6	152.6	1234.5
1978	156.5	141.5	225.6	294.0	303.3	211.2	87.8	7.2	-6.0	48.8	146.7	116.5	1733.5
1979	129.0	147.7	244.2	283.5	288.7	219.2	128.9	-29.9	121.6	209.7	166.8	110.0	1819.4
1980	145.7	151.5	267.1	265.3	220.0	240.9	144.1	42.8	26.2	74.0	109.6	130.5	1892.0
SUMA	4511.6	5458	8314.4	9185.6	9605	6815.1	2154.1	1507.7	1727.1	3741.1	4549.6	3066	8274.8

PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, UGO. RIO SANTIAGO BAYACORA					CUENCA GRAL. SANTIAGO		E.D.O. DUFARCO			
CALCULO DE EVAPORACION NETA					CORRIENTE SANTIAGO		COEF. CALCULADO 10 %			
					VASO SANTIAGO BAYACORA		COEF. ESTIMADO 10 %			
AÑO	PRECIPITACION		EVAPORACION		AÑO	PRECIPITACION		EVAPORACION		
	Observado	Estimado	Observado	Estimado		Observado	Estimado	Observado	Estimado	
	1	2	3	4	5=4-2	1	2	3	4	5=4-2
1943	17.2	15.5	187.0	144.0	128.5	95.5	41.0	174.0	134.0	93.0
	0	0	197.5	152.1	152.1	0	0	159.0	122.6	122.6
	0	0	317.3	244.1	244.1	0	0	308.9	231.3	231.3
	4.4	4.0	324.0	249.5	245.5	2.8	3.5	292.1	227.2	224.7
	3.0	2.7	372.4	286.2	214.0	2.1	6.6	353.2	272.3	265.7
	136.8	132.1	216.0	166.4	34.2	79.9	35.9	251.8	193.9	158.0
	101.9	91.7	216.9	167.0	75.3	93.2	39.0	194.9	150.1	65.3
	43.7	38.4	227.1	175.0	146.6	52.3	47.1	225.6	173.7	126.6
	211.3	150.2	191.1	108.0	81.6	118.9	106.2	171.8	132.3	25.4
	79.5	71.5	146.1	112.5	41.0	42.7	38.4	121.6	132.1	93.7
	5.0	4.5	132.5	102.0	27.1	30.0	27.0	149.0	115.3	74.3
	12.0	10.0	173.6	146.7	86.9	30.5	18.6	120.4	92.7	74.3
1944	63.5	561.4	2603.5	2004.7	1433.7	353.0	408.8	2568.3	1977.8	1568.9
	4.3	3.9	141.6	102.0	109.1	11.5	14.9	161.3	125.3	111.3
	12.6	11.3	202.0	155.9	149.2	0	0	191.4	150.5	150.5
	33.2	30.0	274.6	211.4	161.3	0	0	269.1	218.8	218.8
	0	0	343.2	263.5	261.5	0	0	311.5	241.4	241.4
	2.7	1	334.1	257.3	253.0	0.6	0.5	331.0	254.9	254.4
	17.3	12.8	313.4	219.0	201.3	33.5	41.3	260.3	200.4	159.1
	37.0	20.8	288.6	180.7	169.9	192.6	172.3	197.7	189.1	111.0
	121.1	102.0	194.6	159.7	111.3	38.1	31.1	182.0	140.1	59.0
	72.0	62.1	182.4	118.1	112.8	76.6	60.1	180.9	121.9	59.8
	16.2	15.8	193.2	110.1	111.1	1.0	1.2	184.8	126.7	123.5
	25.3	15.8	129.2	92.0	80.2	0.3	0.3	188.0	129.8	129.5
1.0	0.9	116.4	87.8	88.3	0.1	0.1	122.8	101.3	97.1	
191.1	192.0	2285.0	1867.3	1411.3	199.0	159.0	2680.2	1871.3	1611.0	
1944	12.4	10.1	144.1	144.9	144.9	0	0	164.0	162.3	162.3
	16.0	14.1	191.6	144.9	144.9	0	0	195.4	150.4	150.4
	0	0	203.2	214.1	214.1	0	0	214.1	218.7	218.7
	0	0	243.2	244.1	244.1	0	0	244.1	241.4	241.4
	19.1	17.7	243.4	244.9	244.9	0	0	243.5	241.4	236.3
	6.0	5.3	243.2	244.9	244.9	2.7	1.7	241.0	234.9	231.7
	154.2	137.3	118.1	111.0	111.0	94.9	85.9	260.3	200.4	110.5
	100.3	20.7	111.7	111.0	111.0	107.3	171.2	123.2	149.1	17.9
	6.6	6.2	111.6	111.0	111.0	0	0	122.0	140.1	78.1
	72.5	24.2	111.6	111.0	111.0	111.1	109.0	189.9	121.9	72.9
	2.0	1.7	111.6	111.0	111.0	0.3	0.4	164.4	126.7	121.1
	0	0	111.6	111.0	111.0	0	0	164.4	126.7	121.1
361.9	311.3	2727.8	2219.1	1788.1	361.9	311.3	2727.8	1781.7	1466.1	

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION

TABLA NUM. 1

Asoleamiento.- Porcentajes de horas-luz diurna para cada mes en
relación al número total en el año y a la latitud del lugar

Latitud Norte	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	N	D
15°	7.89	7.11	8.38	8.46	9.03	8.79	9.11	8.79	8.30	8.22	7.73	7.59
16°	7.66	7.39	8.38	8.47	9.06	8.54	9.14	8.83	8.30	8.20	7.69	7.84
17°	7.62	7.37	8.58	8.49	9.09	8.66	9.17	8.88	8.29	8.18	7.66	7.79
18°	7.79	7.35	8.37	8.50	9.12	8.95	9.20	8.93	8.29	8.16	7.62	7.74
19°	7.75	7.32	8.27	8.51	9.15	8.98	9.23	8.97	8.28	8.14	7.59	7.65
20°	7.72	7.31	8.37	8.53	9.18	8.92	9.25	9.02	8.28	8.12	7.55	7.64
21°	7.69	7.28	8.37	8.54	9.21	8.87	9.31	9.03	8.28	8.10	7.52	7.59
22°	7.56	7.27	8.37	8.55	9.24	8.81	9.36	9.04	8.26	8.09	7.49	7.54
23°	7.57	7.26	8.36	8.57	9.27	8.80	9.41	9.06	8.28	8.07	7.45	7.49
24°	7.58	7.24	8.36	8.59	9.30	8.79	9.45	9.08	8.28	8.06	7.42	7.44
25°	7.55	7.22	8.36	8.60	9.33	8.78	9.50	9.09	8.28	8.04	7.39	7.39
26°	7.52	7.16	8.36	8.63	9.36	8.74	9.54	9.10	8.29	8.04	7.39	7.39
27°	7.50	7.14	8.35	8.66	9.39	8.73	9.57	9.16	8.27	8.03	7.30	7.30
28°	7.29	7.11	8.35	8.69	9.42	8.69	9.58	9.17	8.29	7.95	7.30	7.31
29°	7.38	7.05	8.35	8.72	9.45	8.68	9.62	9.15	8.35	7.95	7.30	7.22
30°	7.28	7.02	8.34	8.74	9.48	8.65	9.65	9.23	8.34	7.94	7.21	7.13
31°	7.28	7.00	8.33	8.76	9.51	8.64	9.68	9.22	8.35	7.93	7.20	7.12
32°	7.26	6.98	8.33	8.74	9.53	8.63	9.71	9.30	8.33	7.93	7.12	7.04

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION

TABLA NUM. 2

Valores de la función $t = 4.572 t' + 81.20$, donde t' en grados centígrados
para aplicarse en la fórmula $f = \frac{P \cdot t}{100}$ de Blaney y Criddle

t' en °C	V a l o r e s d e t									
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.0	81.3	81.7	82.2	82.7	83.1	83.6	84.0	84.5	84.9	85.3
1.0	85.9	86.3	86.8	87.2	87.7	88.1	88.6	89.1	89.5	89.9
2.0	90.3	90.7	91.2	91.6	92.1	92.5	93.0	93.4	93.9	94.3
3.0	95.0	95.4	95.9	96.3	96.8	97.2	97.7	98.1	98.6	99.0
4.0	99.0	99.5	100.0	100.4	100.9	101.3	101.8	102.2	102.7	103.1
5.0	103.1	103.6	104.1	104.5	105.0	105.4	105.9	106.3	106.8	107.2
6.0	108.7	109.2	109.6	110.1	110.5	111.0	111.4	111.9	112.3	112.8
7.0	113.1	113.6	114.0	114.5	114.9	115.4	115.8	116.3	116.7	117.2
8.0	117.3	117.8	118.2	118.7	119.1	119.6	120.0	120.5	120.9	121.4
9.0	122.5	123.0	123.4	123.9	124.3	124.8	125.2	125.7	126.1	126.6
10.0	127.0	127.5	127.9	128.4	128.8	129.3	129.7	130.2	130.6	131.1
11.0	131.5	132.0	132.4	132.9	133.3	133.8	134.2	134.7	135.1	135.6
12.0	136.1	136.6	137.0	137.5	137.9	138.4	138.8	139.3	139.7	140.2
13.0	140.7	141.2	141.6	142.1	142.5	143.0	143.4	143.9	144.3	144.8
14.0	145.3	145.8	146.2	146.7	147.1	147.6	148.0	148.5	148.9	149.4
15.0	149.9	150.4	150.8	151.3	151.7	152.2	152.6	153.1	153.5	154.0
16.0	154.5	155.0	155.4	155.9	156.3	156.8	157.2	157.7	158.1	158.6
17.0	159.1	159.6	160.0	160.5	160.9	161.4	161.8	162.3	162.7	163.2
18.0	163.7	164.2	164.6	165.1	165.5	166.0	166.4	166.9	167.3	167.8
19.0	168.1	168.6	169.1	169.5	170.0	170.4	170.9	171.3	171.8	172.3
20.0	172.7	173.2	173.6	174.1	174.5	175.0	175.4	175.9	176.3	176.8
21.0	177.3	177.8	178.2	178.7	179.1	179.6	180.0	180.5	180.9	181.4
22.0	181.9	182.4	182.8	183.3	183.7	184.2	184.6	185.1	185.5	186.0
23.0	188.3	188.8	189.2	189.7	190.1	190.6	191.0	191.5	191.9	192.4
24.0	191.5	192.0	192.4	192.9	193.3	193.8	194.2	194.7	195.1	195.6
25.0	196.1	196.6	197.0	197.5	197.9	198.4	198.8	199.3	199.7	200.2
26.0	200.7	201.2	201.6	202.1	202.5	203.0	203.4	203.9	204.3	204.8
27.0	209.3	209.8	210.2	210.7	211.1	211.6	212.0	212.5	212.9	213.4
28.0	213.9	214.4	214.8	215.3	215.7	216.2	216.6	217.1	217.5	218.0
29.0	218.5	219.0	219.4	219.9	220.3	220.8	221.2	221.7	222.1	222.6

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION

TABLA NUM. 3

Valores del Coeficiente (K) estacional para diversos Cultivos.

C U L T I V O	DURACION NORMAL DEL PERIODO DE DESARROLLO DE LOS CULTIVOS	COEFICIENTE (K) DE USO CONSERVATIVO					
		LLUVIA					
		≤ 500	500-750	750-1000	1000-1500	1500-2000	> 2000
Algodón, Flores, Sempasúchil	2 meses	0.70	0.63	0.65	0.63	0.60	0.57
Arroz	3 a 5 meses	0.70	0.63	0.65	0.63	0.60	0.57
Cacao, Café	Año Completo	0.80	0.78	0.75	0.73	0.70	0.67
Caña de Azúcar	Año Completo	0.90	0.88	0.85	0.83	0.80	0.77
Cereales Pequeños (Alpiste, Avena, Trigo, Cobada)	3 a 4 meses	0.85	0.83	0.80	0.78	0.75	0.72
Cártilas (Palma)	Año Completo	0.85	0.77	0.73	0.69	0.65	0.61
Cártilas, Habas, Frijol, etc.	2 a 4 meses	0.70	0.68	0.65	0.63	0.60	0.57
Cañadizo, Paja	Año Completo	0.70	0.69	0.68	0.67	0.65	0.63
Hortalizas (chile, Ejote, Melón, Salsifí, Estragalo)	2 a 4 meses	0.70	0.68	0.65	0.63	0.60	0.57
Tomate	4 meses	0.70	0.67	0.66	0.67	0.65	0.63
Linaza	7 a 8 meses	0.85	0.75	0.75	0.75	0.70	0.67
Maca	4 meses	0.85	0.83	0.80	0.77	0.75	0.72
Melón, Jicama, Papa, Yuca	3 a 5 meses	0.75	0.73	0.70	0.68	0.65	0.62
Maíz de Azúcar	6 meses	0.75	0.73	0.70	0.68	0.65	0.62
Semillas oleaginosas (Ajonjolí, Cacahuete, Sésamo)	3 a 5 meses	0.75	0.73	0.70	0.68	0.65	0.62
Sesuvio, Veza	4 a 5 meses	0.85	0.77	0.75	0.73	0.70	0.67
Telapú	4 meses	0.80	0.78	0.75	0.73	0.70	0.67
Vid	5 a 7 meses	0.60	0.58	0.55	0.53	0.50	0.47
FRUTALES							
Aguacate, Guayabo, Higuera, Hilo, Mamoy, Mango, Papayo, Tamarindo, Guarábano	Año Completo	0.55	0.54	0.53	0.52	0.50	0.48
Chirimoya, Marañón, Chicozapote, Anono	Año Completo	0.55	0.54	0.53	0.52	0.50	0.48

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION

TALLA NUM. 3

Valores del Coeficiente (K) Estacional para diversos Cultivos

C U L T I V O	DURACION NORMAL DEL PERIODO DE DESARROLLO DE LOS CULTIVOS	COEFICIENTE (K) DE USO CONSUNTIVO					
		LLUVIA	MEDIA		ANUAL EN M.M.		
		500	500-750	750-1000	1000-1500	1500-2000	> 2000
De hojas Caedizas (Chabacano, Ciruelo, Durazno, Granada, Manzano, Membrillo, Nuez de Mocal, Peral)	Entre Heladas	0.70	0.68	0.55	0.63	0.60	0.57
Arveja, Frijol	Año Completo	0.65	0.63	0.60	0.58	0.55	0.52
Alfalfa, Lino	Año Completo	0.75	0.73	0.70	0.68	0.65	0.62
Alfalfa	Año Completo	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75
P A S T U R A S							
Alfalfa, Jamaica	Entre Heladas	0.85	0.83	0.80	0.78	0.75	0.72
Alfalfa Blanco	Entre Heladas	0.85	0.84	0.83	0.82	0.80	0.78
Alfalfa, Tresa	Entre Heladas	0.90	0.88	0.85	0.83	0.80	0.77

TABLA 1008. 4

Boja 4 J

Periodo vegetativo en meses	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Cultivos
12	30	58	86	113	144	148	150	144	109	76	63	40	Frutales
11	35	62	90	122	146	150	147	135	106	78	48		
10	36	66	98	129	149	149	146	117	70	49			
9	34	70	107	139	156	146	128	76	50				
7	88	93	103	126	131	108	46						Bata
6	88	96	116	131	119	50							
5	89	101	126	126	58								
7	40	86	116	137	137	112	70						Resistencia y verdura (cabe y cajos)
6	44	96	129	148	128	71							
5	48	106	137	132	77								
4	56	122	137	85									
7	46	78	103	148	124	122	109						Jitomate
6	48	85	111	123	129	110							
5	52	94	118	123	112								
4	58	105	123	114									
10	79	79	94	106	116	119	119	114	90	78			Linón
9	49	62	82	104	123	111	112	121	93				Frutales
8	49	65	90	113	129	113	125	96					
7	50	69	99	122	132	128	100						
8	20	25	50	102	171	176	160	96					Legales
7	20	29	66	146	176	169	192						
6	20	44	89	174	173	109							
5	20	47	106	176	119								
7	37	109	134	141	127	94	65						Bata
6	43	119	146	137	109	67							
5	51	121	143	115	76								
5	60	89	109	134	106								Frutales
4	63	96	127	112									
10	79	79	94	106	116	119	119	114	90	78			Resistencia

DISTRIBUCION MENSUAL DE USO CONSUNTIVO
 APLICACION DEL METODO DE BLANEY-CRIDDLE, Y LA
 CURVA DE DESARROLLO DE CULTIVO

P R O Y E C T O S A N T I A G O B A Y A C O R A , U G O .

AREA 67.4'
 CULTIVO MAIZ Período de Desarrollo 1º Abril-31 Octubre
 CUENCA Coeficiente Global de Cultivo k. 0.83
 LATITUD 23°54'

Tabla No. 4.4.1.1

M E S	T °C	P	f	Kc	U.C. cm.	K ⁿ	U.C. cm.
ENERO							
FEBREAO							
MARZO							
ABRIL	19.30	8.599	14.572	.31	4.519	.9765	4.413
MAYO	21.70	9.377	16.834	.83	13.972	.9765	13.643
JUNIO	22.80	9.545	17.152	1.11	19.039	.9765	18.591
JULIO	21.40	9.495	17.008	1.19	20.240	.9765	19.764
AGOSTO	20.60	9.080	15.948	1.05	16.745	.9765	16.351
SEPTIEMBRE	19.80	8.240	14.226	.78	11.096	.9765	10.835
OCTUBRE	17.90	7.042	13.118	.54	7.084	.9765	6.917
NOVIEMBRE							
DICIEMBRE							
			108.86*		92.695		

f Temperatura
 P Porcentaje de insolación
 Kc coeficiente de desarrollo del cultivo
 U.C. Uso Consuntivo
 U.C. Uso Consuntivo Modificado

PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, DGO.
 (RIO SANTIAGO BAYACORA)
 PROGRAMA DE CULTIVOS
 USOS CONSUNTIVOS EN CM.

TABLA No 4.4.12

CULTIVOS	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	N	D	ANUAL
MAIZ				4.413	13.643	18.591	19.764	16.351	10.835	6.917			90.514
FRIJOL			8.650	9.767	11.783								30.200
TRIGO	5.352	8.243	13.423	16.409	15.417							3.653	62.497
ALFALFA	5.369	6.594	10.373	13.525	17.068	18.703	18.871	17.085	14.016	11.047	7.165	4.846	144.657
PAPA				6.471	10.794	13.537	14.765	13.609	10.249				69.500
FRUTALES		1.857	4.403	7.319	11.164	12.837	12.891	11.481	8.49	4.725	2.754		77.919
SORGO			3.776	13.359	19.531	15.386	9.121						61.172
HORTALIZAS			4.835	11.924	15.429	9.804							41.992
CHILE SECO		2.999	8.152	12.461	15.372	13.829	7.931						60.744
DOBLE CULTIVO HORTALIZAS								6.15	11.984	17.381	6.581		37.097

LLUVIA APROVECHABLE MENSUAL DETERMINADA EN FUNCION
DE LA LLUVIA Y DEL USO CONSUNTIVO-PROMEDIOS MENSUA
LES

CONTINUACION DE LA TABLA No 1511

H	USO CONSUNTIVO MENSUAL EN CMS.											
	8.5	9.0	9.5	10.0	10.5	11.0	11.5	12.0	12.5	13.0	13.5	14.0
1.27	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.0
1.5	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.2
2.0	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.6
2.5	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.9	1.9	1.9
3.0	2.1	2.1	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.3	2.3
3.5	2.5	2.5	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.7
4.0	2.8	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.1
4.5	3.2	3.2	3.2	3.2	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.4	3.4
5.0	3.5	3.5	3.5	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.7	3.7	3.8	3.8
5.5	3.8	3.9	3.9	3.9	3.9	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.1	4.1
6.0	4.2	4.2	4.2	4.3	4.3	4.3	4.3	4.4	4.4	4.4	4.5	4.5
6.5	4.5	4.5	4.6	4.6	4.6	4.7	4.7	4.7	4.8	4.8	4.9	4.9
7.0	4.8	4.8	4.9	4.9	5.0	5.0	5.1	5.1	5.1	5.1	5.2	5.3
7.5	5.1	5.1	5.2	5.3	5.3	5.4	5.4	5.4	5.5	5.5	5.6	5.6
8.0	5.4	5.4	5.5	5.6	5.6	5.7	5.7	5.8	5.8	5.9	6.0	6.0
8.5	5.7	5.7	5.8	5.9	5.9	6.0	6.1	6.1	6.2	6.2	6.3	6.3
9.0	6.0	6.0	6.1	6.2	6.2	6.3	6.4	6.5	6.5	6.6	6.7	6.7
9.5	6.2	6.3	6.4	6.5	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	6.9	7.0	7.0
10.0	6.5	6.6	6.7	6.8	6.8	6.9	7.0	7.1	7.2	7.2	7.3	7.3
10.5	6.8	6.9	7.0	7.1	7.1	7.2	7.3	7.4	7.5	7.5	7.6	7.6
11.0	7.1	7.2	7.3	7.3	7.4	7.5	7.6	7.7	7.8	7.9	8.0	8.0
11.5	7.4	7.4	7.5	7.6	7.7	7.8	7.9	8.0	8.1	8.2	8.3	8.3
12.0	7.6	7.7	7.8	7.9	8.0	8.1	8.2	8.3	8.4	8.5	8.6	8.6
12.5	7.8	7.9	8.0	8.1	8.2	8.3	8.4	8.5	8.6	8.7	8.8	8.8
13.0	7.9	8.1	8.2	8.4	8.5	8.7	8.8	8.9	9.0	9.1	9.2	9.3
13.5	8.0	8.2	8.5	8.7	8.8	9.0	9.1	9.2	9.3	9.4	9.5	9.6
14.0	8.1	8.4	8.7	8.9	9.1	9.3	9.4	9.5	9.6	9.7	9.8	9.9
14.5	8.2	8.5	8.8	9.1	9.4	9.7	9.7	9.8	9.9	10.0	10.1	10.2
15.0	8.3	8.7	9.1	9.4	9.8	9.8	9.9	10.1	10.2	10.3	10.4	10.5

LLUVIA APROVECHABLE MENSUAL DETERMINADA EN FUNCION
DE LA LLUVIA Y DEL USO CONSUNTIVO-PROMEDIOS MENSUA
LES

CONTINUACION DE LA TABLA No 4511

H	USO CONSUNTIVO MENSUAL EN CMS.												
	14.5	15.0	15.5	16.0	16.5	17.0	17.5	18.0	18.5	19.0	19.5	20.0	
1.27	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
1.5	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
2.0	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.8
2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.1	2.1	2.1	2.2	2.2	2.2
3.0	2.3	2.3	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.5	2.5	2.5	2.6	2.6	2.6
3.5	2.7	2.7	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.9	2.9	3.0	3.0	3.1	3.1
4.0	3.1	3.1	3.1	3.2	3.2	3.2	3.2	3.3	3.3	3.4	3.4	3.5	3.5
4.5	3.5	3.5	3.5	3.6	3.6	3.6	3.6	3.7	3.7	3.8	3.9	3.9	3.9
5.0	3.8	3.9	3.9	3.9	4.0	4.0	4.1	4.2	4.2	4.2	4.3	4.4	4.4
5.5	4.2	4.3	4.3	4.3	4.4	4.4	4.4	4.5	4.6	4.6	4.7	4.8	4.8
6.0	4.6	4.6	4.7	4.7	4.8	4.8	4.8	4.9	4.9	5.0	5.1	5.1	5.1
6.5	5.0	5.0	5.1	5.1	5.1	5.2	5.2	5.3	5.4	5.4	5.5	5.5	5.5
7.0	5.3	5.4	5.4	5.5	5.5	5.6	5.6	5.7	5.7	5.8	5.9	5.9	5.9
7.5	5.7	5.7	5.8	5.9	5.9	5.9	6.0	6.1	6.1	6.2	6.3	6.3	6.3
8.0	6.0	6.1	6.1	6.2	6.3	6.3	6.4	6.4	6.5	6.6	6.7	6.7	6.7
8.5	6.4	6.4	6.5	6.5	6.6	6.7	6.8	6.8	6.9	7.0	7.1	7.1	7.1
9.0	6.7	6.8	6.8	6.9	7.0	7.1	7.1	7.2	7.3	7.4	7.4	7.5	7.5
9.5	7.1	7.1	7.2	7.2	7.3	7.4	7.4	7.5	7.6	7.7	7.8	7.8	7.8
10.0	7.4	7.4	7.5	7.6	7.7	7.8	7.8	7.9	8.0	8.1	8.2	8.3	8.3
10.5	7.7	7.7	7.8	7.9	8.0	8.1	8.2	8.3	8.4	8.5	8.6	8.6	8.6
11.0	8.0	8.1	8.2	8.3	8.4	8.4	8.5	8.6	8.7	8.8	8.9	9.0	9.0
11.5	8.4	8.4	8.5	8.6	8.7	8.8	8.8	8.9	9.0	9.1	9.2	9.3	9.4
12.0	8.7	8.7	8.8	8.9	9.0	9.1	9.2	9.3	9.4	9.5	9.6	9.7	9.8
12.5	9.0	9.0	9.1	9.2	9.3	9.4	9.5	9.6	9.7	9.8	9.9	10.0	10.1
13.0	9.3	9.4	9.5	9.6	9.7	9.8	9.9	10.0	10.1	10.2	10.3	10.4	10.5
13.5	9.6	9.7	9.8	9.9	10.0	10.1	10.2	10.3	10.4	10.5	10.6	10.7	10.8
14.0	10.0	10.0	10.1	10.2	10.3	10.4	10.5	10.6	10.7	10.8	10.9	11.0	11.1
14.5	10.3	10.4	10.5	10.6	10.7	10.8	10.9	11.0	11.1	11.2	11.3	11.4	11.5
15.0	10.6	10.7	10.8	10.9	11.0	11.1	11.2	11.3	11.4	11.5	11.6	11.7	11.8

LLUVIA APROVECHABLE MENSUAL DETERMINADA EN FUNCION
DE LA LLUVIA Y DEL USO CONSUNTIVO-PROMEDIOS MENSUA
LES

CONTINUACION DE LA TABLA No 4 5 1

H	USO CONSUNTIVO MENSUAL EN CMS.												
	20.5	21.0	21.5	22.0	22.5	23.0	23.5	24.0	24.5	25.0	25.5	26.0	
1.27	1.1	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.27		
1.5	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5		
2.0	1.8	1.8	1.9	1.9	1.9	1.9	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0		
2.5	2.2	2.3	2.3	2.4	2.4	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5		
3.0	2.7	2.7	2.8	2.9	2.9	2.9	2.9	3.0	3.0	3.0	3.0		
3.5	3.1	3.2	3.2	3.3	3.4	3.4	3.4	3.4	3.5	3.5	3.5		
4.0	3.5	3.6	3.7	3.7	3.8	3.9	3.9	3.9	3.9	4.0	4.0		
4.5	4.0	4.0	4.1	4.2	4.2	4.3	4.3	4.4	4.4	4.5	4.5		
5.0	4.4	4.5	4.5	4.6	4.7	4.7	4.8	4.8	4.9	5.0	5.0		
5.5	4.8	4.9	5.0	5.0	5.1	5.2	5.2	5.3	5.4	5.4	5.4		
6.0	5.2	5.3	5.4	5.4	5.5	5.6	5.7	5.8	5.8	5.9	5.9		
6.5	5.6	5.7	5.8	5.8	5.9	6.0	6.1	6.2	6.3	6.4	6.4		
7.0	6.0	6.1	6.2	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.8		
7.5	6.4	6.5	6.6	6.6	6.7	6.8	6.9	7.0	7.2	7.3	7.3		
8.0	6.8	6.9	7.0	7.0	7.1	7.2	7.3	7.5	7.6	7.7	7.7		
8.5	7.2	7.3	7.4	7.4	7.5	7.6	7.8	7.9	8.0	8.1	8.1		
9.0	7.6	7.7	7.8	7.9	7.9	8.0	8.2	8.3	8.4	8.6	8.6		
9.5	8.0	8.1	8.2	8.2	8.3	8.4	8.6	8.7	8.9	9.0	9.0		
10.0	8.3	8.4	8.5	8.6	8.7	8.8	9.0	9.1	9.3	9.4	9.4		
10.5	8.7	8.8	8.9	9.0	9.1	9.2	9.4	9.5	9.7	9.8	9.8		
11.0	9.1	9.2	9.3	9.4	9.5	9.7	9.8	10.0	10.1	10.2	10.2		
11.5	9.5	9.6	9.7	9.8	9.9	10.1	10.2	10.4	10.5	10.7	10.7		
12.0	9.9	10.0	10.1	10.2	10.3	10.5	10.6	10.8	10.9	11.1	11.1		
12.5	10.3	10.4	10.5	10.6	10.7	10.9	11.0	11.2	11.3	11.5	11.5		
13.0	10.6	10.8	10.9	11.0	11.1	11.2	11.4	11.6	11.7	11.9	11.9		
13.5	11.0	11.1	11.3	11.4	11.5	11.6	11.8	12.0	12.1	12.4	12.4		
14.0	11.4	11.5	11.6	11.8	11.9	12.0	12.2	12.4	12.5	12.7	12.7		
14.5	11.7	11.9	12.0	12.1	12.3	12.4	12.6	12.7	12.9	13.1	13.1		
15.0	12.1	12.2	12.4	12.5	12.6	12.8	13.0	13.1	13.3	13.5	13.5		

LLUVIA APROVECHABLE MENSUAL DETERMINADA EN FUNCION
DE LA LLUVIA Y DEL USO CONSUNTIVO-PRODUCTOS MENSUA
LES

CONTINUACION DE LA TABLA No. 1511

II	Uso Consuntivo Mensual en cms.									
	20.5	21.0	21.5	22.0	22.5	23.0	23.5	24.0	24.5	25.0
15.5	12.4	12.6	12.7	12.8	13.0	13.1	13.3	13.5	13.7	13.9
16.0	12.7	12.9	13.0	13.2	13.3	13.5	13.7	13.9	14.0	14.2
16.5	13.0	13.2	13.4	13.5	13.7	13.8	14.0	14.2	14.4	14.6
17.0	13.3	13.5	13.7	13.8	14.0	14.1	14.3	14.5	14.7	14.9
17.5	13.6	13.8	13.9	14.1	14.3	14.4	14.6	14.8	15.1	15.3
18.0	13.9	14.1	14.2	14.4	14.6	14.7	14.9	15.2	15.4	15.6
18.5	14.2	14.4	14.5	14.7	14.9	15.0	15.3	15.5	15.7	15.9
19.0	14.5	14.6	14.8	15.0	15.2	15.4	15.6	15.8	16.0	16.2
19.5	14.7	14.9	15.1	15.3	15.5	15.6	15.9	16.1	16.3	16.5
20.0	15.0	15.2	15.4	15.5	15.7	15.9	16.1	16.4	16.6	16.8
20.5	15.3	15.4	15.6	15.8	16.0	16.2	16.4	16.6	16.9	17.1
21.0	15.6	15.8	15.9	16.1	16.3	16.5	16.7	17.0	17.2	17.4
21.5	15.8	16.0	16.2	16.4	16.6	16.8	17.0	17.2	17.4	17.7
22.0	16.1	16.3	16.5	16.7	16.9	17.1	17.3	17.5	17.7	17.9
22.5	16.3	16.5	16.7	16.9	17.1	17.3	17.5	17.8	18.0	18.2
23.0	16.6	16.8	17.0	17.2	17.4	17.6	17.8	18.0	18.3	18.5
23.5	16.8	17.0	17.2	17.4	17.6	17.8	18.0	18.1	18.5	18.7
24.0	17.0	17.2	17.4	17.6	17.8	18.0	18.3	18.5	18.7	19.0
24.5	17.3	17.5	17.6	17.8	18.0	18.4	18.5	18.7	19.0	19.2
25.0	17.5	17.7	17.9	18.1	18.3	18.5	18.7	19.0	19.2	19.4
25.5	17.7	17.9	18.1	18.3	18.5	18.7	19.0	19.2	19.5	19.7
26.0	17.9	18.1	18.3	18.5	18.7	19.0	19.2	19.5	19.7	19.9
26.5	18.2	18.4	18.6	18.8	19.0	19.2	19.5	19.7	19.9	20.2
27.0	18.4	18.6	18.8	19.0	19.2	19.4	19.6	19.9	20.1	20.4
27.5	18.6	18.8	19.0	19.2	19.4	19.6	19.9	20.1	20.4	20.6
28.0	18.8	19.0	19.2	19.4	19.6	19.8	20.1	20.3	20.6	20.8
28.5	19.1	19.3	19.4	19.6	19.8	20.0	20.3	20.5	20.8	21.0
29.0	19.3	19.5	19.6	19.8	20.0	20.2	20.5	20.7	21.0	21.2
29.5	19.4	19.6	19.8	20.0	20.2	20.4	20.7	20.9	21.2	21.4

Coefficiente de ajuste a la lluvia aprovechable
de acuerdo a su probabilidad.

Cuadro No. 4.5.1.2

PRECIPITACION ANUAL EN cms.	FRECUENCIA EN PORCENTAJE				
	50	60	70	80	90
7.6	0.80	0.68	0.56	0.45	0.33
10.2	.84	.72	.61	.50	.38
12.7	.87	.76	.65	.54	.42
15.2	.88	.78	.68	.57	.45
17.8	.89	.79	.69	.60	.48
20.3	.90	.81	.71	.62	.51
22.9	.91	.82	.73	.63	.53
25.4	.92	.83	.75	.65	.55
30.5	.93	.85	.78	.69	.58
35.6	.94	.86	.79	.71	.61
40.6	.95	.88	.81	.73	.63
45.7	.95	.89	.82	.74	.65
50.8	.96	.90	.83	.75	.67
55.9	.96	.90	.84	.77	.69
61.0	.97	.91	.84	.78	.70
66.0	.97	.92	.85	.79	.71
71.1	.97	.92	.86	.80	.72
76.2	.97	.93	.87	.81	.73
88.9	.98	.93	.88	.82	.75
101.6	.98	.94	.89	.83	.77
114.3	.98	.94	.90	.84	.78
127.0	.98	.95	.91	.85	.79
139.7	.99	.95	.91	.86	.80
152.4	.99	.95	.91	.87	.81
177.8	.99	.95	.92	.88	.83
203.2	.99	.95	.92	.89	.85
228.6	.99	.96	.93	.90	.86

PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, DGO.
 (RIO SANTIAGO BAYACORA)
 PROGRAMA DE CULTIVOS
 LAMINAS NETAS EN CM.

CUADRO No. 4611

CULTIVOS	E	F	M	A	M'	J	J'	Λ'	S	O	N	D	ANUAL
MAIZ				5.0	13.64	14.76	12.97	8.64	5.45	5.38			65.34
FRIJOL			8.65	9.77	11.78								30.20
TRIGO	5.35	8.24	13.43	16.41	15.42							5.0	58.84
ALFALFA	5.37	6.59	10.37	13.53	17.07	14.87	12.21	9.27	8.30	9.41	7.17	5.0	119.16
PAPA				6.47	10.79	10.04	8.66	6.31	5.00				47.27
FRUTALES		5.00	5.00	7.37	11.16	9.47	6.90	5.00	5.00	5.30	5.00		64.80
SORGO			5.00	13.36	19.53	11.76	5.00						54.65
HORTALIZAS			5.00	11.92	15.43	6.44							38.79
CHILE SECO		5.00	6.11	12.46	15.37	9.10	5.00						55.08
DOBLE CULTIVO HORTALIZAS								6.00	6.47	10.75	6.58		28.75
T O T A L	10.72	24.34	55.69	96.74	130.19	76.39	50.74	64.22	30.17	30.54	18.75	5.00	563.38

PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, DGC.
 (RIO SANTIAGO BAYACORA)
 PROGRAMA DE CULTIVOS,
 VOLUMENES NETOS EN m^3

CUADRO No 4612

CULTIVO	SUP. %	E	F	M	A	M ¹	J	J ¹	A ¹	S	O	N	D	ANUAL
MAIZ	67.4				1.348	3.677	3.979	3.497	2.329	1.469	1.450			17.749
FRIJOL	9.0			.311	.352	.424								1.087
TRIGO	8.9	.190	.293	.478	.584	.549							0.178	2.272
ALFALFA	3.9	.084	.103	.162	.211	.266	.232	.196	.145	.129	.147	.112	.078	1.859
PAPA	2.9				.075	.125	.116	.100	.073	.058				.547
FRUTALES	2.5		.050	.050	.073	.112	.094	.069	.050	.050	.050	.050		.648
SORGO	2.0			.046	.107	.156	.094	.040						.437
HORTALIZAS	2.0			.040	.095	.123	.052							.330
CHILE SECO	1.4		.028	.046	.070	.096	.051	.028						.309
DOBLES CULTIVOS														
HORTALIZAS	2.0								.040	.051	.051	.051		.231
TOTAL	102.0	.774	.474	1.127	2.915	5.818	4.618	3.924	2.437	1.737	1.734	.716	.276	25.449
DISTRIBUCION	%	1.38	1.86	4.43	11.45	21.68	18.17	15.42	7.90	6.90	6.01	2.80	1.12	27.0

Superficie = 4500 Ha.

TABLA NUM. 4.6.2.1

Valores Tentativos de Eficiencias para un proyecto de Distrito de Riego

Características del Distrito	Eficiencia en la :		En el Distrito	
	Conducción	Parcela	Mínima	Máxima
(a) Riego por gravedad, canales en tierra, Distrito pequeño y compacto menor de unas 10 000 Ha.	0.75	0.60 a 0.75	0.45	0.56
(b) Riego por gravedad, canales en tierra, Distrito grande más de 10 000 Ha.	0.70	0.60 a 0.75	0.42	0.53
(c) Idem. que (a) pero canales revestidos	0.85	0.65 a 0.75	0.55	0.64
(d) Idem. que (b) pero canales revestidos	0.80	0.65 a 0.75	0.52	0.60
(e) Riego por aspersión, Distrito pequeño, Conducción revestida y distribución por tubería	0.90	0.80 a 0.85	0.72	0.78
(f) Riego por aspersión, Distrito grande, Conducción revestida y distribución por tubería	0.85	0.75 a 0.80	0.68	0.74
(g) Riego por goteo, Distrito pequeño, Conducción y distribución por tubería	0.95	0.91 a 0.9	0.78	0.84
(h) Riego por goteo, Distrito grande, Conducción y distribución por tubería	0.90	0.84 a 0.9	0.72	0.78

Los valores mínimos deben elegirse para aquellos Distritos con suelos permeables, pendiente importante y donde el verticilar tiene alguna experiencia en el riego. Los máximos para suelos de poca permeabilidad ó normal, planos y donde los agricultores tienen experiencia en el riego. Si el trayecto de conducción por el campo del agua es largo tanto deberá considerarse una pérdida adicional, que dependerá de las condiciones de permeabilidad del suelo. En cada caso se deberá considerar tentativamente síbonese 0.1 por los efectos de las pérdidas.

PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, DGO.
(RIO SANTIAGO BAYACORA)
PROGRAMA DE CULTIVOS
LAMINAS BRUTAS EN CM.
EFICIENCIA 56%

CUADRO No. 4 6 2 2

CULTIVOS	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	N	D	ANUAL
MAIZ				8.93	24.36	26.36	23.16	15.43	9.73	9.61			117.58
FRIJOL			15.45	17.45	21.04								53.94
TRIGO	9.55	14.71	23.96	29.30	27.54							8.93	105.96
ALFALFA	9.59	11.77	18.52	24.16	30.48	26.55	21.80	16.55	14.92	16.80	12.80	8.93	212.77
PAPA				11.55	19.27	17.93	15.46	11.27	8.93				84.41
FRUTALES		8.93	8.93	13.07	19.93	16.82	12.32	8.93	8.93	8.93	8.93		115.72
SORGO			8.93	23.86	34.98	21.00	8.93						97.60
HORTALIZAS			8.93	21.29	27.55	11.50							69.27
CHILE SECO		8.93	14.55	22.25	27.45	16.25	8.93						95.90
DOBLE CULTIVO													
HORTALIZAS								8.93	11.40	19.20	11.75		51.34
T O T A L	19.14	44.34	99.27	171.86	207.5	136.41	99.69	61.11	62.93	44.42	34.50	8.93	1612.95

PROYECTO SANTIAGO BAYAGORA, DGO.
 (RIO SANTIAGO BAYAGORA)
 PROGRAMA DE CULTIVOS
 VOLUMENES BRUTOS EN m^3
 EFICIENCIA 56%

CUADRO No 4 G.2.3

CULTIVO	SUP. h	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	N	D	ANUAL
MAIZ	67.4				2.406	6.567	7.107	6.344	4.160	2.623	2.591			31.700
FRIJOL	9.0			.556	.628	.757								1.941
TRIGO	8.9	.340	.524	.853	1.043	.980							.318	4.058
ALFALFA	3.9	.150	.184	.289	.377	.475	.414	.340	.258	.231	.200	.139		3.319
PAPA	2.9				.134	.224	.208	.179	.131	.104				.980
FRUTALES	2.5		.089	.089	.131	.199	.168	.123	.081	.089	.089	.089		1.155
SORGO	2.0			.071	.191	.279	.168	.071						.780
HORTALIZAS	2.0			.071	.170	.220	.092							.553
CHILE SECO	1.4		.050	.081	.125	.154	.091	.050						.551
DOBLES CULTIVOS														
HORTALIZAS	2.0								.071	.092	.154	.091		.411
TOTAL	102.0	.490	.847	2.010	5.207	9.855	8.248	7.007	4.369	3.130	3.600	.383	.457	47.446
DISTRIBUCION	h	1.08	1.86	4.43	11.45	21.68	18.15	15.42	12.36	6.90	6.81	.85	1.01	169

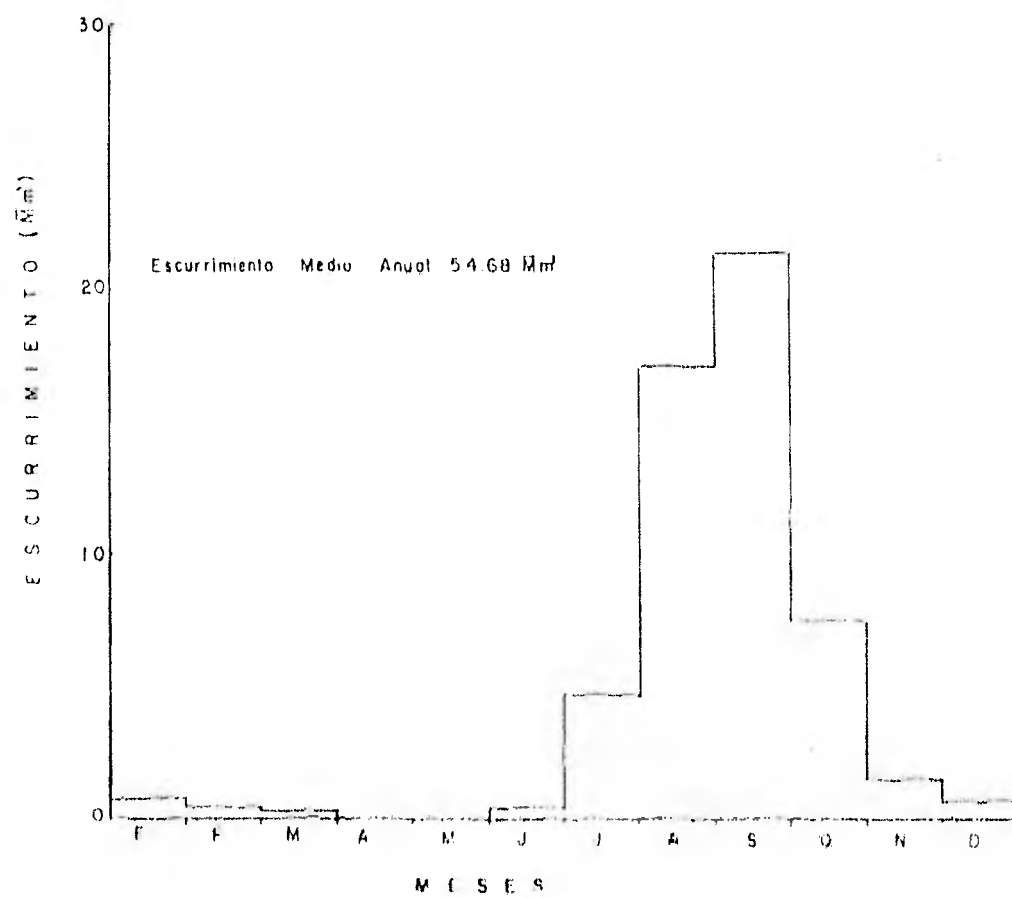
Superficie = 4000 Ha.

PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, DGO.
 REGIMEN DE ESCURRIMIENTOS
 EN EL SITIO DE PROYECTO
 (H m^3)

CUADRO No 4.71

MES AÑO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
1943	0.42	0.50	0.08	0.0	0.0	4.69	7.79	2.76	75.13	34.94	1.42	0.50	128.13
1944	0.42	0.03	1.26	0.17	0.02	0.0	0.42	23.03	38.61	3.18	3.85	1.34	72.33
1945	0.08	0.02	0.02	0.01	0.0	0.0	14.32	7.20	4.77	3.77	0.01	0.02	30.22
1946	0.03	0.02	0.02	0.01	0.0	0.0	5.61	0.75	5.36	7.87	0.25	0.25	20.17
1947	3.18	0.01	0.01	0.01	0.0	0.05	0.02	16.17	39.40	0.92	0.92	0.01	50.80
1948	0.67	0.50	0.75	0.0	0.0	3.0	14.49	9.29	21.36	4.27	1.31	0.59	52.26
1949	0.17	0.25	0.25	0.0	0.0	0.59	7.79	9.80	8.04	4.52	0.92	0.67	33.00
1950	1.09	0.17	0.25	0.25	0.0	0.0	0.84	2.60	2.35	0.92	0.84	0.0	9.31
1951	0.0	0.0	0.08	0.08	0.08	0.08	5.19	2.13	31.41	0.59	0.67	0.17	45.99
1952	0.17	0.25	0.02	0.08	0.0	0.0	0.92	2.43	9.34	9.9	0.0	0.0	4.27
1953	0.0	2.18	1.42	0.34	0.17	0.08	1.76	1.84	24.12	18.59	0.34	0.14	50.69
1954	0.25	0.03	0.17	0.17	0.0	0.17	2.01	12.98	3.35	1.59	0.59	0.25	21.61
1955	0.59	0.34	0.17	0.05	0.0	0.0	2.51	45.66	11.26	23.79	1.26	0.75	111.39
1956	0.42	0.25	0.17	0.01	0.0	0.0	0.34	2.63	2.50	0.25	0.17	0.08	6.97
1957	0.08	0.08	0.02	0.0	0.9	3.0	0.9	0.92	9.75	2.60	0.75	0.25	5.54
1958	0.25	0.17	0.34	0.08	0.0	1.34	4.61	17.09	23.15	26.86	5.70	2.01	81.84
1959	1.42	0.42	0.25	0.17	0.08	0.17	3.60	16.52	4.29	15.24	3.16	1.99	66.25
1960	1.17	0.34	0.03	0.03	0.0	0.0	0.17	4.52	9.21	1.91	0.59	0.34	17.51
1961	0.50	0.42	0.17	0.01	0.0	0.0	8.12	14.91	9.05	7.20	1.99	0.59	42.06
1962	0.42	0.17	0.08	0.01	0.0	0.0	0.17	0.50	2.35	2.25	0.59	0.42	6.97
1963	1.17	0.25	0.08	0.32	0.0	0.0	5.28	17.67	65.83	12.21	2.75	0.69	108.11
1964	9.75	0.75	0.17	0.08	0.01	0.01	1.93	14.24	34.93	8.29	0.25	0.92	73.49
1965	0.50	0.34	0.17	0.05	0.0	0.0	0.25	2.71	12.96	0.35	0.34	0.17	19.99
1966	0.59	2.43	0.25	0.08	0.07	0.42	3.62	58.13	38.03	6.93	1.26	1.01	111.32
1967	2.99	0.84	0.17	0.6	0.0	0.0	8.04	91.59	36.27	4.27	1.39	0.25	135.61
1968	3.25	0.59	2.18	0.59	0.08	0.05	10.64	26.42	109.43	11.57	1.76	1.93	119.39
1969	2.35	0.67	0.08	0.0	0.0	0.0	1.76	1.51	8.21	4.37	0.59	1.34	30.69
1970	3.68	1.17	0.50	0.0	0.0	0.0	1.09	5.70	45.40	16.35	0.92	0.42	74.11
1971	0.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	4.19	11.17	8.63	9.91	0.84	0.25	36.34
1972	0.42	0.34	0.08	0.03	0.0	0.34	0.34	9.42	0.0	0.42	1.17	1.99	19.69
1973	0.17	0.34	0.17	0.06	0.0	3.43	11.13	120.78	16.31	3.16	0.25	0.17	171.15
1974	0.0	0.0	0.0	0.17	0.99	0.0	0.50	3.69	25.22	14.21	0.25	1.93	44.21
1975	1.01	0.25	0.08	0.0	0.0	0.0	0.75	47.96	9.43	1.34	0.25	0.59	52.13
1976	0.34	0.34	0.06	0.0	0.0	0.34	44.22	15.75	9.11	9.93	1.34	4.27	114.51
1977	4.10	0.67	0.08	0.0	0.0	0.0	2.91	0.63	2.60	0.25	0.25	0.17	7.94
1978	0.25	0.17	0.36	0.0	0.0	0.0	0.34	4.49	0.25	0.34	0.25	0.17	8.19
1979	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.44	0.25	0.25	0.17	0.17	2.00
1980	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.77	0.25	1.01	0.17	0.17	3.26
SUMA	28.08	15.35	9.37	7.61	0.99	15.17	176.91	649.96	87.72	87.72	102.17	11.9	767.85
PROM.	0.74	0.40	0.26	0.07	0.03	0.42	4.66	17.19	24.53	24.53	28.13	3.31	21.61

PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, DGO.
RIO SANTIAGO BAYACORA
ESCURRIMIENTOS OBSERVADOS EN EL SITIO DE PROYECTO



Gráfica no. 4.7.2

CAPITULO 5

SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DE VASO

- 5.1 Generalidades
- 5.2 Capacidad de Azolves y Acarreo de Fondo
- 5.3 Límites de Deficiencias
- 5.4 Resultados

CAPITULO 5

5 SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DE VASO

5.1 Generalidades

El agua puede ser aprovechada por el hombre para diferentes usos entre los que se puede mencionar :

- Agua de Uso Municipal.- Es la que nos proporciona agua potable para actividades Domésticas, Comerciales, Uso Público o Industrial.
- Agua de Uso Agrícola.- Destinada al riego de tierras.
- Agua de Uso Pecuaria.- Para el consumo del ganado.
- Agua de Uso Piscícola.- Para la conservación de los peces.
- Agua de Uso Silvícola.- Para la formación de viveros ó cortinas de árboles.
- Agua para generación de energía - Esta agua no se desperdicia.
- Agua para recarga de acuíferos.- Se requiere de un almacenamiento.

De acuerdo a la forma de captación del agua superficial, puede decirse que existen :

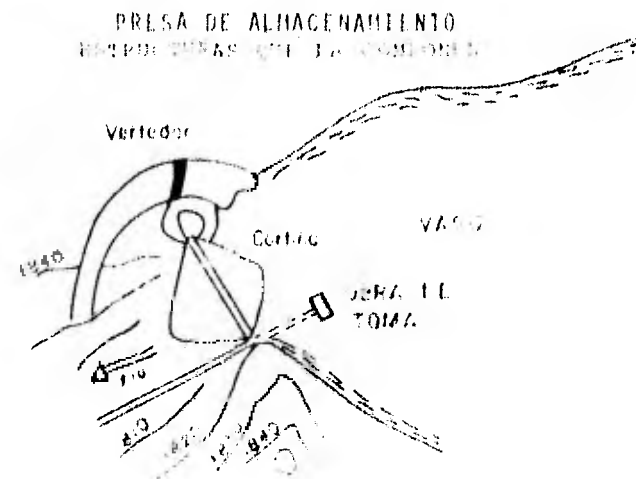
Sistemas de Almacenamiento.- El agua es almacenada en una depresión natural del terreno, formando un vaso o depósito mediante una cortina construida en una boquilla adecuada. Esto es en una presa de almacenamiento.

Sistema de Derivación.- Son aquellas que tienen por objeto aumentar artificialmente el tirante de agua de un río mediante una cortina de poca altura generalmente. Esto se hace con el objeto de derivar el agua del río hacia un canal o conducto para aprovechamiento aguas abajo.

Aprovechamiento de Vasos Naturales - Por lo general se trata de lagos y lagunas

Estaciones de Bombeos en Ríos - Se emplea este sistema cuando el sitio donde se requiere el agua se encuentra a una elevación superior al sitio de captación.

Los sistemas de aprovechamiento pueden incluir a uno de los antes mencionados o a una combinación de ellos.



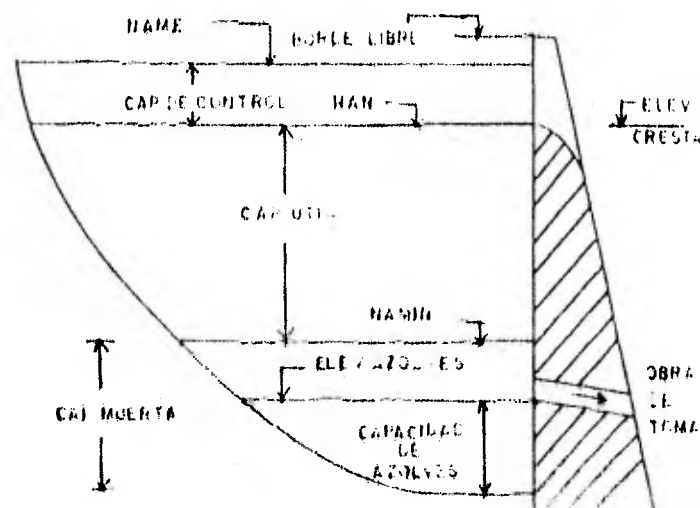
VASO.- Es el que constituye propiamente dicho, el almacenamiento. Su función es la de regularizar los escurrimientos, de tal manera de proporcionar el agua en la forma requerida (demandas) o almacenar la cuando no se necesite.

CORTINA - Es el elemento artificial que cierra el paso del agua y forma el vaso

OBRA DE TOMA.- Es la estructura con la cual se realizan las extracciones del vaso de acuerdo al programa de demanda y para el vaso a que se destine la presa.

OBRAS DE EXCEDENCIAS (VERTEDOR) - Su objeto es el de descargar adecuadamente los volúmenes del vaso que excedan un cierto nivel, arriba del cual se ponga en peligro la seguridad de la obra.

CAPACIDADES Y ELEVACIONES TÍPICAS EN UN VASO DE ALMACENAMIENTO :



NAME = Nivel de aguas máximas extraordinarias

NAN = Nivel de aguas normales

NAMin= Nivel de Aguas mínimas

CAP. DE AZOLVES.- Es un volumen perdido destinado a la -
acumulación de los azolves que lleguen al vaso durante -
la vida útil de la obra.

CAP. MUERTA.- Es la capacidad que se encuentra por abajo
del NMin.

El Namin es una elevación tal que permita hacer
los desfuegos adecuadamente ya sea por carga (generación
de energía) o por otra razón. Es una presa para riego -
es común que el NMin y la Elev. de Azolves coincidan -
(para fines prácticos).

CAP. UTIL - Es el volumen destinado a regularizar los es-
currimientos aprovechables de una corriente. Está limi-
tado por el NMin y el NAN.

Cuando se tiene un vertedor con compuertas el -
NAN puede ubicarse por arriba de la cresta vertedora.

La capacidad útil se determina mediante el aná-
lisis de "Funcionamiento de Vaso"

CAP. DE CONTROL - Es el volumen que se destina a la regu-
lación de los escurrimientos producidos por avenidas.

En presas con vertedor libre esta capacidad es
el sobrealmacenamiento máximo que eventualmente se tiene

por el paso de una avenida.

La capacidad de control se determinó con el análisis de "Tránsito de Avenidas".

BORDO LIBRE.- Es la distancia vertical que existe entre el NAVE y la Corona de la Cortina.

Se provee esta distancia para que el oleaje del vaso no invada la corona y a la larga ponga en peligro la estabilidad de la cortina (Por erosión).

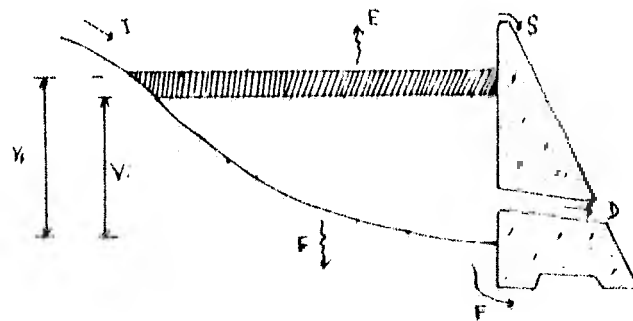
Existen diferentes criterios para calcular el borde libre

El funcionamiento de vaso consiste en la simulación de las entradas, salidas y almacenamiento del vaso en cierto periodo de tiempo.

El modelo de simulación se basa en la ecuación de continuidad que expresada en volumen :

$$\text{Vol. de entradas} - \text{Vol. de Salidas} = \text{almacenamiento} \quad (1)$$

$$I = D + E + S + Vt$$



Entradas :

I : Vols. escurridos por ríos u otras aportaciones

Salidas :

D : Vols. demandados

E : Vols. evaporados en el vaso (en donde ya se está incluyendo la lluvia que en realidad es una entrada).

F : Vols. infiltrados en el vaso y boquilla. Por lo general se desprecian.

S : Vols. derramados por el vertedor

V_i : Vol. de almacenamiento al inicio del Δt

V_f : Vol. de almacenamiento al final del Δt

La ecuación (1) se puede escribir :

$$I = D + E + S + (V_f - V_i) \quad (2)$$

$$E = e \left(\frac{A_i + A_f}{2} \right) \quad (3)$$

e = Lámina de evaporación esta (m.m.)

$$e = K \cdot E_p - P \quad (3')$$

K = cte. del evaporímetro (0.7~0.8)

E_p = Evaporación media (m.m.)

P = Precipitación (m.m.)

A_i = Area de embalse al inicio del Δt

A_f = Area de embalse al final de Δt

Considerando (3), la Ec. (2) queda :

$$\underbrace{I + V_i - D}_{M1} = V_f + \underbrace{\frac{e \cdot A_f}{2}}_{M2} + S \quad (4)$$

Que es la ecuación de funcionamiento de vaso, donde los términos del primer miembro son conocidos y los del segundo desconocidos al inicio del " Δt ".

Esta ecuación se resuelve por tanteos suponiendo un " V_f " hasta que se cumpla la igualdad. Por lo tanto el proceso es iterativo.

Se recomienda que $\Delta t = 1$ mes, por lo tanto el análisis será mensual.

INFORMACION NECESARIA

- a) CURVA ELEVS. - AREAS - CAPS. DEL VASO .- Se obtiene a partir de un plano topográfico, por cubicación. Sirve para conocer el área de embalse (A) en función del almacenamiento (V) ó de la elevación del embalse.
- b) ENTRADAS MENSUALES AL VASO (I).- Son los volúmenes, en forma mensual, que entran al vaso por ríos u otras aportaciones (por ejemplo agua de otra cuenca).
- c) DEMANDAS (D).- Son los volúmenes que tiene que satisfacer la presa para fines a que se destino.

El cálculo de la demanda es objeto de un análisis completo. Si la presa es para riego las demandas son funciones de los cultivos (uso consuntivo), áreas por regar, calendario de cultivos, lluvia, evaporación entre otros.

Para el caso de energía generada la Ley de demanda se define de acuerdo a las necesidades de generación. -- La demanda se dará en gasto y este será función de la carga en el vaso.

$$Q = \frac{P}{\gamma H \eta}$$

d) EVAPORACION Y PRECIPITACION .- Para el cálculo de la ec. (3') no debemos preocuparnos por la indefinición, ahora, de las dimensiones del vertedor, si existen derrames suponemos que de cualquier forma se puede desalojar.

La condición ideal es que los niveles de embalse varíen entre el NAMI y el BAI pues de esta forma siempre podrá satisfacer la demanda y por otro lado nunca se desaprovechará el agua derramandola.

En la práctica, cuando el nivel del agua descienda del NAMI no se dá la demanda y por lo tanto existe defi

ciencia. Si el nivel del agua supera el NAN y el vertedor es de creta libre, hay derrames.

El análisis de funcionamiento de vaso consiste en optimizar las dos condiciones anteriores. Existen criterios de deficiencias máximas permisibles que normarán la decisión en cuanto al tamaño conveniente que debemos asignar a la capacidad útil.

En la actualidad este análisis se realiza por computadora de tal manera que es posible funcionar varios tamaños de capacidad útil y seleccionar el más adecuado.

Partiendo de los datos climatológicos e hidrométricos del vaso se llevó a cabo el funcionamiento de vaso para un período de 38 años de registros (1943-1980) teniendo como objetivo principal el riego.

5.2 Capacidad de Azolves y Acarreo de Fondo

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

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

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

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

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

Para nuestro estudio en el cálculo de la capacidad de azolves se consideró la estación hidrométrica Narciso Mendoza debido a que es la que se encuentra más cerca al sitio de proyecto y la que tiene una cuenca de influencia muy similar a este, y sobre todo porque cuenta con un buen periodo de sólidos en suspensión, habiéndose calculado un azolve medio por volumen de .17625328

El escurrimiento medio anual hasta el sitio de Proyecto, en el periodo de (1943-1980), es de 54.68 Km^3 , y considerando un periodo de 50 años de vida útil, la capacidad necesaria para el depósito de azolve es :

Azolve en suspensión = (a) (b) (50)

donde :

a = Escurrimiento Medio Anual en el Vaso

b = Contenido Medio por Volumen

50 = Años de Vida Util

$$\text{Azolve en Suspensión} = 54.68 \times 10^6 \times .17625328 \times 50 = 4.8 \times 10^6 \text{ m}^3$$

En cuanto al arrastre de fondo no es muy elevado en las corrientes de esta zona, por lo cual, se adoptó el criterio de la Dirección General de Estudios, de tomar un tanto por ciento (50%) al que ocupara los sólidos en suspensión, por lo que la capacidad de azolves resulta

$$4.8 \times 10^6 (1.5) = 7.2 \times 10^6 \text{ m}^3$$

se acepta un valor de 7 Mm³ (Millones de Metros Cúbicos) para la capacidad de azolves.

5.3 Límites de Deficiencias

Las deficiencias permisibles se consideraron como las aplicadas por la Subdirección de Hidrología para el funcionamiento de vaso con fines para riego (Cuadro No. 5.3.1)

5.4 Resultados

En este análisis se hizo variar la capacidad total de conservación en un rango de 25 a 200 Mm³, asignando

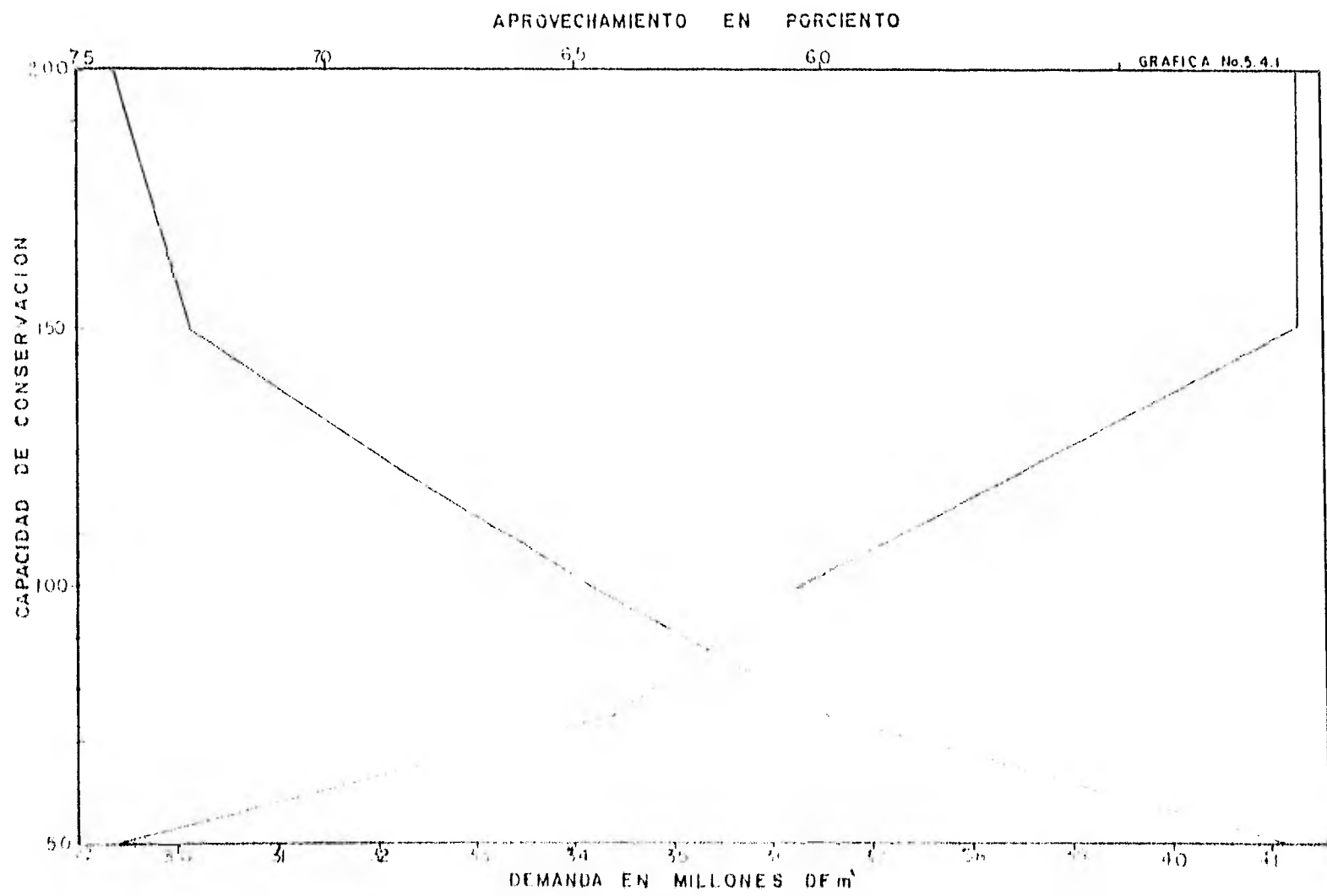
le en todos los casos 7 Am^3 , como capacidad destinada para azolves.

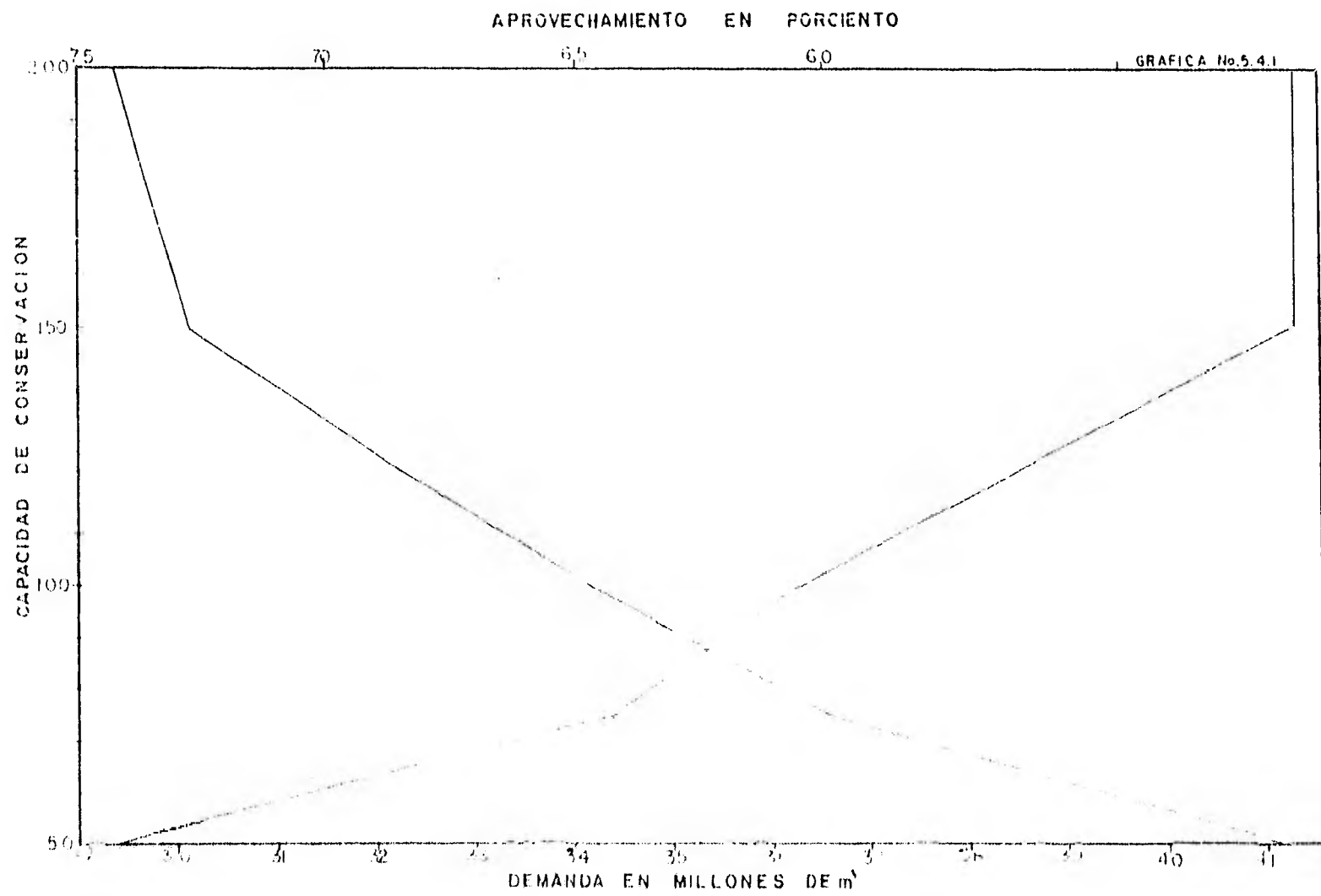
En la representación gráfica de los resultados - (gráfica No. 5.4.1) se puede observar que si incrementamos la capacidad mas de 150 Am^3 , los beneficios en cuanto a su superficie dominada son nulos, lo que indica que ésta es la recomendable para este caso, dominandose 3626 Ha . El resumen de los resultados obtenidos para las otras alternativas se presentan en el cuadro No. 5.4.2., y en el cuadro No. 5.4.3 se presenta el cálculo realizado para la alternativa óptima.

DEFICIENCIAS PERMISIBLES

Cuadro No. 5.3.1

DEFICIENCIA MAXIMA MENSUAL	100 %
DEFICIENCIA MAXIMA ANUAL	60 %
No. DE AÑOS SEGUIDO CON DEFICIT	3 Años
DEFICIENCIA MEDIA ANUAL EN EL PERIODO	5 %
No. DE DEFICIENCIAS ANUALES	10
SUMA DEL % DE DEFICIENCIAS ANUALES	115 %
PARA UN AÑO :	
AÑOS SEGUIDOS CON DEFICIENCIA	1
DEFICIENCIA MAXIMA ANUAL	60 %
SUMA MAXIMA DE DEFICIENCIAS	60 %
PARA DOS AÑOS CONSECUTIVOS	
DEFICIENCIA MAXIMA ANUAL	55 %
SUMA MAXIMA DE DEFICIENCIAS	90 %
PARA TRES AÑOS CONSECUTIVOS	
DEFICIENCIA MAXIMA ANUAL	50 %
SUMA MAXIMA DE DEFICIENCIAS	100 %
PERIODO ANALIZADO	38 Años





PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, SOD.
 RIO SANTIAGO BAYACORA
 RESULTADOS DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO

CUADRO No. 5.4.2

CONCEPTO	UNIDAD	AÑO							
		1	2a	3a	4a	5a	6a	7a	8a
CAP. BUENTA	M ³	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
CAP. CONSERVACION	M ³	50	75	100	125	150	175	200	225
DEMANDA ANUAL	M ³	29.12	31.99	36.22	39.06	42.13	41.12	41.54	41.54
SUPERFICIE REGADA (EFICIENCIA 56%)	M ²	2702	3901	4300	4470	4620	4620	4620	4620
AREAS CON DEFICIENCIA	Ha.	0	4	7	4	4	4	4	4
DEFICIENCIA MAX. ANUAL	Ha.	31.32	31.32	47.50	30.96	32.95	31.97	31.32	31.32
SUMA DE DEFICIENCIAS ANUAL	S	157.17	119.07	115.2	131.7	140.77	141.15	141.90	141.90
APROVECHAMIENTO	%	56.27	59.67	51.64	54.54	51.77	51.90	52.25	52.25
DEFERIDOS	S	42.77	31.54	38.31	12.45	28.07	53.13	14.24	14.24
EXAGNERACION	C	7.12	8.01	7.12	11.00	12.98	12.98	12.98	12.98

FUNCIONAMIENTO DE VASO SANTIAGO (BAYACONA, DGO)

RIO SANTIAGO BAYACONA

* UNIDADES *

ENTRADAS, EXTRACCIONES, EVAPORACIONES, ALMACENAMIENTOS Y DERRAMES EN MILLONES DE M³. AREAS EN HECTAREAS.

CAPACIDAD TOTAL GRUPO DE TANQUES.	150.0	CAPACIDAD MUERTA	7.0	CAPACIDAD INICIAL	45.0					
DEMANDA ANUAL	ANOS CON DEFICIT TOTALES	DEFICIT SIGUIDOS	DEFIC. MAXIMA	SUMA TOT. DE DEFIC.	ULTIMO AÑO	APROVECHA.	PORCENTAJES EN EL PERIODO			
							DERRAME	EVAPORACI.	DEFICITS	
45.45	2	2	70.77	57.19	1951	61.24	19.45	11.31	0.00	
22.72	0	0	0.00	0.00	1950	42.97	0.00	16.13	0.00	
34.29	0	0	0.00	0.00	1952	63.42	2.43	14.25	0.00	
33.77	4	0	37.44	30.76	1950	71.39	16.24	12.38	2.55	
42.61	1	1	69.52	0.79	1953	71.39	16.24	12.38	0.00	
41.19	4	0	50.35	146.77	1953	72.72	15.20	12.08	3.91	
41.90	3	0	63.34	0.00	1953	72.72	15.20	12.08	0.00	
41.19	4	0	50.95	146.77	1950	72.72	15.20	12.08	3.91	

ANO	1945	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	APR. NEG.	FABR. DEFICIT	DEFICIT POSITIVO	ENTRADA ENERGIA
MAR	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
ABR	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
MAY	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
JUN	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
JUL	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
AUG	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
SEPT	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
OCT	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
NOV	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
DIC	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
1945	1500.0	1500.0	1500.0	1500.0	0.0	0.0	0.0	1500.0
MAR	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
ABR	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
MAY	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
JUN	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
JUL	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
AUG	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
SEPT	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
OCT	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
NOV	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
DIC	150.0	150.0	150.0	150.0	0.0	0.0	0.0	150.0
1945	1500.0	1500.0	1500.0	1500.0	0.0	0.0	0.0	1500.0

1945

LINE	DESCRIPTION	AMOUNT	DATE	AMOUNT	DATE	AMOUNT	DATE	AMOUNT	DATE	AMOUNT	DATE
100	REVENUE	100.00		100.00		100.00		100.00		100.00	
200	EXPENSE	(50.00)		(50.00)		(50.00)		(50.00)		(50.00)	
300	NET INCOME	50.00		50.00		50.00		50.00		50.00	
400	RETAINED EARNINGS	50.00		50.00		50.00		50.00		50.00	
500	PAYROLL	(20.00)		(20.00)		(20.00)		(20.00)		(20.00)	
600	RENT	(10.00)		(10.00)		(10.00)		(10.00)		(10.00)	
700	UTILITIES	(10.00)		(10.00)		(10.00)		(10.00)		(10.00)	
800	DEPRECIATION	(10.00)		(10.00)		(10.00)		(10.00)		(10.00)	
900	INVENTORY	(10.00)		(10.00)		(10.00)		(10.00)		(10.00)	
1000	CASH	50.00		50.00		50.00		50.00		50.00	
1100	ACCOUNTS RECEIVABLE	100.00		100.00		100.00		100.00		100.00	
1200	ACCOUNTS PAYABLE	(50.00)		(50.00)		(50.00)		(50.00)		(50.00)	
1300	EQUITY	50.00		50.00		50.00		50.00		50.00	
1400	LIABILITIES	(50.00)		(50.00)		(50.00)		(50.00)		(50.00)	
1500	ASSETS	100.00		100.00		100.00		100.00		100.00	
1600	LIABILITIES & EQUITY	100.00		100.00		100.00		100.00		100.00	

MESES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	AREA MED.	EVAPOR.	DEFICIT	PORCIENTO	ENERGIA
ENE	12.10	0.0	0.0	510.4	0.7	0.0	0.0	39.1
FEB	12.10	0.0	0.0	510.4	0.7	0.0	0.0	39.1
MAR	12.10	0.0	0.0	510.4	0.7	0.0	0.0	39.1
ABR	11.73	0.0	0.0	499.0	0.7	0.0	0.0	37.7
MAY	11.67	0.0	0.0	497.7	0.7	0.0	0.0	37.6
JUN	10.68	0.0	0.0	469.0	0.7	0.0	0.0	35.3
JUL	9.76	0.0	0.0	452.9	0.7	0.0	0.0	33.6
AGO	8.85	0.0	0.0	437.0	0.7	0.0	0.0	32.0
SEP	8.04	0.0	0.0	422.0	0.7	0.0	0.0	30.6
OCT	7.34	0.0	0.0	407.0	0.7	0.0	0.0	29.2
NOV	6.73	0.0	0.0	392.0	0.7	0.0	0.0	27.7
DIC	6.22	0.0	0.0	377.0	0.7	0.0	0.0	26.5
TOTAL	111.1	0.0	0.0	4112	9.5	0.0	0.0	300.0

MESES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	AREA MED.	EVAPOR.	DEFICIT	PORCIENTO	ENERGIA
ENE	12.10	0.0	0.0	510.4	0.7	0.0	0.0	39.1
FEB	12.10	0.0	0.0	510.4	0.7	0.0	0.0	39.1
MAR	12.10	0.0	0.0	510.4	0.7	0.0	0.0	39.1
ABR	11.73	0.0	0.0	499.0	0.7	0.0	0.0	37.7
MAY	11.67	0.0	0.0	497.7	0.7	0.0	0.0	37.6
JUN	10.68	0.0	0.0	469.0	0.7	0.0	0.0	35.3
JUL	9.76	0.0	0.0	452.9	0.7	0.0	0.0	33.6
AGO	8.85	0.0	0.0	437.0	0.7	0.0	0.0	32.0
SEP	8.04	0.0	0.0	422.0	0.7	0.0	0.0	30.6
OCT	7.34	0.0	0.0	407.0	0.7	0.0	0.0	29.2
NOV	6.73	0.0	0.0	392.0	0.7	0.0	0.0	27.7
DIC	6.22	0.0	0.0	377.0	0.7	0.0	0.0	26.5
TOTAL	111.1	0.0	0.0	4112	9.5	0.0	0.0	300.0

MESES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	AREA MED.	EVAPOR.	DEFICIT	PORCIENTO	ENERGIA
ENE	12.10	0.0	0.0	510.4	0.7	0.0	0.0	39.1
FEB	12.10	0.0	0.0	510.4	0.7	0.0	0.0	39.1
MAR	12.10	0.0	0.0	510.4	0.7	0.0	0.0	39.1
ABR	11.73	0.0	0.0	499.0	0.7	0.0	0.0	37.7
MAY	11.67	0.0	0.0	497.7	0.7	0.0	0.0	37.6
JUN	10.68	0.0	0.0	469.0	0.7	0.0	0.0	35.3
JUL	9.76	0.0	0.0	452.9	0.7	0.0	0.0	33.6
AGO	8.85	0.0	0.0	437.0	0.7	0.0	0.0	32.0
SEP	8.04	0.0	0.0	422.0	0.7	0.0	0.0	30.6
OCT	7.34	0.0	0.0	407.0	0.7	0.0	0.0	29.2
NOV	6.73	0.0	0.0	392.0	0.7	0.0	0.0	27.7
DIC	6.22	0.0	0.0	377.0	0.7	0.0	0.0	26.5
TOTAL	111.1	0.0	0.0	4112	9.5	0.0	0.0	300.0

MESES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	AREA MED.	EVAPOR.	DEFICIT	PORCIENTO	ENERGIA
ENE	12.10	0.0	0.0	510.4	0.7	0.0	0.0	39.1
FEB	12.10	0.0	0.0	510.4	0.7	0.0	0.0	39.1
MAR	12.10	0.0	0.0	510.4	0.7	0.0	0.0	39.1
ABR	11.73	0.0	0.0	499.0	0.7	0.0	0.0	37.7
MAY	11.67	0.0	0.0	497.7	0.7	0.0	0.0	37.6
JUN	10.68	0.0	0.0	469.0	0.7	0.0	0.0	35.3
JUL	9.76	0.0	0.0	452.9	0.7	0.0	0.0	33.6
AGO	8.85	0.0	0.0	437.0	0.7	0.0	0.0	32.0
SEP	8.04	0.0	0.0	422.0	0.7	0.0	0.0	30.6
OCT	7.34	0.0	0.0	407.0	0.7	0.0	0.0	29.2
NOV	6.73	0.0	0.0	392.0	0.7	0.0	0.0	27.7
DIC	6.22	0.0	0.0	377.0	0.7	0.0	0.0	26.5
TOTAL	111.1	0.0	0.0	4112	9.5	0.0	0.0	300.0

CAPITULO 6

CALCULO DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO

- 6.1 Avenida Máxima Observada
- 6.2 Avenida Máxima Probable
- 6.3 Hidrograma de la Avenida Máxima Probable
- 6.4 Tránsito de la Avenida

CAPITULO 6

6 CALCULO DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO

La presencia de una tormenta o de una sucesión de tormentas en una cuenca de captación, ocasiona escurrimientos que dan lugar a un aumento más o menos rápido del gasto de la corriente, recibiendo este aumento en el caudal - el nombre de avenida ó creciente.

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

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

ESCURRIMIENTO SUBSUPERFICIAL.- Es debido a la precipitación que se infiltra en la superficie del suelo, pero que se mueve lentamente sobre el horizonte -

superior del mismo. Esto puede ocurrir, cuando exista un estrato impermeable paralelo a la superficie del suelo, su efecto puede ser inmediato o retardado dependiendo de las características del suelo.

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

CLASIFICACION DE LAS AVENIDAS

a) Avenida Máxima Instantánea

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

b) Avenida Máxima Anual Instantánea

Es la avenida que en un periodo de varios años --acarrean la máxima cantidad de agua en un instante dado en uno de los años.

c) Avenida Máxima Diaria

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

La avenida que más interesa conocer para la protección de las obras hidráulicas y habitantes de los valles - en que atraviesa un río, es la máxima instantánea, interesándonos de terminar de ésta su forma y el gasto máximo - instantáneo en ella. Se entiende de por forma de la avenida a la distribución de los porcentajes respecto al gasto máximo, de los gastos correspondientes a los tiempos transcurridos a partir del momento en que se inicia la avenida. El conocimiento del gasto máximo instantáneo es de suma importancia, pues determina el volumen de la avenida del - - cual depende en gran parte la forma en que funcionen los - vasos de almacenamiento al presentarse las avenidas, así - como también permite conocer las elevaciones máximas del - agua.

En el análisis efectuado para determinar la capacidad de conservación se coincidió que la indicada corresponde a 150 Mm^3 , por lo que en este punto se determinará - la necesaria para controlar las avenidas que se pudieran - presentar durante la vida útil de la obra fijando la cresta - vertedora a la elevación de 196226 m.s.n.m. , así como las características del vertedor a utilizar.

6.1 Avenidas Máximas Observadas

Las avenidas máximas observadas en el río Santiago Bayacora, se tienen registradas en la estación Hidrométrica Refugio Salcido a partir del años de 1943 hasta la - fecha, observándose que la máxima se presentó el día 11 de Septiembre de 1968, con un registro de $474.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$ Los valores máximos registrados de cada año se muestran en el cuadro No. 6.1.1.

PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, DGO.
ESTACION HIDROMETRICA REFUGIO SALCIDO

CUADRO No 61.1

GASTOS MAXIMOS OBSERVADOS			
M ³ /SEG			
AÑO	MES	DIA	GASTO
1943	Octubre	9	340.499
1944	Agosto	28	235.000
1945	Julio	19	32.000
1946	Octubre	8	30.900
1947	Septiembre	16	124.000
1948	Septiembre	15	150.000
1949	Julio	24	47.100
1950	Agosto	24	5.788
1951	Septiembre	15	212.000
1952	Agosto	23	1.390
1953	Septiembre	5	182.000
1954	Agosto	21	29.800
1955	Octubre	6	140.000
1956	Agosto	24	14.500
1957	Octubre	22	22.500
1958	Octubre	16	114.000
1959	Agosto	27	106.000
1960	Septiembre	8	30.700
1961	Julio	31	50.800
1962	Septiembre	10	2.410
1963	Septiembre	28	424.000
1964	Septiembre	24	86.000
1965	Septiembre	28	113.000
1966	Septiembre	1	175.000
1967	Agosto	29	305.050
1968	Septiembre	11	474.900
1969	Septiembre	24	31.250
1970	Septiembre	27	256.000
1971	Agosto	24	40.000
1972	Noviembre	24	221.000
1973	Agosto	15	390.000
1974	Octubre	1	237.667
1975	Agosto	8	242.267
1976	Julio	9	185.154
1977	Septiembre	1	26.532
1978	Septiembre	29	121.250
1979	Agosto	17	61.000
1980	Agosto	21	31.015

6.2 Avenida Máxima Probable

Es evidente la importancia que tiene el conocimiento amplio y lo más real posible de la potencialidad de las corrientes superficiales, con el objeto fundamental de poder proyectar con mayor seguridad las obras de almacenamiento, de defensa o de control de avenidas.

La magnitud de la avenida es función directa del período de retorno que se le asigne, el que a su vez dependerá de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta. Definiendo el período de retorno de una avenida como el intervalo de recurrencia promedio de que esta avenida sea igualada o superada en un determinado lapso de tiempo.

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

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

a) Métodos Empíricos

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

el gasto máximo instantáneo.

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

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

b) Métodos Estadísticos

Los métodos estadísticos son más precisos de acuerdo a las cantidades de datos disponibles.

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

Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el gasto máximo anual es una variable aleatoria que tiene cierta distribución. El problema se origina en que existen muchos tipos de distribución que se apegan a los datos y que sin embargo, difieren en los extremos. Esto ha dado lugar a diversos métodos estadísticos dependiendo del tipo de distribución que se considere. Gumbel y Nash consideran una distribución de valores extremos con la única diferencia que el criterio de Nash es menos rígido que el de

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

Se efectuó un análisis con los gastos máximos -- anuales observados con el fin de estimar el gasto máximo -- probable con período de retorno de 1000 y 10 000 años, y una vez obtenidos éstos, transitarlos por el vaso.

A continuación se explican los métodos que se -- aplicaron para la determinación de la avenida máxima proba -- ble.

METODO DE GUMBEL

Este método permite obtener el gasto máximo para un determinado período de retorno, y su intervalo de con -- fianza a partir de un registro de gastos máximos anuales.

Gumbel considera que la distribución de probabili -- dad extrema se puede representar por la ecuación :

$$Q = Q_{med} - \frac{Q_1}{\frac{N}{N-1}} (Y_n - \text{Loge } Tr)$$

$$r^2 Q = \sqrt{\frac{\sum Q_i^2 - N (Q_{med})^2}{N-1}}$$

donde :

N : Número de gastos anuales registrados

Tr: Período de retorno

Q : Valor del gasto máximo para un período de re -- torno dado (Tr)

$Q_{med} = \frac{\sum Q_i}{N}$ = Gasto medio en m³/seg.

Q_i : Gastos máximos anuales registrados en $\frac{m^2}{seg}$
 σ_w, w : Constantes en función de N (Tabla N 1)
 σ_Q : Desviación estandar se los gastos máximos anuales

Gumbel considera en forma aproximada que el periodo de retorno es:

$$Tr = \frac{n}{p}$$

donde:

n : Número de años de vida útil de la obra
 p : Probabilidad de que ocurra una avenida igual o mayor que la obtenida para ese periodo de retorno.

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, aquel dentro del cual puede variar y dependiendo del tamaño del registro N , se hace lo siguiente:

a) Si $\sigma = 1 - \frac{1}{Tr}$ varía entre 0.2 y 0.8, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N \sigma \sigma_m} \frac{\sigma_Q}{\sigma_w \sqrt{N}}$$

donde:

N : Número de años de registros
 $\sqrt{N \sigma \sigma_m}$: Constante función de σ , tabla No 2
 σ_w : Constante función de n , tabla No 1
 σ_Q : Desviación estándar de los gastos

b) Si σ es mayor de .90, el intervalo se calcula como

$$Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_w}$$

La zona de σ comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, donde ΔQ es proporcional al calculo con las expresiones anteriores, dependiendo del valor de σ .

Aplicación del método enfocado a nuestro problema:

Calculo del gasto medio anual registrado:

$$Q_m = \frac{5292.472}{38} = 139.28 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Calculo de la desviación estandar :

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{1326955 - 38(139.28)^2}{38-1}} = 126.3 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Calculo de los coeficientes γ_w, β_w

De la tabla N 1 para N=38 se obtiene:

$$\gamma_w = .5424 \quad , \quad \beta_w = 1.1363$$

Para un periodo de retorno de 1000 años

Obtención del gasto máximo :

$$Q_{\text{máx}} = 139.28 - \frac{126.3}{1.1363} (.5424 - 6.91) = 847 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Calculo del intervalo de confianza

$$p = 1 - \frac{1}{1000} = .999$$

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 (126.3)}{1.1363} = 126.7 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_1 = 720.3 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_2 = 847 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_3 = 973.7 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para un periodo de retorno de 10.000 años

Obtención del gasto máximo :

$$Q_{\text{máx}} = 139.28 - \frac{126.3}{1.1363} (.5424 - 9.21) = 1103 \text{ m}^3/\text{seg}$$

(118)

Calculo del intervalo de confianza

$$\alpha = 1 - \frac{1}{10000} = .9999$$

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 (126.3)}{1.1363} = 126.7 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_1 = 976.3 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_2 = 1103 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_3 = 1230 \text{ m}^3/\text{seg} .$$

APLICACION DEL METODO DE GUMBEL

PROYECTO RIO ESCONDIDO, DGO

GASTOS MAXIMOS OBSERVADOS		
AÑO	Q_j (m ³ /seg)	Q_j^2 (m ³ /seg)
1943	340.499	115 939.57
1944	235.	55 225.00
1945	32.	1 024.00
1946	30.9	954.81
1947	124.	15 374.00
1948	150.	22 500.00
1949	47.1	2 218.41
1950	5.788	33.50
1951	212.	44 944.00
1952	1.39	1.93
1953	189.	33 124.00
1954	29.8	888.04
1955	140.	19 600.00
1956	14.5	210.25
1957	22.5	506.25
1958	114.	12 996.00
1959	106.	11 236.00
1960	30.7	942.49
1961	50.8	2 580.64
1962	2.41	5.81
1963	424.	179 776.00
1964	86.	7 396.00
1965	113.	12 769.00
1966	175.	30 625.00
1967	303.05	91 839.30
1968	474.90	225 530.01
1969	31.25	976.56
1970	256.	65 536.00
1971	40.	1 600.00
1972	221.	48 841.00
1973	390.	152 100.00
1974	237.667	56 485.61
1975	242.267	58 693.30
1976	185.154	34 282.00
1977	28.532	814.07
1978	121.25	14 701.56
1979	61.	3 721.00
1980	31.015	961.93
	5292 472	1326 955.00

TABLA No1

N	Yn	\bar{y}_n	N	Yn	\bar{y}_n
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.5485	1.1607
10	.4962	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.0207	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.5521	1.1747
20	.5236	1.0628	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.5548	1.1854
25	.5309	1.0915	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1905
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1921
29	.5353	1.1086	80	.5569	1.1938
30	.5362	1.1124	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.5586	1.2007
35	.5403	1.1285	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.5600	1.2065
40	.5436	1.1413	150	.5646	1.2253
41	.5442	1.1436	200	.5672	1.2360
42	.5448	1.1456	250	.5688	1.2429
43	.5453	1.1480	300	.5699	1.2479
44	.5458	1.1499	400	.5714	1.2545
45	.5463	1.1519	500	.5724	1.2588
46	.5468	1.1538	750	.5738	1.2651
47	.5473	1.1557	1000	.5745	1.2685
48	.5477	1.1574		.5777	1.2826

TABLA No2

α	$\sqrt{N\alpha} \bar{y}_m$
0.1	(2.1407)
0.2	(1.7894)
0.5	(1.4550)
.10	(1.3028)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2696
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.5111
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(17.000)

METODO DE NASH

Nash consideró que el valor del gasto para un determinado periodo de retorno se puede calcular a partir de la ecuación.

$$Q_{\text{máx}} = a + c \log \log \frac{T_r}{T_r - 1} \quad (a)$$

siendo :

$$a = Q_{\text{med}} - c \bar{X} \quad (b)$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N \bar{X} Q_{\text{med}}}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N \bar{X}^2} \quad (c)$$

$$X_i = \log \log \frac{T_r}{T_r - 1} \quad (d)$$

Donde N es el número de valores de Q_i (gastos máximos anuales registrados) y \bar{X} , Q_{med} son los valores medios de la muestra. Para poder calcular los valores de X_i para cada Q_i , se ordenan éstas en forma decreciente asignándoles un número de orden m; así el valor más grande de Q_i , corresponde al valor uno; al inmediato siguiente dos, etc.

Entonces el valor de X_i , se calcula considerando que :

$$T_r = \frac{N + 1}{m}$$

Una vez calculado a y c, se podrá acumular cualquier gasto máximo aplicando la ecuación (a) escogiendo su

período de retorno, según la ecuación de Gumbel $T_r = \frac{n}{p}$

Para determinar el intervalo de confianza, se usa la ecuación :

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{yy}}{N^2(N-1)} + (x - \bar{x})^2 \frac{1}{N-2} \frac{S_{yy}}{S_{xx}} (1 - r_{xy}^2)}$$

donde r_{xy} es el coeficiente de correlación y vale :

$$r_{xy} = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_{xx} S_{yy}}}$$

$$S_{xx} = N \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2$$

$$S_{yy} = N \sum_{i=1}^n Q_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n Q_i \right)^2$$

$$S_{xy} = N \sum_{i=1}^n Q_i x_i - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right) \left(\sum_{i=1}^n Q_i \right)$$

Donde las sumas son desde $i = 1$ hasta n

Al valor Q_{max} , de la ecuación :

$$Q_{max} = a + c \text{ Log Log } \frac{T_r}{T_r - 1}$$

Se le suma y resta el valor ΔQ , obteniéndose así la variación de Q_{max} .

$$Q_{med.} = \frac{5292.372}{38} = 139.28 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\bar{x} = \frac{-22.698}{38} = -0.60 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Cálculo de las constantes a y c

$$c = \frac{-5459.34 - 38 (-0.60)(139.28)}{22.74 - 38 (-0.60)^2} = \frac{-2283.76}{9.06}$$

$$c = -252.07$$

Conocido el valor de C se procede a calcular el valor de la Ecuación :

$$a = Q_{med} - C\bar{X}$$

$$a = 139.28 - (-139.28)(-.60) = 55.71$$

Para un período de retorno de 10,000 años tenemos :

$$Q_{m\acute{a}x.} = 55.71 - 252.07 \text{ Log. Log. } \frac{10000}{10000-1} = 55.71 + 1099.6$$

$$Q_{m\acute{a}x.} = 1155.31 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Cálculo del intervalo de confianza

$$S_{xx} = 38 (22.74) - (-22.698)^2 = 348.92$$

$$S_{yy} = 38 (1326955.05) - (5292.472)^2 = 2.241403165 \times 10^7$$

$$S_{xy} = 38 (-5459.34) - (-22.698)(5292.472) = -87326.39$$

$$x = \text{Log. Log. } \frac{T_r}{T_r-1} = -4.362$$

$$r_{xy} = \frac{-87326.39}{\sqrt{348.92(2.241403165 \times 10^7)}} = \frac{-87326.39}{88434.74} = -.987$$

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{2.241403165 \times 10^7}{(38)^2 (37)} + \frac{(-4.362 - (-.6))^2}{38-2} \frac{2.241403165 \times 10^7}{348.92} (1 - (-.987)^2)}$$

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{419.52 + 14.15 (.028)(64238.31)(.026)}$$

$$\Delta Q = \pm 65.76 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

(124)

$$Q_1 = 1089.55 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad Q_2 = 1155.31 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad Q_3 = 1221.07 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Para un período de retorno de 1000 años tenemos :

$$Q_{\text{máx.}} = 903.21 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Cálculo del intervalo de confianza

$$S_{xx} = 348.92$$

$$S_{yy} = 2.241403165 \times 10^7$$

$$S_{xy} = -87326.39$$

$$x = -3.36$$

$$r_{xy} = -.987$$

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{2.241403165 \times 10^7}{(38)^2 (37)} + (-3.36 - (-.6))^2 \frac{1}{38-2} \frac{2.241403165 \times 10^7}{348.92} (1 - (-.987)^2)}$$

$$Q = \pm 2 \sqrt{419.52 + 7.62 (.028)(64238.31)(.026)}$$

$$Q = \pm 55.71 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_1 = 847.5 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad Q_2 = 903.21 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad Q_3 = 958.92 \text{ m}^3/\text{s.}$$

APLICACION DEL METODO DE LASH
 PROYECTO SANTIAGO BAYAMA, ECU.

AÑO DE OBSERVACION	GASTO MAX. ANUAL (m ³ /seg.)	m	GASTO MAX. EN FORMA DECRECIENTE Q (m ³ /seg.)	Tr	$\frac{Tr}{m}$	Xi	Xj	X ²	Q ²
1943	340.499	1	474.90	39.00	1.03	-1.89	-897.56	3.57	225530.01
1944	235	2	424.	19.50	1.05	-1.67	-708.08	2.79	179776.00
1945	32.	3	390.	13.00	1.08	-1.48	-572.20	2.19	152100.00
1946	30.9	4	340.499	9.75	1.11	-1.34	-456.27	1.60	115939.57
1947	124	5	303.05	7.80	1.15	-1.22	-369.72	1.49	91839.30
1948	150.	6	256.0	6.50	1.18	-1.14	-291.84	1.30	65536.00
1949	47.1	7	242.267	5.57	1.22	-1.06	-256.80	1.12	58093.30
1950	5.788	8	237.667	4.88	1.26	-1.00	-237.67	1.00	56485.60
1951	212.	9	235.0	4.33	1.30	-.94	-220.90	.88	55225.00
1952	1.39	10	221.0	3.96	1.34	-.90	-198.90	.81	48841.00
1953	182.	11	212.0	3.55	1.39	-.84	-178.08	.71	44944.00
1954	29.8	12	185.154	3.25	1.44	-.80	-145.12	.64	34282.00
1955	140.0	13	182.0	3.00	1.50	-.75	-136.50	.56	33124.00
1956	14.5	14	175.0	2.79	1.56	-.71	-124.75	.50	30625.00
1957	22.5	15	150.0	2.60	1.63	-.67	-100.50	.45	22500.00
1958	114.	16	140.0	2.44	1.69	-.64	-89.60	.41	19600.00
1959	106.	17	124.0	2.29	1.78	-.60	-74.40	.36	15376.00
1960	30.7	18	121.75	2.17	1.85	-.57	-69.11	.32	14701.26
1961	50.8	19	114.0	2.05	1.95	-.54	-61.56	.29	12996.00
1962	2.41	20	113.0	1.95	2.05	-.51	-57.63	.26	11769.00
1963	424.	21	106.0	1.86	2.16	-.48	-50.68	.23	11236.00
1964	86.	22	86.0	1.77	2.30	-.44	-37.84	.19	7396.00
1965	113.	23	61.0	1.70	2.43	-.41	-25.01	.17	3711.00
1966	175.	24	50.8	1.63	2.59	-.38	-19.30	.14	2520.64
1967	303.05	25	47.1	1.56	2.79	-.35	-16.49	.12	2718.41
1968	474.90	26	40.0	1.50	3.00	-.32	-12.80	.10	1600.00
1969	31.25	27	32.0	1.44	3.27	-.29	-9.78	.08	1024.00
1970	256.	28	31.25	1.39	3.56	-.26	-8.13	.07	976.56
1971	40.	29	31.015	1.34	3.94	-.23	-7.13	.05	961.93
1972	221.	30	30.9	1.30	4.33	-.20	-6.16	.04	954.81
1973	390.	31	30.7	1.26	4.85	-.16	-4.91	.03	942.49
1974	237.667	32	29.8	1.21	5.55	-.13	-3.87	.02	888.04
1975	242.267	33	28.532	1.18	6.55	-.09	-2.57	.01	814.00
1976	185.154	34	22.5	1.15	7.67	-.05	-1.13	.00	506.25
1977	28.532	35	14.5	1.11	10.09	-.00	.00	.00	210.74
1978	171.25	36	5.788	1.08	13.50	.05	.29	.00	24.50
1979	61.	37	7.41	1.05	21.00	.12	.79	.01	5.81
1980	31.015	38	1.39	1.03	34.33	.19	.76	.03	1.93
SUMA	5292.472		5292.472			-22.69	-5459.34	7.74	132635.04

METODO DE LEBEDIEV

El gasto máximo se obtiene a partir de la fórmula :

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

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m \cdot (k \cdot C_v + 1)$$

$$\Delta Q = \pm \frac{A \cdot r \cdot Q_{m\acute{a}x}}{\sqrt{N}}$$

Q_d = Gasto total de diseño $m^3/seg.$

$Q_{m\acute{a}x}$ = Gasto máximo probable obtenido para una frecuencia determinada.

ΔQ = Intervalo de confianza, en $m^3/seg.$ indica la fructuación de $Q_{m\acute{a}x}$.

Q_m = Gasto medio, en $m^3/seg.$ el cual se calcula con la ecuación :

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

C.V. = Coeficiente de variación que se obtiene de la expresión :

$$C.V. = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (Q_i - Q_m)^2}{N \cdot Q_m^2}}$$

O_i = Gastos máximos anuales observados en $m^3/seg.$

N = Años de observación

K = Coeficiente que depende de la probabilidad

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

Expresada en porcentaje de probabilidad de que se repita el gasto de diseño y del coeficiente de asimetría C_s . Su valor se encuentra en las gráficas No. 1, 2, 3.

C_s = Coeficiente de asimetría, el cual cuando el número de observaciones es mayor de 40 años, se calcula con la expresión.

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{N C_v^3}$$

Si hay pocos años de registro, Levediev recomienda tomar los siguientes valores :

- $C_s = 2 C_v$ para corrientes producidas por deshielo,-
- $C_s = 3 C_v$ para corrientes producidas por tormentas
- $C_s = 5 C_v$ para corrientes producidas por tormentas en cuencas ciclones.

Entre los valores y el obtenido por la ecuación anterior, se escoge el mayor

A = Coeficiente que varía de 0.7 a 1.5; dependiendo del número de años de registro. Mientras más años de registro haya, Menor será el valor del coeficiente. Si n es mayor de 40 años, se toma el valor de 0.7

E_r = Coeficiente que depende de los valores de C.V., y de la provabilidad P , se encuentra el valor en las gráficas No.4

$$Q_{med.} = \frac{5292.477}{38} = 139.28 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Coeficiente de Variación} = \sqrt{\frac{30.47}{38}} = .90$$

Obtención del Coeficiente de Asimetría C_s .

Como el número de registros es menor de 40 no es necesario aplicar la ecuación :

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

Entonces consideramos el gasto máximo solo, - producto de tormentas :

$$C_s = 3 C.v. = 3 (.90) = 2.70$$

Obtención del coeficiente k .

Para un período de retorno = 10 000 años

$$P = \frac{1}{T_r} \times 100 = \frac{1}{10000} \times 100 = .01$$

como $P = .01$ y $C_s = 2.70$ de la tabla No. se obtiene $k = 9.78$

Obtención de E_r .

Para $P = 0.01$ y $C_v = .90$ $E_r = 1.44$

Obtención del gasto máximo :

$$Q_{m\acute{a}x.} = Q_m. (k C_v + 1) = 139.28 (9.78 \times .90 + 1) = 1365.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Intervalo de confianza ΔQ .

Se escogerá $A = .76$

(129)

$$\Delta Q = \pm \frac{A \cdot Er \cdot Q_{m\acute{a}x}}{1} = \pm \frac{.75 \times 1.55 \times 1365.2}{1} = 257.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Obtención del gasto de diseño :

$$Q_1 = 1103 \text{ m}^3/\text{seg} \quad Q_2 = 1365.2 \text{ m}^3/\text{seg} \quad Q_3 = 1622.4 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para un periodo de retorno de 1000 años

$$P = \frac{1}{T} \times 100 = \frac{1}{1000} \times 100 = 0.1$$

Como $P = 0.1$ y $C_s = 2.70$ del cuadro No 1 se obtiene k:

$$K = 6.75$$

Obtención de Er.

$$\text{para } P = 0.1 \text{ y } C.V. = .90 \quad Er = 1.45$$

Obtención del gasto máximo

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m \cdot (k \cdot C.V. + 1) = 139.23 (6.75 \times .9 + 1)$$

$$Q_{m\acute{a}x} = \pm 945.4 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Obtención del intervalo de confianza ΔQ

Se escogera $A = .75$

$$\Delta Q = \pm \frac{A \cdot Er \cdot Q_{m\acute{a}x}}{1} = \pm \frac{.75 \times 1.45 \times 945.4}{1} = \pm 106.8 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Obtención del gasto de diseño :

$$Q_1 = 778.6 \text{ m}^3/\text{seg} \quad Q_2 = 945.4 \text{ m}^3/\text{seg} \quad Q_3 = 1112.2 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Los resultados obtenidos para los períodos de retorno correspondientes se muestran en la siguiente tabla.

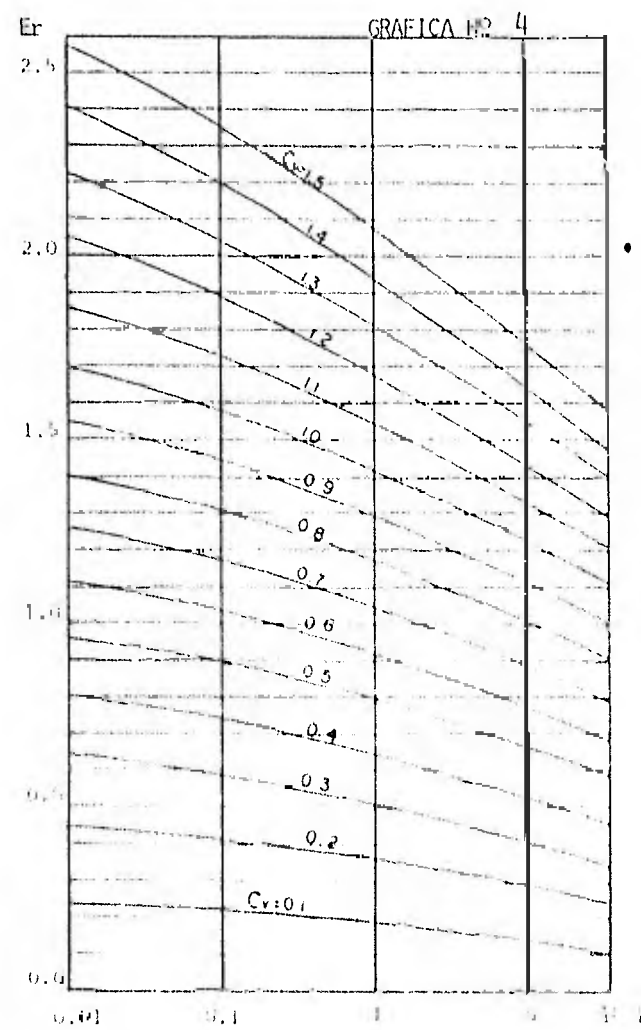
APLICACION DEL METODO DE LEBEDIEV

PROYECTO RIO ESCONDIDO, DGO.

TABLA DE REGISTROS

AÑOS DE OBSERVACION	GASTOS MAX. ANUALES Q (m ³ /seg.)	$\frac{Q_i}{Q_m}$	$\frac{Q_i}{Q_m} - 1$	$(\frac{Q_i}{Q_m} - 1)^2$
1943	340.499	2.44	1.44	2.07
1944	235.0	1.69	.69	.48
1945	32.0	.23	-.77	.59
1946	30.9	.22	-.78	.61
1947	124.0	.89	-.11	.01
1948	150.0	1.08	.08	.01
1949	47.1	.34	-.66	.44
1950	5.788	.04	-.96	.92
1951	212.0	1.52	.52	.27
1952	1.39	.01	-.99	.98
1953	182.0	1.31	.31	.10
1954	29.8	.21	-.79	.62
1955	140.0	1.01	.01	0
1956	14.5	.10	-.90	.81
1957	22.5	.16	-.84	.71
1958	114.0	.82	-.18	.03
1959	106.0	.76	-.24	.06
1960	30.7	.22	-.78	.61
1961	50.8	.36	-.64	.41
1962	2.41	.02	-.98	.96
1963	424.0	3.04	2.04	4.16
1964	86.0	.62	-.38	.14
1965	113.0	.81	-.19	.04
1966	175.0	1.26	.26	.07
1967	303.05	2.18	1.18	1.39
1968	474.9	3.41	2.41	5.81
1969	31.25	.22	-.78	.61
1970	256.0	1.84	.84	.71
1971	40.0	.29	-.71	.50
1972	221.0	1.59	.59	.35
1973	390.0	2.80	1.80	3.24
1974	237.667	1.71	.71	.50
1975	242.267	1.74	.74	.55
1976	185.154	1.33	.33	.11
1977	26.532	.19	-.81	.66
1978	121.25	.87	-.13	.02
1979	61.0	.44	-.56	.31
1980	31.015	.22	-.78	.61
SUMA	5292.472			30.47

MÉTODO DE LEBDIEV



VALORES DE E_r , EN FUNCIÓN DE C_v , Y P ,
EN PORCIENTO

APLICACION DEL METODO DE LINDBERG
 CÁLCULO DE

C ₁	I ₉₈																				C ₅
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	
0.02	3.20	3.30	3.50	2.33	2.62	1.98	1.63	1.32	1.05	0.82	0.62	0.45	0.30	0.18	0.09	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	
0.05	3.45	3.55	3.80	2.58	2.87	2.23	1.88	1.57	1.30	1.07	0.84	0.67	0.50	0.35	0.22	0.13	0.07	0.04	0.02	0.01	
0.1	3.70	3.80	4.05	2.83	3.12	2.48	2.13	1.82	1.55	1.32	1.09	0.91	0.72	0.55	0.39	0.25	0.15	0.08	0.04	0.02	
0.15	3.95	4.05	4.30	3.08	3.37	2.73	2.38	2.07	1.80	1.57	1.34	1.15	0.95	0.77	0.59	0.41	0.26	0.16	0.09	0.05	
0.2	4.20	4.30	4.55	3.33	3.62	3.00	2.65	2.34	2.07	1.84	1.61	1.40	1.19	1.00	0.81	0.61	0.43	0.27	0.17	0.10	
0.25	4.45	4.55	4.80	3.58	3.87	3.25	2.90	2.59	2.32	2.09	1.86	1.63	1.42	1.21	1.01	0.81	0.61	0.43	0.27	0.17	
0.3	4.70	4.80	5.05	3.83	4.12	3.50	3.15	2.84	2.57	2.34	2.11	1.88	1.65	1.44	1.23	1.02	0.81	0.61	0.43	0.27	
0.35	4.95	5.05	5.30	4.08	4.37	3.75	3.40	3.09	2.82	2.59	2.36	2.13	1.90	1.67	1.45	1.24	1.03	0.81	0.61	0.43	
0.4	5.20	5.30	5.55	4.33	4.62	4.00	3.65	3.34	3.07	2.84	2.61	2.38	2.15	1.92	1.69	1.47	1.25	1.03	0.81	0.61	
0.45	5.45	5.55	5.80	4.58	4.87	4.25	3.90	3.59	3.32	3.09	2.86	2.63	2.40	2.17	1.94	1.71	1.49	1.27	1.05	0.83	
0.5	5.70	5.80	6.05	4.83	5.12	4.50	4.15	3.84	3.57	3.34	3.11	2.88	2.65	2.42	2.19	1.96	1.73	1.51	1.29	1.07	
0.55	5.95	6.05	6.30	5.08	5.37	4.75	4.40	4.09	3.82	3.59	3.36	3.13	2.90	2.67	2.44	2.21	1.98	1.75	1.53	1.31	
0.6	6.20	6.30	6.55	5.33	5.62	5.00	4.65	4.34	4.07	3.84	3.61	3.38	3.15	2.92	2.69	2.46	2.23	2.00	1.77	1.55	
0.65	6.45	6.55	6.80	5.58	5.87	5.25	4.90	4.59	4.32	4.09	3.86	3.63	3.40	3.17	2.94	2.71	2.48	2.25	2.02	1.80	
0.7	6.70	6.80	7.05	5.83	6.12	5.50	5.15	4.84	4.57	4.34	4.11	3.88	3.65	3.42	3.19	2.96	2.73	2.50	2.27	2.05	
0.75	6.95	7.05	7.30	6.08	6.37	5.75	5.40	5.09	4.82	4.59	4.36	4.13	3.90	3.67	3.44	3.21	2.98	2.75	2.52	2.30	
0.8	7.20	7.30	7.55	6.33	6.62	6.00	5.65	5.34	5.07	4.84	4.61	4.38	4.15	3.92	3.69	3.46	3.23	3.00	2.77	2.55	
0.85	7.45	7.55	7.80	6.58	6.87	6.25	5.90	5.59	5.32	5.09	4.86	4.63	4.40	4.17	3.94	3.71	3.48	3.25	3.02	2.80	
0.9	7.70	7.80	8.05	6.83	7.12	6.50	6.15	5.84	5.57	5.34	5.11	4.88	4.65	4.42	4.19	3.96	3.73	3.50	3.27	3.05	
0.95	7.95	8.05	8.30	7.08	7.37	6.75	6.40	6.09	5.82	5.59	5.36	5.13	4.90	4.67	4.44	4.21	3.98	3.75	3.52	3.30	
1.0	8.20	8.30	8.55	7.33	7.62	7.00	6.65	6.34	6.07	5.84	5.61	5.38	5.15	4.92	4.69	4.46	4.23	4.00	3.77	3.55	
1.05	8.45	8.55	8.80	7.58	7.87	7.25	6.90	6.59	6.32	6.09	5.86	5.63	5.40	5.17	4.94	4.71	4.48	4.25	4.02	3.80	
1.1	8.70	8.80	9.05	7.83	8.12	7.50	7.15	6.84	6.57	6.34	6.11	5.88	5.65	5.42	5.19	4.96	4.73	4.50	4.27	4.05	
1.15	8.95	9.05	9.30	8.08	8.37	7.75	7.40	7.09	6.82	6.59	6.36	6.13	5.90	5.67	5.44	5.21	4.98	4.75	4.52	4.30	
1.2	9.20	9.30	9.55	8.33	8.62	8.00	7.65	7.34	7.07	6.84	6.61	6.38	6.15	5.92	5.69	5.46	5.23	5.00	4.77	4.55	
1.25	9.45	9.55	9.80	8.58	8.87	8.25	7.90	7.59	7.32	7.09	6.86	6.63	6.40	6.17	5.94	5.71	5.48	5.25	5.02	4.80	
1.3	9.70	9.80	10.05	8.83	9.12	8.50	8.15	7.84	7.57	7.34	7.11	6.88	6.65	6.42	6.19	5.96	5.73	5.50	5.27	5.05	
1.35	9.95	10.05	10.30	9.08	9.37	8.75	8.40	8.09	7.82	7.59	7.36	7.13	6.90	6.67	6.44	6.21	5.98	5.75	5.52	5.30	
1.4	10.20	10.30	10.55	9.33	9.62	9.00	8.65	8.34	8.07	7.84	7.61	7.38	7.15	6.92	6.69	6.46	6.23	6.00	5.77	5.55	
1.45	10.45	10.55	10.80	9.58	9.87	9.25	8.90	8.59	8.32	8.09	7.86	7.63	7.40	7.17	6.94	6.71	6.48	6.25	6.02	5.80	
1.5	10.70	10.80	11.05	9.83	10.12	9.50	9.15	8.84	8.57	8.34	8.11	7.88	7.65	7.42	7.19	6.96	6.73	6.50	6.27	6.05	
1.55	10.95	11.05	11.30	10.08	10.37	9.75	9.40	9.09	8.82	8.59	8.36	8.13	7.90	7.67	7.44	7.21	6.98	6.75	6.52	6.30	
1.6	11.20	11.30	11.55	10.33	10.62	10.00	9.65	9.34	9.07	8.84	8.61	8.38	8.15	7.92	7.69	7.46	7.23	7.00	6.77	6.55	
1.65	11.45	11.55	11.80	10.58	10.87	10.25	9.90	9.59	9.32	9.09	8.86	8.63	8.40	8.17	7.94	7.71	7.48	7.25	7.02	6.80	
1.7	11.70	11.80	12.05	10.83	11.12	10.50	10.15	9.84	9.57	9.34	9.11	8.88	8.65	8.42	8.19	7.96	7.73	7.50	7.27	7.05	
1.75	11.95	12.05	12.30	11.08	11.37	10.75	10.40	10.09	9.82	9.59	9.36	9.13	8.90	8.67	8.44	8.21	7.98	7.75	7.52	7.30	
1.8	12.20	12.30	12.55	11.33	11.62	11.00	10.65	10.34	10.07	9.84	9.61	9.38	9.15	8.92	8.69	8.46	8.23	8.00	7.77	7.55	
1.85	12.45	12.55	12.80	11.58	11.87	11.25	10.90	10.59	10.32	10.09	9.86	9.63	9.40	9.17	8.94	8.71	8.48	8.25	8.02	7.80	
1.9	12.70	12.80	13.05	11.83	12.12	11.50	11.15	10.84	10.57	10.34	10.11	9.88	9.65	9.42	9.19	8.96	8.73	8.50	8.27	8.05	
1.95	12.95	13.05	13.30	12.08	12.37	11.75	11.40	11.09	10.82	10.59	10.36	10.13	9.90	9.67	9.44	9.21	8.98	8.75	8.52	8.30	
2.0	13.20	13.30	13.55	12.33	12.62	12.00	11.65	11.34	11.07	10.84	10.61	10.38	10.15	9.92	9.69	9.46	9.23	9.00	8.77	8.55	

APLICACION DE METODOS DE CEBRUCO
VALORES DE K

Tabla No. 2

C _g	C _u																			C _R								
	0.01	0.1	0.1	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99	99.9					
1.2	7.55	5.64	4.15	3.35	2.85	2.47	2.20	2.02	1.87	1.74	1.62	1.51	1.41	1.31	1.21	1.11	1.01	0.91	0.81	0.71	0.61	0.51	0.41	0.31	0.21	0.11	0.01	
1.55	7.87	5.76	4.19	3.52	3.02	2.64	2.37	2.19	2.04	1.91	1.80	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30	1.20	1.10	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10
1.9	7.98	5.77	4.23	3.51	3.01	2.62	2.35	2.17	2.02	1.89	1.78	1.68	1.58	1.48	1.38	1.28	1.18	1.08	0.98	0.88	0.78	0.68	0.58	0.48	0.38	0.28	0.18	0.08
1.95	8.10	5.84	4.26	3.53	3.03	2.64	2.37	2.19	2.04	1.91	1.80	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30	1.20	1.10	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10
2.0	8.21	5.91	4.30	3.60	3.10	2.71	2.44	2.26	2.11	1.98	1.87	1.77	1.67	1.57	1.47	1.37	1.27	1.17	1.07	0.97	0.87	0.77	0.67	0.57	0.47	0.37	0.27	0.17
2.05	8.32	5.97	4.31	3.63	3.13	2.74	2.47	2.29	2.14	2.01	1.90	1.80	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30	1.20	1.10	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20
2.1	8.43	6.04	4.32	3.67	3.16	2.77	2.50	2.32	2.17	2.04	1.93	1.83	1.73	1.63	1.53	1.43	1.33	1.23	1.13	1.03	0.93	0.83	0.73	0.63	0.53	0.43	0.33	0.23
2.15	8.54	6.10	4.33	3.71	3.19	2.80	2.53	2.35	2.20	2.07	1.96	1.86	1.76	1.66	1.56	1.46	1.36	1.26	1.16	1.06	0.96	0.86	0.76	0.66	0.56	0.46	0.36	0.26
2.2	8.65	6.17	4.34	3.75	3.22	2.83	2.56	2.38	2.23	2.10	1.99	1.89	1.79	1.69	1.59	1.49	1.39	1.29	1.19	1.09	0.99	0.89	0.79	0.69	0.59	0.49	0.39	0.29
2.25	8.76	6.24	4.35	3.79	3.25	2.86	2.59	2.41	2.26	2.13	2.02	1.92	1.82	1.72	1.62	1.52	1.42	1.32	1.22	1.12	1.02	0.92	0.82	0.72	0.62	0.52	0.42	0.32
2.3	8.87	6.31	4.36	3.83	3.28	2.89	2.62	2.44	2.29	2.16	2.05	1.95	1.85	1.75	1.65	1.55	1.45	1.35	1.25	1.15	1.05	0.95	0.85	0.75	0.65	0.55	0.45	0.35
2.35	8.98	6.38	4.37	3.87	3.31	2.92	2.65	2.47	2.32	2.19	2.08	1.98	1.88	1.78	1.68	1.58	1.48	1.38	1.28	1.18	1.08	0.98	0.88	0.78	0.68	0.58	0.48	0.38
2.4	9.09	6.45	4.38	3.91	3.34	2.95	2.68	2.50	2.35	2.22	2.11	2.01	1.91	1.81	1.71	1.61	1.51	1.41	1.31	1.21	1.11	1.01	0.91	0.81	0.71	0.61	0.51	0.41
2.45	9.20	6.52	4.39	3.95	3.37	2.98	2.71	2.53	2.38	2.25	2.14	2.04	1.94	1.84	1.74	1.64	1.54	1.44	1.34	1.24	1.14	1.04	0.94	0.84	0.74	0.64	0.54	0.44
2.5	9.31	6.59	4.40	3.99	3.40	3.01	2.74	2.56	2.41	2.28	2.17	2.07	1.97	1.87	1.77	1.67	1.57	1.47	1.37	1.27	1.17	1.07	0.97	0.87	0.77	0.67	0.57	0.47
2.55	9.42	6.66	4.41	4.03	3.43	3.04	2.77	2.59	2.44	2.31	2.20	2.10	2.00	1.90	1.80	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30	1.20	1.10	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
2.6	9.53	6.73	4.42	4.07	3.46	3.07	2.80	2.62	2.47	2.34	2.23	2.13	2.03	1.93	1.83	1.73	1.63	1.53	1.43	1.33	1.23	1.13	1.03	0.93	0.83	0.73	0.63	0.53
2.65	9.64	6.80	4.43	4.11	3.49	3.10	2.83	2.65	2.50	2.37	2.26	2.16	2.06	1.96	1.86	1.76	1.66	1.56	1.46	1.36	1.26	1.16	1.06	0.96	0.86	0.76	0.66	0.56
2.7	9.75	6.87	4.44	4.15	3.52	3.13	2.86	2.68	2.53	2.40	2.29	2.19	2.09	1.99	1.89	1.79	1.69	1.59	1.49	1.39	1.29	1.19	1.09	0.99	0.89	0.79	0.69	0.59
2.75	9.86	6.94	4.45	4.19	3.55	3.16	2.89	2.71	2.56	2.43	2.32	2.22	2.12	2.02	1.92	1.82	1.72	1.62	1.52	1.42	1.32	1.22	1.12	1.02	0.92	0.82	0.72	0.62
2.8	9.97	7.01	4.46	4.23	3.58	3.19	2.92	2.74	2.59	2.46	2.35	2.25	2.15	2.05	1.95	1.85	1.75	1.65	1.55	1.45	1.35	1.25	1.15	1.05	0.95	0.85	0.75	0.65
2.85	10.08	7.08	4.47	4.27	3.61	3.22	2.95	2.77	2.62	2.49	2.38	2.28	2.18	2.08	1.98	1.88	1.78	1.68	1.58	1.48	1.38	1.28	1.18	1.08	0.98	0.88	0.78	0.68
2.9	10.19	7.15	4.48	4.31	3.64	3.25	2.98	2.80	2.65	2.52	2.41	2.31	2.21	2.11	2.01	1.91	1.81	1.71	1.61	1.51	1.41	1.31	1.21	1.11	1.01	0.91	0.81	0.71
2.95	10.30	7.22	4.49	4.35	3.67	3.28	3.01	2.83	2.68	2.55	2.44	2.34	2.24	2.14	2.04	1.94	1.84	1.74	1.64	1.54	1.44	1.34	1.24	1.14	1.04	0.94	0.84	0.74
3.0	10.41	7.29	4.50	4.39	3.70	3.31	3.04	2.86	2.71	2.58	2.47	2.37	2.27	2.17	2.07	1.97	1.87	1.77	1.67	1.57	1.47	1.37	1.27	1.17	1.07	0.97	0.87	0.77
3.05	10.52	7.36	4.51	4.43	3.73	3.34	3.07	2.89	2.74	2.61	2.50	2.40	2.30	2.20	2.10	2.00	1.90	1.80	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30	1.20	1.10	1.00	0.90	0.80
3.1	10.63	7.43	4.52	4.47	3.76	3.37	3.10	2.92	2.77	2.64	2.53	2.43	2.33	2.23	2.13	2.03	1.93	1.83	1.73	1.63	1.53	1.43	1.33	1.23	1.13	1.03	0.93	0.83
3.15	10.74	7.50	4.53	4.51	3.79	3.40	3.13	2.95	2.80	2.67	2.56	2.46	2.36	2.26	2.16	2.06	1.96	1.86	1.76	1.66	1.56	1.46	1.36	1.26	1.16	1.06	0.96	0.86
3.2	10.85	7.57	4.54	4.55	3.82	3.43	3.16	2.98	2.83	2.70	2.59	2.49	2.39	2.29	2.19	2.09	1.99	1.89	1.79	1.69	1.59	1.49	1.39	1.29	1.19	1.09	0.99	0.89
3.25	10.96	7.64	4.55	4.59	3.85	3.46	3.19	3.01	2.86	2.73	2.62	2.52	2.42	2.32	2.22	2.12	2.02	1.92	1.82	1.72	1.62	1.52	1.42	1.32	1.22	1.12	1.02	0.92
3.3	11.07	7.71	4.56	4.63	3.88	3.49	3.22	3.04	2.89	2.76	2.65	2.55	2.45	2.35	2.25	2.15	2.05	1.95	1.85	1.75	1.65	1.55	1.45	1.35	1.25	1.15	1.05	0.95
3.35	11.18	7.78	4.57	4.67	3.91	3.52	3.25	3.07	2.92	2.79	2.68	2.58	2.48	2.38	2.28	2.18	2.08	1.98	1.88	1.78	1.68	1.58	1.48	1.38	1.28	1.18	1.08	0.98
3.4	11.29	7.85	4.58	4.71	3.94	3.55	3.28	3.10	2.95	2.82	2.71	2.61	2.51	2.41	2.31	2.21	2.11	2.01	1.91	1.81	1.71	1.61	1.51	1.41	1.31	1.21	1.11	1.01
3.45	11.40	7.92	4.59	4.75	3.97	3.58	3.31	3.13	2.98	2.85	2.74	2.64	2.54	2.44	2.34	2.24	2.14	2.04	1.94	1.84	1.74	1.64	1.54	1.44	1.34	1.24	1.14	1.04
3.5	11.51	7.99	4.60	4.79	4.00	3.61	3.34	3.16	3.01	2.88	2.77	2.67	2.57	2.47	2.37	2.27	2.17	2.07	1.97	1.87	1.77	1.67	1.57	1.47	1.37	1.27	1.17	1.07
3.55	11.62	8.06	4.61	4.83	4.03	3.64	3.37	3.19	3.04	2.91	2.80	2.70	2.60	2.50	2.40	2.30	2.20	2.10	2.00	1.90	1.80	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30	1.20	1.10
3.6	11.73	8.13	4.62	4.87	4.06	3.67	3.40	3.22	3.07	2.94	2.83	2.73	2.63	2.53	2.43	2.33	2.23	2.13	2.03	1.93	1.83	1.73	1.63	1.53	1.43	1.33	1.23	1.13
3.65	11.84	8.20	4.63	4.91	4.09	3.70	3.43	3.25	3.10	2.97	2.86	2.76	2.66	2.56	2.46	2.36	2.26	2.16	2.06	1.96	1.86	1.76	1.66	1.56	1.46	1.36	1.26	1.16
3.7	11.95	8.27	4.64	4.95	4.12	3.73	3.46	3.28	3.13	3.00	2.89	2.79	2.69	2.59	2.49	2.39	2.29	2.19	2.09	1.99	1.89	1.79	1.69	1.59	1.49	1.39	1.29	1.19
3.75	12.06	8.34	4.65	4.99	4.15	3.76	3.49	3.31	3.16	3.03	2.92	2.82	2.72	2.62	2.52	2.42	2.32	2.22	2.12	2.02	1.92	1.82	1.72	1.62	1.52	1.42	1.32	1.22
3.8	12.17	8.41	4.66	5.03	4.18	3.79	3.52	3.34	3.19	3.06	2.95	2.8																

APLICACION DEL METODO DE LEBEDIEV

VALORES DE λ

C _A	P. en %																				C _B	
	0.01	0.1	0.3	1	2	3	5	10	20	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99		99.9
3.55	11.73	7.65	5.27	4.22	3.41	2.95	1.81	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	3.55
3.6	11.69	7.72	5.30	4.24	3.43	2.96	1.92	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	3.6
3.65	12.0	7.79	5.32	4.25	3.43	2.96	1.92	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	3.65
3.7	12.11	7.86	5.35	4.26	3.43	2.96	1.91	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	3.7
3.75	12.12	7.91	5.37	4.27	3.43	2.96	1.90	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	3.75
3.8	12.33	7.97	5.40	4.29	3.43	2.95	1.90	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	3.8
3.85	12.44	8.02	5.42	4.31	3.43	2.95	1.90	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	3.85
3.9	12.75	8.06	5.45	4.32	3.43	2.95	1.90	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	3.9
3.95	12.67	8.12	5.47	4.33	3.43	2.95	1.94	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	3.95
4.0	12.73	8.17	5.50	4.34	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.0
4.05	12.83	8.23	5.52	4.35	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.05
4.1	12.89	8.29	5.55	4.36	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.1
4.15	13.10	8.35	5.57	4.37	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.15
4.2	13.21	8.36	5.59	4.39	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.2
4.25	13.22	8.43	5.62	4.39	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.25
4.3	13.43	8.49	5.65	4.40	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.3
4.35	13.51	8.51	5.67	4.41	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.35
4.4	13.65	8.60	5.69	4.42	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.4
4.45	13.77	8.64	5.71	4.43	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.45
4.5	13.87	8.69	5.74	4.44	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.5
4.55	13.98	8.74	5.76	4.45	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.55
4.6	14.09	8.79	5.79	4.46	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.6
4.65	14.20	8.84	5.81	4.47	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.65
4.7	14.31	8.89	5.84	4.49	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.7
4.75	14.32	8.92	5.86	4.49	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.75
4.8	14.54	8.98	5.89	4.50	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.8
4.85	14.65	9.00	5.93	4.50	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.85
4.9	14.76	9.01	5.96	4.51	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.9
4.95	14.87	9.03	5.98	4.52	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	4.95
5.0	14.97	9.10	6.01	4.54	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	5.0
5.05	15.08	9.14	6.06	4.56	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	5.05
5.1	15.19	9.20	6.09	4.56	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	5.1
5.15	15.30	9.21	6.0	4.56	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	5.15
5.2	15.41	9.27	6.02	4.56	3.43	2.95	1.93	1.03	0.59	0.32	-0.06	-0.25	-0.41	-0.59	-0.74	-0.87	-0.98	-1.04	-1.06	-1.04	-1.01	5.2

METODO	Tr 10 000 AÑOS	Tr 1000 AÑOS
GUMBEL	1230.0 m ³ /seg.	973.7 m ³ /seg.
NASH	1221.1 m ³ /seg.	958.9 m ³ /seg.
LEBEDIEV	1622.4 m ³ /seg.	1112.2 m ³ /seg.

ENVOLVENTE REGIONAL DE GASTOS MAXIMOS

El rfo Santiago Bayacora se localiza en la región Hidrológica No. 11 y el área drenada correspondiente es de 1052 Km².

Por lo tanto :

$$Q = (2.1)(1052) = 2\ 209.2\ m^3/seg. \text{ para un Tr } = 10,000 \text{ años}$$

$$Q = (1.65)(1052) = 1735.8\ m^3/seg \text{ para un Tr } = 1000 \text{ años}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos para un Tr igual a 10,000 años, se considera que un gasto de 1350 m³/seg. sería el aceptable ya que el valor medio de los estimados es de este orden, y para un Tr igual a 1000 años el valor adoptado es de 1070 m³/seg.

6.3 Hidrograma de la Avenida Máxima Probable

La forma adoptada de la avenida máxima probable de los periodos de retornos considerados, se derivó del tren de avenidas más desfavorables observada en la estación Hidrométrica Refugio Salcido, el 11 de Septiembre de 1968. Dicho tren consta de tres picos, siendo el primero de un va-

lor de 474 m³/seg. el cual corresponde al máximo, de 385.5 m³/seg. el intermedio y de 288 m³/seg. el último (gráfica No. 6.3.1).

Se considera que la situación más crítica se presenta cuando el gasto máximo observado ocurre al último de los tres picos del tren registrado, por lo que para efectos de este estudio, se conservan los dos primeros con los valores registrados el 11 de Septiembre de 1968, y el tercero adopta el valor del máximo probable, mayorando éste con la metodología tradicional (gráfica No. 6.3.2)

6.4 Tránsito de la Avenida Máxima Probable

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

El tránsito de avenidas permite conocer, la capacidad de control (Sobrealmacenamiento) así como las dimensiones de las obras de excedencia (vertedor). Consiste en la simulación del paso de una onda de avenida por un vaso que controla las descargas mediante un vertedor de dimensiones conocidas o supuestas.

METODO APLICADO

El modelo de Simulación se basa en la ecuación de continuidad que establece para un intervalo de tiempo.

$$\text{Vol. entrada} = \text{Vol. de Salida} + \text{Almacenamiento} \quad (1)$$

Dado que el paso de la avenida dura horas o a lo mucho algunos días, no se consideran lluvia, evaporación, filtración ni demanda porque estos son despreciables en comparación con el volumen de la avenida.

Desarrollando la Ec. de Continuidad para un " Δt "

$$\left(\frac{I_i + I_f}{2}\right) \Delta t = \left(\frac{S_i + S_f}{2}\right) \Delta t + V_f - V_i \quad (2)$$

donde :

I_i = Gasto de entrada al vaso al inicio del " Δt "

I_f = Gasto de entrada al vaso al final del " Δt "

t = Intervalo de tiempo

S_i = Gasto de Salida por el vertedor inicio " Δt "

S_f = Gasto de Salida por el vertedor final " Δt "

V_i, V_f = Vol. inicial y final del sobrealmacenamiento (este se cuenta a partir del NAN).

ordenando la Ec. anterior (en volumen) :

$$\left(\frac{I_i + I_f}{2}\right) \Delta t + V_i - \frac{S_i}{2} \cdot \Delta t = V_f + \frac{S_f}{2} \cdot \Delta t \quad (3)$$

convirtiendo a gasto : Multiplicar por $\frac{2}{\Delta t}$

$$\underbrace{I_i + I_f + \frac{2V_i}{t} - S_i}_{M_1} = \underbrace{\frac{2V_f}{t} + S_f}_{M_2} \quad (4)$$

que es la ecuación del tránsito de avenidas donde M_1 es conocido y M_2 desconocido.

METODOLOGIA DEL CALCULO

- 1) Calcúlese el valor del primer miembro " M_1 " habiendo fijado el Δt , supuesto una cap. inicial " V_i " (usualmente se empieza el tránsito a presa llena hasta el NAN)* y calculando el gasto de salida " S_i " de acuerdo a la curva de gastos y la elev. que se tenga el inicio.
- * Sobrealmacenamiento = 0.0
- 2) Sopongase un valor del almacenamiento final " V_f "
- 3) Obtenga la elevación correspondiente al " V_f "
- 4) Con la elevación anterior y la curva de gastos calcule el " S_f "
- 5) Calcule el valor del M_2
- 6) Repita las operaciones hasta que $M_1 = M_2$
- 7) El gasto inicial " I_i " del siguiente intervalo será el gasto final " I_f " del anterior.

El tamaño del intervalo " Δt " dependerá del -- tiempo de duración, forma de la avenida y precisión deseada.

Así $\Delta t = 10, 30 \text{ min. } 1, 2, 3, 4, \dots \text{ hrs. etc.}$

INFORMACION NECESARIA

- a) Curva de elevaciones - capacidades a partir de la -- elev. inicial (Elev. Cresta = N.A.H., Vert. Libre)
- b) Hidrograma de entradas.- Es la representación gráfica de la avenida analizada.
- c) Curva de elevaciones - gasto
Es la Ley de Salidas de agua (derrames) en función de la elev. de embalse o carga. Esta curva se elabora de acuerdo del tipo de estructura de descarga.

Si es un vertedor de cresta libre :

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

Q : Gasto de descarga

C : Constante del vertedor

L : Longitud de la cresta vertedora

H : Carga sobre la cresta

Si la descarga es controlada por una compuerta, orificio o válvula será necesario conocer las características hidráulicas de dichos elementos así como la política de operación que nos indiquen la forma en que se harán las extracciones controladas.

El tránsito de la avenida máxima extraordinaria (Tr = 10,000 ó 5000 años) para una presa permite revisar:

Nivel máximo del embalse NAME para el dimensionamiento de la altura de la cortina.

El gasto máximo de descarga por el vertedor, válvula u orificio.

La carga máxima sobre la cresta orificio, etc.

El tránsito de la avenida máxima ordinaria (Tr = 100 años generalmente) permite revisar el gasto que se descarga en condiciones máximas dentro de lo normal de tal forma que estos gastos no ocasionen problemas aguas abajo de la presa.

Los diferentes tránsitos de la avenida se hacen variando las dimensiones y operación de la obra de escape de tal forma de tener una gama de alternativas para poder seleccionar la más adecuada desde el punto de vista técnico y económico.

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

6.4.1 Resultado del Tránsito de la Av. Máx. Probable

En este punto se describe el análisis del tránsito de la avenida máxima probable del vaso de proyecto, utilizando como estructura de descarga un vertedor de cresta libre. La capacidad de almacenamiento hasta el nivel de la cresta vertedora es de 150 M de m^3 a la elevación 1962.26 m.s.n.m. la cual corresponde a la requerida para surtir las demandas de riego previstas.

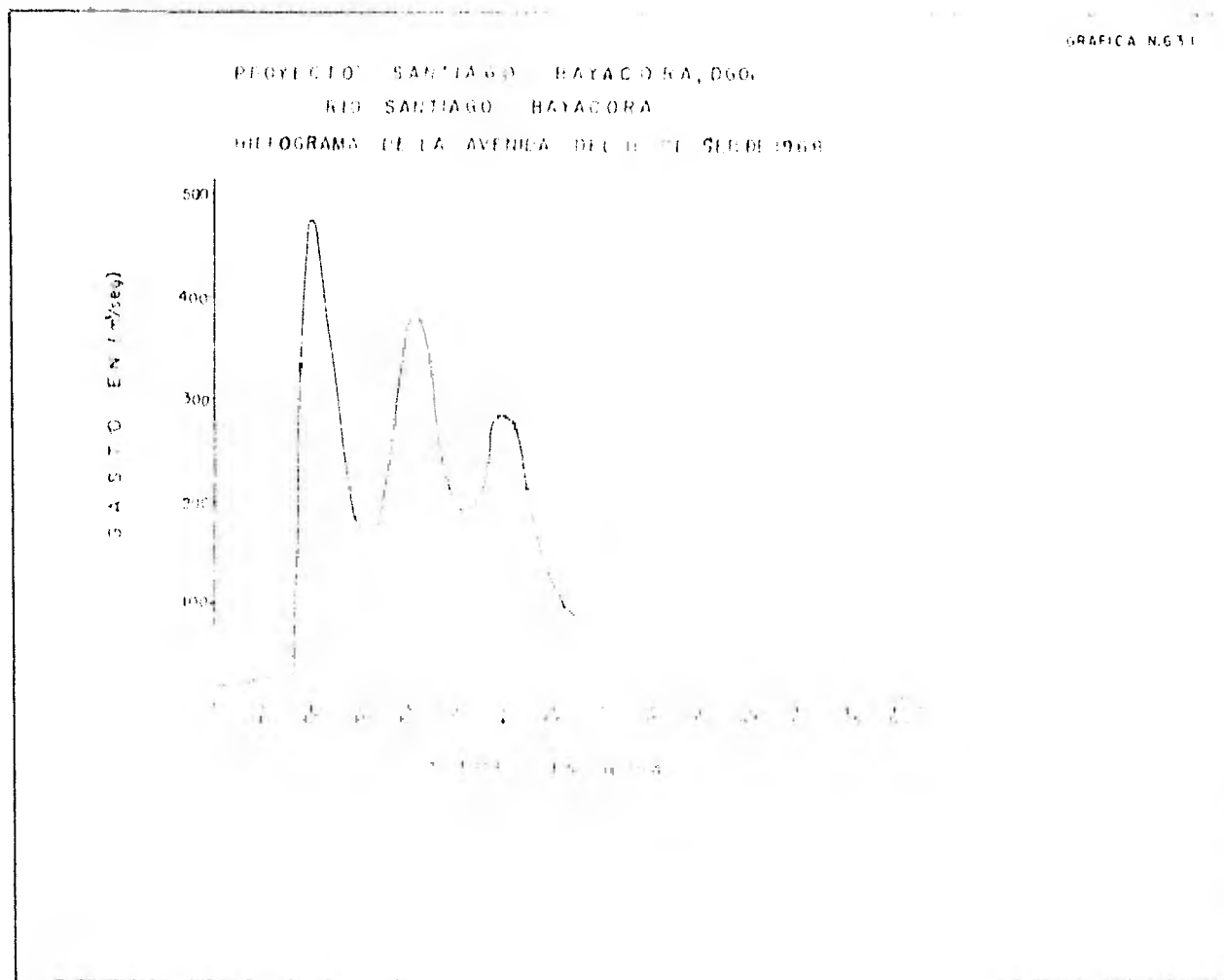
Se trázase la avenida máxima probable por el vaso Santiago Bayacora haciendo variar la longitud del vertedor de 15 m. a 200 m. con el fin de determinar los volúmenes superalmacenados, el nivel máximo que alcanzarán las aguas y el gasto de diseño de la obra de excedencia, ya que las aguas no deben rebasar la capacidad del cauce aguas abajo para no inundar y provocar daños.

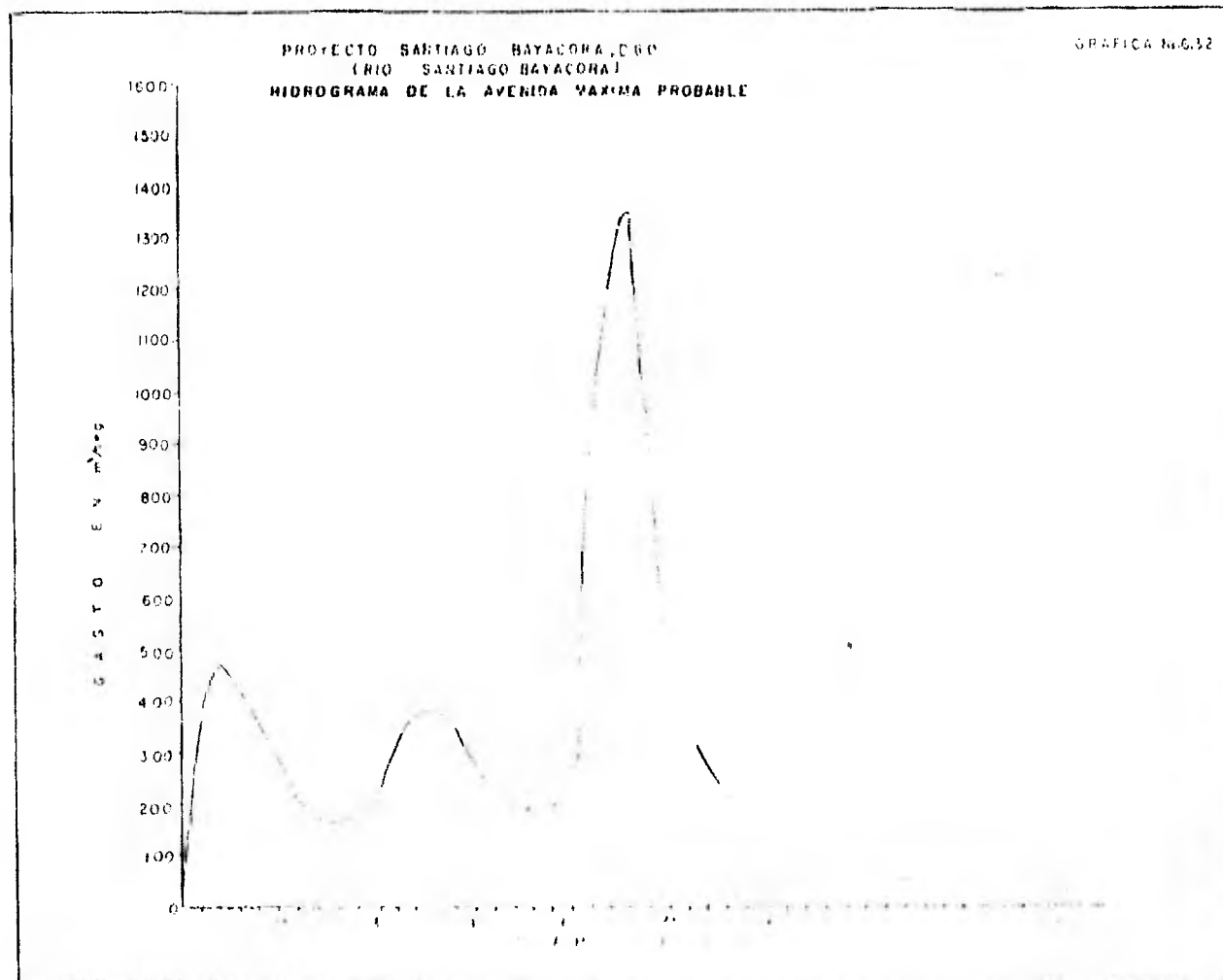
Se infiere que la longitud recomendable del vertedor oscila entre 15 y 20 m. debido a que el porcentaje de regularización y los gastos máximos de salidas se encuentran dentro de los límites permisibles. En el cuadro No. 6.4.1 y 6.4.2, se muestra un resumen de resultados para cada longitud analizada, donde se puede observar que la carga mínima corresponde a 2.10 m. y la máxima 8.05 m. para 15 y 200 m. respectivamente, y en las gráficas No. 6.4.3 a 6.4.7, se pueden observar los hidrogramas resultantes.

De los resultados obtenidos, se observa que dar al vertedor de cresta libre una longitud de 20 m. se controla en un 46% la avenida máxima probable, alcanzándose un almacenamiento máximo de 190.66 M³ y una elevación al NOME de 1969.30 m.s.n.m. Lo cual haciendo un análisis con la aven

da máxima observada y con información recabada en el lugar se puede decir que dicha elevación se encuentra dentro de los límites de seguridad. Las características del problema cuando se presenta el embalse máximo son las siguientes:

Longitud del Vertedor	20.00 m
Elev. a la cresta vertedora	1962.26 m.s.n.m.
Capacidad a la cresta vertedora	150 m^3
Volumen generado por la avenida	135.44 m^3
Volumen regularizado	40.32 m^3
Carga Máxima	7.00 m.
Elevación al NAME	1969.26 m.s.n.m.
Capacidad al NAME	190.32 m^3
Gasto Máximo de Entrada	1350 $\text{m}^3/\text{seg.}$
Gasto Máximo de Salida	740.6 $\text{m}^3/\text{seg.}$





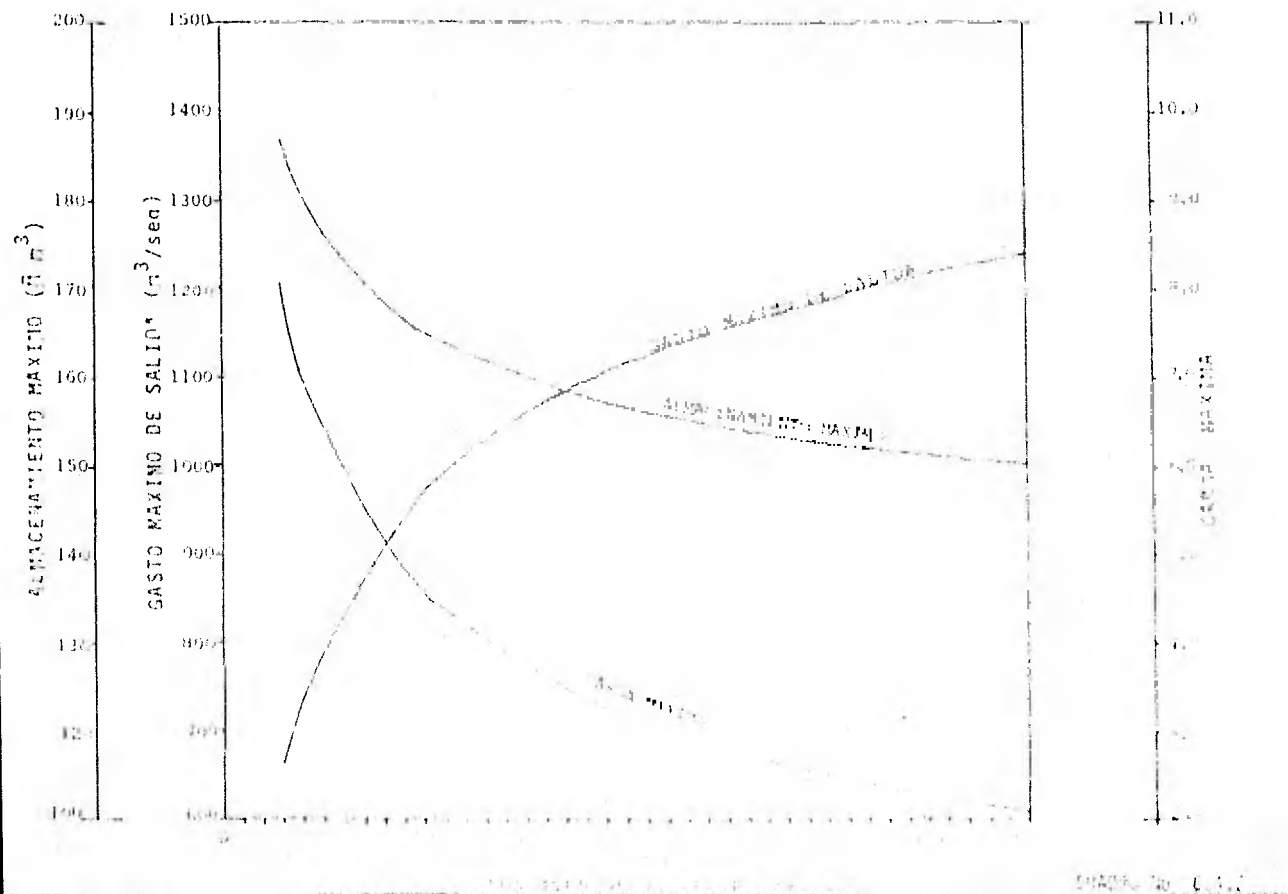
PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, DGO.

RESULTADOS DEL TRANSITO DE AVENIDAS

CUADRO No. 6.4.1

CONCEPTO	UNIDAD	ALTERNATIVAS				
LONGITUD DE VERTEDER	m	15	20	50	100	200
GASTO MAXIMO DE ENTRADA	m ³ /s	1350	1350	1350	1350	1350
GASTO MAXIMO DE SALIDA	m ³ /s	665.64	740.96	960.20	1120.75	1244.59
VOLUMEN GENERADO	m ³	135.44	135.44	135.44	135.44	135.44
VOLUMEN REGULARIZADO	m ³	46.94	43.82	24.05	16.02	10.19
CAPACIDAD AL NAVE	m ³ /s	136.94	140.32	175.65	166.02	160.19
ELEVACION INICIAL (NAMO)	m. s. n. m.	1962.26	1962.26	1962.26	1962.26	1962.26
ELEVACION MAXIMA (NAMO)	m. s. n. m.	1964.33	1964.26	1964.27	1965.35	1964.33
CARGA MAXIMA	m	2.06	2.06	4.81	5.09	2.07

PROYECTO RIO ESCONDIDO, DSO.
 (SANTIAGO BAYACORA)
 RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE
 VERTEDOR LIBRE



PROYECTO SANITARIO SANCTI SPIRITUS
RIO SANCTI SPIRITUS
ESTADIO No. 2, 3, 4

VERTICAL LINE

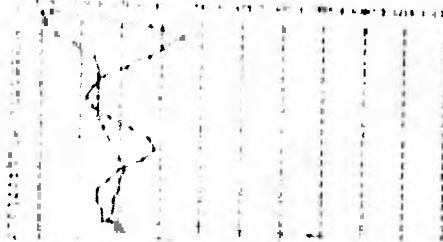
PROYECTO SANITARIO SANCTI SPIRITUS
ESTADIO A LA OBRERA (PROYECTO) 1967.25 M.C.M.
ESTADIO A LA OBRERA (PROYECTO) 170.00 MILLONES DE M2

VERTICAL LINE

PROYECTO SANITARIO SANCTI SPIRITUS
ESTADIO A LA OBRERA (PROYECTO) 1967.25 M.C.M.
ESTADIO A LA OBRERA (PROYECTO) 170.00 MILLONES DE M2

Table with columns: HORA, SECT, VAL, CAPACIDAD, SUPLENIR, ELEV, CARGA. It contains a detailed schedule of water supply requirements and capacities over time.

PROYECTO SANITARIO SANCTI SPIRITUS
ESTADIO A LA OBRERA (PROYECTO) 1967.25 M.C.M.
ESTADIO A LA OBRERA (PROYECTO) 170.00 MILLONES DE M2



28	148.00	173.87	164.41	166.87	168.00	2.00
29	153.00	175.55	164.22	167.22	168.00	2.00
30	158.00	177.23	164.03	168.59	168.00	2.00
31	163.00	178.91	163.84	169.96	168.00	2.00
32	168.00	180.59	163.65	171.33	168.00	2.00
33	173.00	182.27	163.46	172.70	168.00	2.00
34	178.00	183.95	163.27	174.07	168.00	2.00
35	183.00	185.63	163.08	175.44	168.00	2.00
36	188.00	187.31	162.89	176.81	168.00	2.00
37	193.00	188.99	162.70	178.18	168.00	2.00
38	198.00	190.67	162.51	179.55	168.00	2.00
39	203.00	192.35	162.32	180.92	168.00	2.00
40	208.00	194.03	162.13	182.29	168.00	2.00
41	213.00	195.71	161.94	183.66	168.00	2.00
42	218.00	197.39	161.75	185.03	168.00	2.00
43	223.00	199.07	161.56	186.40	168.00	2.00
44	228.00	200.75	161.37	187.77	168.00	2.00
45	233.00	202.43	161.18	189.14	168.00	2.00
46	238.00	204.11	160.99	190.51	168.00	2.00
47	243.00	205.79	160.80	191.88	168.00	2.00
48	248.00	207.47	160.61	193.25	168.00	2.00
49	253.00	209.15	160.42	194.62	168.00	2.00
50	258.00	210.83	160.23	195.99	168.00	2.00
51	263.00	212.51	160.04	197.36	168.00	2.00
52	268.00	214.19	159.85	198.73	168.00	2.00
53	273.00	215.87	159.66	200.10	168.00	2.00
54	278.00	217.55	159.47	201.47	168.00	2.00
55	283.00	219.23	159.28	202.84	168.00	2.00
56	288.00	220.91	159.09	204.21	168.00	2.00
57	293.00	222.59	158.90	205.58	168.00	2.00
58	298.00	224.27	158.71	206.95	168.00	2.00
59	303.00	225.95	158.52	208.32	168.00	2.00
60	308.00	227.63	158.33	209.69	168.00	2.00
61	313.00	229.31	158.14	211.06	168.00	2.00
62	318.00	230.99	157.95	212.43	168.00	2.00
63	323.00	232.67	157.76	213.80	168.00	2.00
64	328.00	234.35	157.57	215.17	168.00	2.00
65	333.00	236.03	157.38	216.54	168.00	2.00
66	338.00	237.71	157.19	217.91	168.00	2.00
67	343.00	239.39	157.00	219.28	168.00	2.00
68	348.00	241.07	156.81	220.65	168.00	2.00
69	353.00	242.75	156.62	222.02	168.00	2.00
70	358.00	244.43	156.43	223.39	168.00	2.00
71	363.00	246.11	156.24	224.76	168.00	2.00
72	368.00	247.79	156.05	226.13	168.00	2.00
73	373.00	249.47	155.86	227.50	168.00	2.00
74	378.00	251.15	155.67	228.87	168.00	2.00
75	383.00	252.83	155.48	230.24	168.00	2.00
76	388.00	254.51	155.29	231.61	168.00	2.00
77	393.00	256.19	155.10	232.98	168.00	2.00
78	398.00	257.87	154.91	234.35	168.00	2.00
79	403.00	259.55	154.72	235.72	168.00	2.00
80	408.00	261.23	154.53	237.09	168.00	2.00
81	413.00	262.91	154.34	238.46	168.00	2.00
82	418.00	264.59	154.15	239.83	168.00	2.00
83	423.00	266.27	153.96	241.20	168.00	2.00
84	428.00	267.95	153.77	242.57	168.00	2.00
85	433.00	269.63	153.58	243.94	168.00	2.00
86	438.00	271.31	153.39	245.31	168.00	2.00
87	443.00	272.99	153.20	246.68	168.00	2.00
88	448.00	274.67	153.01	248.05	168.00	2.00
89	453.00	276.35	152.82	249.42	168.00	2.00
90	458.00	278.03	152.63	250.79	168.00	2.00
91	463.00	279.71	152.44	252.16	168.00	2.00
92	468.00	281.39	152.25	253.53	168.00	2.00
93	473.00	283.07	152.06	254.90	168.00	2.00
94	478.00	284.75	151.87	256.27	168.00	2.00
95	483.00	286.43	151.68	257.64	168.00	2.00
96	488.00	288.11	151.49	259.01	168.00	2.00
97	493.00	289.79	151.30	260.38	168.00	2.00
98	498.00	291.47	151.11	261.75	168.00	2.00
99	503.00	293.15	150.92	263.12	168.00	2.00
100	508.00	294.83	150.73	264.49	168.00	2.00
101	513.00	296.51	150.54	265.86	168.00	2.00
102	518.00	298.19	150.35	267.23	168.00	2.00
103	523.00	299.87	150.16	268.60	168.00	2.00
104	528.00	301.55	149.97	270.00	168.00	2.00
105	533.00	303.23	149.78	271.37	168.00	2.00
106	538.00	304.91	149.59	272.74	168.00	2.00
107	543.00	306.59	149.40	274.11	168.00	2.00
108	548.00	308.27	149.21	275.48	168.00	2.00
109	553.00	309.95	149.02	276.85	168.00	2.00
110	558.00	311.63	148.83	278.22	168.00	2.00
111	563.00	313.31	148.64	279.59	168.00	2.00
112	568.00	314.99	148.45	280.96	168.00	2.00
113	573.00	316.67	148.26	282.33	168.00	2.00
114	578.00	318.35	148.07	283.70	168.00	2.00
115	583.00	320.03	147.88	285.07	168.00	2.00
116	588.00	321.71	147.69	286.44	168.00	2.00
117	593.00	323.39	147.50	287.81	168.00	2.00
118	598.00	325.07	147.31	289.18	168.00	2.00
119	603.00	326.75	147.12	290.55	168.00	2.00
120	608.00	328.43	146.93	291.92	168.00	2.00
121	613.00	330.11	146.74	293.29	168.00	2.00
122	618.00	331.79	146.55	294.66	168.00	2.00
123	623.00	333.47	146.36	296.03	168.00	2.00
124	628.00	335.15	146.17	297.40	168.00	2.00
125	633.00	336.83	145.98	298.77	168.00	2.00
126	638.00	338.51	145.79	300.14	168.00	2.00
127	643.00	340.19	145.60	301.51	168.00	2.00
128	648.00	341.87	145.41	302.88	168.00	2.00
129	653.00	343.55	145.22	304.25	168.00	2.00
130	658.00	345.23	145.03	305.62	168.00	2.00
131	663.00	346.91	144.84	306.99	168.00	2.00
132	668.00	348.59	144.65	308.36	168.00	2.00
133	673.00	350.27	144.46	309.73	168.00	2.00
134	678.00	351.95	144.27	311.10	168.00	2.00
135	683.00	353.63	144.08	312.47	168.00	2.00
136	688.00	355.31	143.89	313.84	168.00	2.00
137	693.00	356.99	143.70	315.21	168.00	2.00
138	698.00	358.67	143.51	316.58	168.00	2.00
139	703.00	360.35	143.32	317.95	168.00	2.00
140	708.00	362.03	143.13	319.32	168.00	2.00
141	713.00	363.71	142.94	320.69	168.00	2.00
142	718.00	365.39	142.75	322.06	168.00	2.00
143	723.00	367.07	142.56	323.43	168.00	2.00
144	728.00	368.75	142.37	324.80	168.00	2.00
145	733.00	370.43	142.18	326.17	168.00	2.00
146	738.00	372.11	141.99	327.54	168.00	2.00
147	743.00	373.79	141.80	328.91	168.00	2.00
148	748.00	375.47	141.61	330.28	168.00	2.00
149	753.00	377.15	141.42	331.65	168.00	2.00
150	758.00	378.83	141.23	333.02	168.00	2.00
151	763.00	380.51	141.04	334.39	168.00	2.00
152	768.00	382.19	140.85	335.76	168.00	2.00
153	773.00	383.87	140.66	337.13	168.00	2.00
154	778.00	385.55	140.47	338.50	168.00	2.00
155	783.00	387.23	140.28	339.87	168.00	2.00
156	788.00	388.91	140.09	341.24	168.00	2.00
157	793.00	390.59	139.90	342.61	168.00	2.00
158	798.00	392.27	139.71	343.98	168.00	2.00
159	803.00	393.95	139.52	345.35	168.00	2.00
160	808.00	395.63	139.33	346.72	168.00	2.00
161	813.00	397.31	139.14	348.09	168.00	2.00
162	818.00	398.99	138.95	349.46	168.00	2.00
163	823.00	400.67	138.76	350.83	168.00	2.00
164	828.00	402.35	138.57	352.20	168.00	2.00
165	833.00	404.03	138.38	353.57	168.00	2.00
166	838.00	405.71	138.19	354.94	168.00	2.00
167	843.00	407.39	138.00	356.31	168.00	2.00
168	848.00	409.07	137.81	357.68	168.00	2.00
169	853.00	410.75	137.62	359.05	168.00	2.00
170	858.00	412.43	137.43	360.42	168.00	2.00
171	863.00	414.11	137.24	361.79	168.00	2.00
172	868.00	415.79	137.05	363.16	168.00	2.00
173	873.00	417.47	136.86	364.53	168.00	2.00
174	878.00	419.15	136.67	365.90	168.00	2.00
175	883.00	420.83	136.48	367.27	168.00	2.00
176	888.00	422.51	136.29	368.64	168.00	2.00
177	893.00	424.19	136.10	370.01	168.00	2.00
178	898.00	425.87	135.91	371.38	168.00	2.00
179	903.00	427.55	135.72	372.75	168.00	2.00
180	908.00	429.23	135.53	374.12	168.00	2.00
181	913.00	430.91	135.34	375.49	168.00	2.00
182	918.00	432.59	135.15	376.86	168.00	2.00
183	923.00	434.27	134.96	378.23	168.00	2.00
184	928.00	435.95	134.77	379.60	168.00	2.00
185	933.00	437.63	134.58	380.97	168.00	2.00
186	938.00	439.31	134.39	382.34	168.00	2.00
187	943.00	440.99	134.20	383.71	168.00	2.00
188	948.00	442.67	134.01	385.08	168.00	2.00
189	953.00					

PROYECTO SANTIAGO BAYACCHA - INAL.
 LÍNEA SANTIAGO BAYACCHA
 GRÁFICA No. 6.4.5

***** VERIFICAR LIBRE *****

LONGITUD DEL VERTICARIO 50.00 METROS
 ELEVACION A LA CRESTA VERTICARIA 1762.24 M.S.N.M.
 APLICADO A LA CRESTA VERTICARIA 150.00 MILLONES DE M3

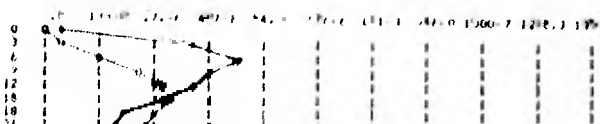
***** DATOS *****

INTERVALOS DE TIEMPO CADA 3 HORAS
 CARGA Y SECCION EN MILLONES DE M3
 VENT Y USAL EN M3/SIG.
 ELEVACIONES EN M.S.N.M.
 CARGA EN METROS

MINA	VENT	USAL	CAPACIDAD	SECCION	ELEV	CARGA
0	33.00	3.23	150.16	1.16	1962.30	1.04
1	211.77	41.95	152.05	2.71	1962.72	1.47
2	475.00	142.94	153.86	5.56	1963.46	1.20
3	415.00	233.81	154.33	9.33	1963.99	1.73
4	366.00	170.94	154.72	9.72	1964.25	1.99
5	283.00	303.22	154.01	10.01	1964.30	2.04
6	205.70	291.55	153.43	9.43	1964.21	1.95
7	174.50	247.97	152.68	8.48	1964.06	1.80
8	185.00	222.09	152.70	7.70	1963.93	1.67
9	185.00	207.42	152.53	7.53	1963.84	1.58
10	230.00	207.23	152.52	7.52	1963.84	1.58
11	312.00	227.50	152.14	8.14	1963.94	1.70
12	377.00	170.03	152.21	7.21	1964.15	1.89
13	503.00	306.24	152.18	10.18	1964.33	2.07
14	751.00	351.02	152.13	10.49	1964.42	2.16
15	277.00	24.79	152.53	10.53	1964.39	2.13
16	223.00	177.43	152.67	9.67	1964.29	2.01
17	176.00	327.75	152.46	8.46	1964.13	1.87
18	150.00	112.37	152.46	8.10	1964.02	1.76
19	112.00	112.37	152.12	8.12	1963.95	1.69
20	222.00	127.23	152.10	8.01	1963.94	1.63
21	701.00	44.77	151.77	11.07	1964.43	2.22
22	113.00	296.21	152.05	12.05	1964.52	2.21
23	176.00	52.23	152.14	22.74	1964.42	4.16
24	323.00	74.08	152.05	23.95	1964.37	4.31
25	405.00	71.05	152.03	22.81	1964.43	4.17
26	525.00	87.45	152.07	19.06	1964.05	3.59
27	277.00	85.04	152.11	19.21	1964.32	3.06
28	223.00	437.48	152.06	13.20	1964.08	2.62
29	180.00	349.94	151.84	11.14	1964.50	2.24
30	150.00	222.22	152.51	9.51	1964.21	1.95
31	120.00	209.47	152.14	8.14	1963.98	1.72
32	105.00	146.44	152.17	7.17	1963.77	1.51
33	80.00	164.45	152.11	6.28	1963.80	1.74
34	75.00	141.45	152.54	5.50	1963.45	1.19
35	65.00	119.47	152.65	4.15	1963.32	1.04
36	55.00	101.72	152.30	4.30	1963.22	1.21
37	50.00	82.54	152.05	3.05	1963.13	1.07
38	45.00	74.06	152.43	3.43	1963.06	1.09
39	42.14	65.84	152.29	3.29	1963.00	1.74
40	40.00	60.25	152.26	2.26	1962.98	1.49
41	36.00	53.22	152.78	2.78	1962.90	1.44
42	30.00	52.43	152.59	2.59	1962.86	1.40
43	26.00	49.22	152.41	2.42	1962.82	1.56
44	25.00	46.74	152.19	2.29	1962.79	1.53
45	21.00	44.41	152.51	2.17	1962.76	1.50
46	18.00	39.06	152.51	1.51	1962.70	1.44
47	17.00	44.41	151.53	1.53	1962.62	1.36
48	17.00	37.93	151.23	1.23	1962.56	1.29
49	16.00	29.06	150.96	1.90	1962.49	1.22
50	16.00	31.19	150.75	1.75	1962.44	1.19
51	16.00	17.00	150.52	1.52	1962.41	1.15
52	16.00	17.14	150.51	1.51	1962.36	1.12
53	16.00	11.27	150.41	1.41	1962.29	1.09
54	16.00	0.44	150.31	1.31	1962.24	1.06
55	16.00	0.00	150.21	1.21	1962.22	1.06
56	16.00	0.00	150.11	1.11	1962.21	1.05

SECCION EN METROS DE LA CRESTA VERTICARIA 150.00 MILLONES DE M3
 SECCION EN METROS DE LA CRESTA VERTICARIA 150.00 MILLONES DE M3
 CARGA EN METROS 4.31 METROS
 ELEVACION EN METROS 1762.77 M.S.N.M.
 CARGA EN METROS DE LA CRESTA VERTICARIA 150.00 MILLONES DE M3
 CARGA EN METROS DE LA CRESTA VERTICARIA 150.00 MILLONES DE M3

***** DATOS *****

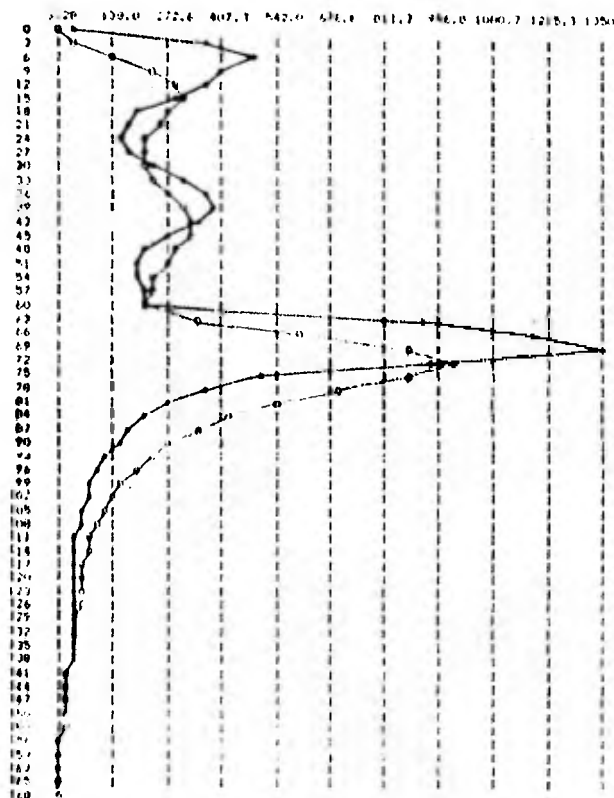


CARGA EN METROS

ANNO	VEHT	OSAL	CAPACIDAD	SUPERALM	ELEV	CARGA
0	23,00	1,21	150,15	1,16	1962,30	,04
1	221,00	11,72	150,01	2,81	1962,32	1,17
2	425,00	182,94	155,56	5,56	1963,46	1,20
3	418,00	233,01	158,23	6,33	1963,99	1,73
12	366,00	290,24	159,72	9,72	1964,25	1,79
15	283,00	303,22	160,01	10,01	1964,30	2,04
19	205,60	301,55	159,49	9,49	1964,21	1,93
21	174,50	287,97	158,60	8,60	1964,06	1,60
24	165,00	272,09	158,40	7,90	1963,93	1,43
27	187,00	267,62	157,53	7,53	1963,64	1,58
30	230,00	267,29	157,52	7,52	1963,64	1,58
33	312,00	257,50	156,14	6,14	1963,56	1,70
36	377,00	250,03	156,21	6,21	1964,13	1,69
39	583,00	310,26	160,10	10,10	1964,32	2,07
42	351,00	311,62	160,03	10,03	1964,42	2,16
45	277,00	324,79	160,03	10,03	1964,39	2,13
48	222,00	327,43	159,67	9,67	1964,27	2,01
51	174,00	267,26	157,10	7,10	1964,13	1,67
54	150,00	269,53	157,46	6,46	1964,02	1,76
57	112,00	224,71	155,47	5,47	1963,95	1,79
60	222,00	225,27	155,03	5,03	1963,74	1,63
63	604,00	248,93	154,02	4,02	1964,03	2,22
66	112,00	190,41	152,09	3,09	1963,52	3,26
69	176,00	184,93	152,14	3,14	1964,42	4,16
72	32,00	160,20	152,05	2,05	1963,77	4,31
75	303,00	172,12	152,01	2,01	1964,43	4,17
78	362,00	177,45	152,01	2,01	1965,03	3,59
81	273,00	170,06	151,11	1,11	1965,32	3,06
84	223,00	137,41	153,20	3,20	1964,09	2,62
87	103,00	245,04	151,14	1,14	1964,50	2,24
90	180,00	262,22	152,51	2,51	1964,21	1,95
93	120,00	240,43	152,14	2,14	1963,90	1,72
96	105,00	198,14	152,19	2,19	1963,77	1,51
99	89,00	168,43	156,26	6,26	1963,60	1,74
102	75,00	141,13	155,50	5,50	1963,45	1,19
105	65,00	117,47	154,65	4,65	1963,32	1,42
108	25,00	101,72	154,30	4,30	1963,22	,71
111	50,00	86,51	153,68	3,68	1963,13	,67
114	47,00	78,06	152,43	2,43	1962,04	,60
117	4,00	65,27	152,20	2,20	1963,00	,74
120	40,00	60,55	152,16	2,16	1962,95	,69
123	36,00	58,27	152,75	2,75	1962,90	,64
126	39,00	52,44	152,53	2,53	1962,86	,60
129	34,00	49,13	152,41	2,41	1962,82	,56
132	29,00	46,74	152,13	2,13	1962,79	,51
135	22,00	44,41	152,17	2,17	1962,76	,50
138	,00	39,06	151,91	1,91	1962,70	,44
141	,00	31,30	151,53	1,53	1962,62	,36
144	,00	25,09	151,23	1,23	1962,54	,30
147	,00	20,09	150,99	,99	1962,49	,25
150	,00	16,10	150,74	,74	1962,44	,19
153	,00	12,50	150,43	,43	1962,41	,15
156	,00	10,74	150,51	,51	1962,38	,12
159	,00	6,29	150,41	,41	1962,35	,09
162	,00	5,64	150,32	,32	1962,34	,08
165	,00	5,32	150,26	,26	1962,32	,06
168	,00	4,26	150,21	,21	1962,31	,05

VOLUMEN CUMBRADO PARA LA AVANTAJA 175,44 MILLONES DE M3
 VOLUMEN RECARGADO 25,05 MILLONES DE M3
 CARGA MÁXIMA 4,51 METROS
 ELEVACIÓN DEL NIVEL 1964,77 M.S.N.M.
 CAPACIDAD DE NIVEL 175,05 MILLONES DE M3
 GASTO MÁXIMO DE ENTRADA 1.500,00 M3/SEG
 GASTO MÁXIMO DE SALIDA 1.000,00 M3/SEG

GASTO EN M3/SEG



PROYECTO SANTIAGO BAYAFORÁ, DGO.

RIO SANTIAGO BAYAFORÁ

GRAFICA No. 6.4.6

***** VERTEDOR LIBRE *****

LONGITUD DEL VERTEDOR 100.00 METROS
 ELEVACION A LA CRESTA VERTEDORA 1962.26 M.S.N.M.
 CAPACIDAD A LA CRESTA VERTEDORA 150.00 MILLONES DE M3

***** UNIDADES *****

INTERVALOS DE TIEMPO CADA 3 HORAS
 CAPA Y SUPERALM EN MILLONES DE M3
 OREN Y OSAL EN M3/SEG
 ELEVACIONES EN M.S.N.M.
 CARGA EN METROS

HORA	OREN	OSAL	CAPACIDAD	SUPERALM	ELEV	CARGA
0	33.00	5.97	150.15	.15	1962.29	.03
1	361.00	75.07	151.04	1.04	1962.69	.43
4	475.00	229.04	154.70	4.70	1963.29	1.03
9	415.00	342.49	156.42	6.42	1963.62	1.36
12	366.00	367.63	156.90	6.00	1963.70	1.44
15	283.00	345.05	156.48	6.48	1963.63	1.37
18	205.00	292.14	155.65	5.65	1963.40	1.22
21	174.50	230.53	154.84	4.04	1963.32	1.06
24	165.00	202.52	154.27	4.27	1963.21	.95
27	163.00	107.58	154.06	4.06	1963.17	.91
30	230.00	197.49	154.21	4.21	1963.20	.94
33	319.00	237.01	154.03	4.03	1963.32	1.06
36	377.00	295.50	155.70	5.70	1963.49	1.23
39	303.00	339.74	156.30	6.30	1963.62	1.56
42	351.00	354.01	156.59	6.59	1963.66	1.40
45	277.00	333.06	156.20	6.20	1963.60	1.34
48	223.00	289.57	155.61	5.61	1963.47	1.21
51	196.00	247.65	154.97	4.97	1963.35	1.09
54	190.00	219.04	154.54	4.54	1963.26	1.00
57	212.00	309.59	154.40	4.40	1963.23	.97
60	272.00	213.47	154.45	4.45	1963.24	.98
63	301.00	395.69	157.23	7.23	1963.78	1.52
66	1173.00	779.45	162.00	12.00	1964.60	2.42
69	1350.00	1006.34	165.63	15.63	1965.29	3.03
72	928.00	1120.75	166.02	16.02	1965.35	3.09
75	509.00	061.53	163.07	13.07	1964.05	2.59
78	365.00	598.47	159.21	9.21	1964.28	2.02
01	279.00	433.79	157.01	7.01	1964.89	1.63
04	223.00	338.02	156.35	6.35	1963.61	1.35
07	100.00	266.57	155.26	5.26	1963.40	1.14
09	150.00	213.39	154.45	4.45	1963.24	.90
95	120.00	174.44	153.06	3.06	1963.13	.87
96	105.00	144.11	153.40	3.40	1963.04	.78
99	69.00	122.04	153.00	3.00	1962.96	.70
102	75.00	100.07	152.64	2.64	1962.87	.61
105	65.00	94.30	152.31	2.31	1962.80	.54
108	55.00	81.09	152.09	2.09	1962.72	.46
111	50.00	71.26	151.74	1.74	1962.66	.40
114	48.00	62.67	151.53	1.53	1962.62	.36
117	42.00	55.73	151.36	1.36	1962.58	.32
120	40.00	50.40	151.23	1.23	1962.55	.29
123	38.00	46.70	151.13	1.13	1962.52	.26
126	30.00	43.20	151.06	1.06	1962.51	.25
129	36.00	41.01	151.00	1.00	1962.49	.22
132	35.00	39.02	150.95	.95	1962.48	.22
135	36.00	37.56	150.92	.92	1962.47	.21
138	30.00	36.31	150.74	.74	1962.43	.17
141	30.00	35.04	150.47	.47	1962.37	.11
144	30.00	33.77	150.30	.30	1962.33	.07
147	30.00	32.50	150.19	.19	1962.30	.04

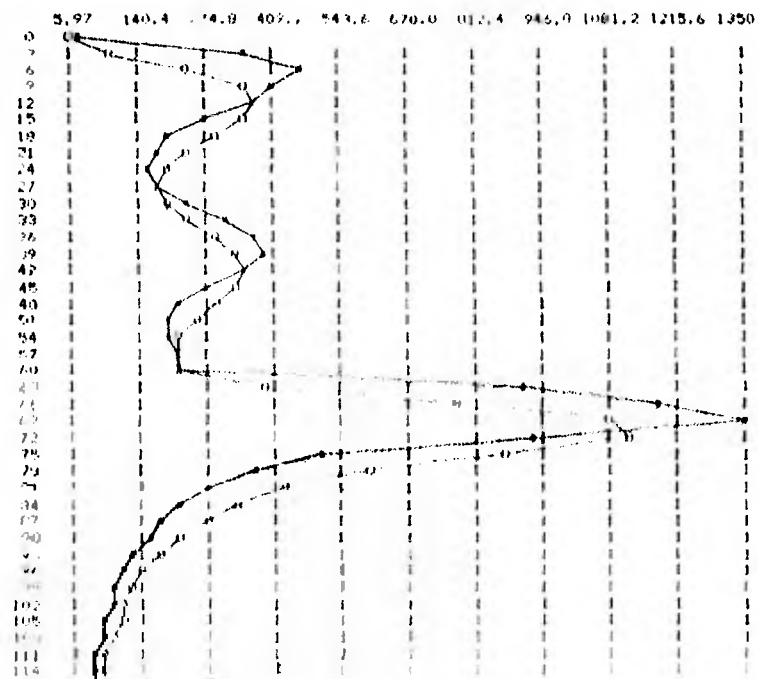
VOLUMEN GENERAL POR LA OPERACION 136.43 MILLONES DE M3
 VOLUMEN POR OPERACION 16.02 MILLONES DE M3
 CARGA MÁXIMA 3.09 METROS
 ELEVACION MÁXIMA 1965.35 M.S.N.M.
 CARGA MÁXIMA DE OPERACION 166.02 MILLONES DE M3
 CARGA MÁXIMA DE OPERACION 1599.00 M3/SEG
 CARGA MÁXIMA DE OPERACION 1120.75 M3/SEG

PROYECTO SANTIAGO BAYAFORÁ, DGO.

HORA	QENT	USAL	CAPACIDAD	SUPERALM	ELEV	CARGA
5	33.00	5.97	150.15	.15	1962.29	.03
6	321.00	75.07	151.04	1.04	1962.69	.43
7	475.00	229.94	154.70	4.70	1963.29	1.03
9	415.00	342.49	156.47	6.42	1963.62	1.36
12	366.00	367.63	156.80	6.80	1963.70	1.44
15	283.00	345.05	156.46	6.46	1963.63	1.37
18	205.00	292.14	155.65	5.65	1963.49	1.22
21	174.50	238.53	154.64	4.64	1963.32	1.06
24	165.00	202.52	154.29	4.29	1963.21	.95
27	163.00	187.59	154.06	4.06	1963.17	.91
30	220.00	197.49	154.21	4.21	1963.20	.94
33	319.00	237.01	154.03	4.03	1963.32	1.06
36	377.00	295.50	155.70	5.70	1963.49	1.23
39	303.00	339.74	156.36	6.36	1963.62	1.36
42	351.00	354.01	156.59	6.59	1963.66	1.40
45	277.00	333.06	156.26	6.26	1963.60	1.34
48	223.00	289.57	155.61	5.61	1963.47	1.21
51	196.00	247.65	154.87	4.87	1963.35	1.09
54	190.00	219.04	154.54	4.54	1963.26	1.00
57	212.00	209.59	154.40	4.40	1963.23	.97
60	222.00	213.47	154.45	4.45	1963.24	.98
63	901.00	395.69	157.23	7.23	1963.78	1.52
66	1173.00	779.45	162.00	12.00	1964.69	2.42
69	1390.00	1086.34	165.63	15.63	1965.29	3.03
72	928.00	1120.75	166.02	16.02	1965.35	3.09
75	509.00	861.53	163.07	13.07	1964.05	2.59
78	365.00	590.47	159.21	9.21	1964.28	2.02
81	279.00	433.79	157.01	7.01	1963.89	1.63
84	223.00	330.09	156.35	6.35	1963.61	1.35
87	189.00	266.57	155.26	5.26	1963.40	1.14
90	150.00	213.39	154.45	4.45	1963.24	.98
93	128.00	174.44	153.86	3.86	1963.13	.87
96	103.00	144.11	153.40	3.40	1963.04	.78
99	89.00	122.04	153.00	3.00	1962.96	.70
102	75.00	108.07	152.64	2.64	1962.87	.61
105	65.00	94.30	152.31	2.31	1962.80	.54
108	55.00	81.09	152.00	2.00	1962.72	.46
111	50.00	71.26	151.74	1.74	1962.66	.40
114	45.00	62.67	151.53	1.53	1962.62	.36
117	42.00	55.73	151.36	1.36	1962.58	.32
120	40.00	50.40	151.22	1.22	1962.55	.29
123	38.00	46.20	151.13	1.13	1962.52	.26
126	38.00	43.20	151.06	1.06	1962.51	.25
129	36.00	41.01	151.00	1.00	1962.49	.23
132	35.00	39.02	150.95	.95	1962.48	.22
135	35.00	37.56	150.92	.92	1962.47	.21
138	.00	30.31	150.74	.74	1962.43	.17
141	.00	19.24	150.47	.47	1962.37	.11
144	.00	12.35	150.30	.30	1962.33	.07
147	.00	7.80	150.19	.19	1962.30	.04

VOLUMEN GENERADO POR LA AVENIDA 135.44 MILLONES DE M3
 VOLUMEN REGULARIZADO 16.02 MILLONES DE M3
 CARGA MÁXIMA 3.09 M3/SEG
 ELI VACION AL MÁX 1965.35 M.S.N.M.
 CAPACIDAD AL MÁX 166.02 MILLONES DE M3
 GASTO MÁXIMO DE ENTRADA 1390.00 M3/SEG
 GASTO MÁXIMO DE SALIDA 1120.75 M3/SEG

GASTO EN M3/SEG



PROYECTO SANTIAGO BAYACORA - DGO.
RIO SANTIAGO BAYACORA

GRAFICA No. 6.4.A

***** VERTEDOR LIBRE ****

LONGITUD DEL VERTEDOR: 200,00 METROS
A LA CRESTA VERTEDORAL: 1962,26 M.S.N.M.
CAPACIDAD A LA CRESTA VERTEDORAL: 150,00 MILLONES DE M3

----- UNIDADES -----

INTERVALOS DE TIEMPO CADA 3 HORAS
CAPA Y SUPRALM EN MILLONES DE M3
COST Y OSAL EN M3/SEG
ELEVACIONES EN M.S.N.M.
CARGA EN METROS

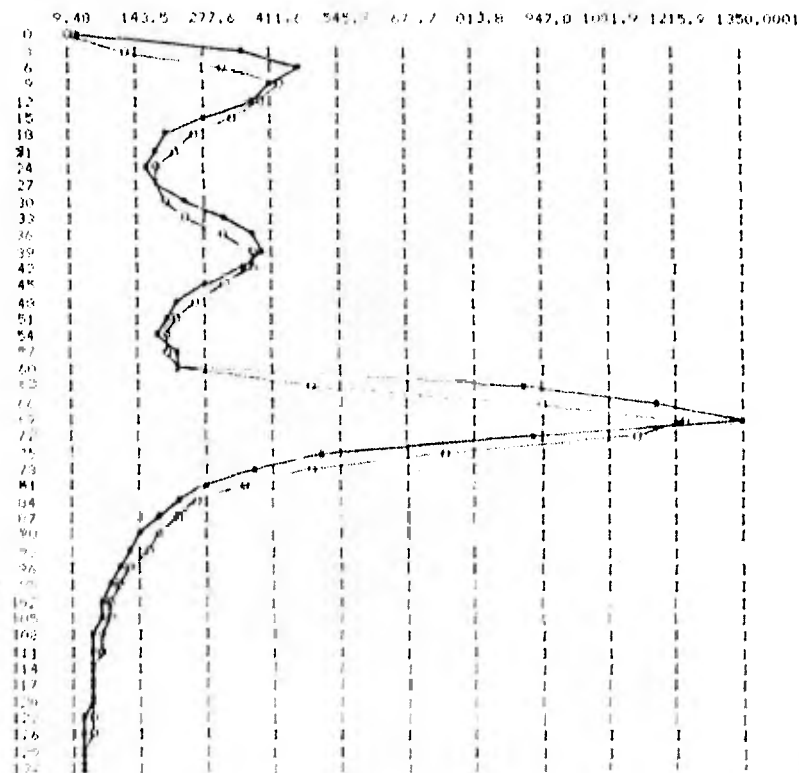
HORA	OSAL	OSAL	CAPACIDAD	SUPRALM	ELEV	CARGA
0	33,00	10,11	150,12	,12	1962,29	,03
3	361,00	124,63	151,52	1,52	1962,61	,05
6	475,00	319,82	153,64	3,64	1963,09	,83
9	415,00	423,75	154,43	4,43	1963,24	,98
12	366,00	396,14	154,22	4,22	1963,20	,94
15	203,00	336,66	153,77	3,77	1963,11	,85
18	205,00	269,04	153,19	3,19	1963,00	,74
21	174,50	216,97	152,65	2,65	1962,88	,62
24	165,00	189,04	152,30	2,30	1962,79	,53
27	183,00	179,44	152,19	2,19	1962,77	,51
30	230,00	196,02	152,40	2,40	1962,82	,56
33	319,00	244,11	152,98	2,98	1962,95	,69
36	377,00	324,09	153,67	3,67	1963,09	,83
39	303,00	370,56	154,02	4,02	1963,16	,90
42	351,00	367,60	154,00	4,00	1963,16	,90
45	277,00	323,10	153,66	3,66	1963,09	,83
48	223,00	262,41	153,20	3,20	1963,00	,74
51	196,00	229,60	152,81	2,81	1962,91	,65
54	190,00	207,17	152,53	2,53	1962,85	,59
57	212,00	203,39	152,49	2,49	1962,84	,58
60	222,00	211,73	152,59	2,59	1962,86	,60
63	901,00	484,66	154,09	4,09	1963,33	1,07
66	1173,00	943,63	159,38	8,38	1964,00	1,74
69	1250,00	1244,59	160,17	10,17	1964,33	2,07
72	928,00	1144,62	159,59	9,59	1964,22	1,96
75	509,00	765,70	157,03	7,03	1963,74	1,48
78	365,00	492,80	154,95	4,95	1963,34	1,08
81	279,00	350,99	154,80	4,80	1963,33	,87
84	273,00	267,97	153,74	3,74	1963,01	,75
87	180,00	225,40	152,76	2,76	1962,90	,64
90	150,00	155,39	152,30	2,30	1962,79	,53
93	150,00	150,13	151,93	1,93	1962,71	,45
96	105,00	132,62	151,62	1,62	1962,64	,39
99	89,00	110,79	151,35	1,35	1962,57	,31
102	75,00	93,15	151,14	1,14	1962,51	,26
105	65,00	79,97	150,97	,97	1962,46	,22
108	55,00	67,34	150,82	,82	1962,45	,19
111	50,00	59,25	150,71	,71	1962,43	,17
114	45,00	51,66	150,63	,63	1962,41	,15
117	42,00	46,69	150,57	,57	1962,39	,13
120	40,00	43,19	150,53	,53	1962,39	,12
123	36,00	40,62	150,50	,50	1962,39	,12
126	30,00	37,02	150,48	,48	1962,37	,11
129	28,00	37,78	150,46	,46	1962,37	,11
132	25,00	34,36	150,44	,44	1962,36	,10
135	25,00	34,74	150,44	,44	1962,36	,10
138	20,00	24,43	150,40	,40	1962,33	,09
141	17,00	21,49	150,38	,38	1962,32	,08

VOLUMEN GENERAL DE LA CRESTA VERTEDORAL: 135,44 MILLONES DE M3
VOLUMEN DE LA CRESTA VERTEDORAL: 10,17 MILLONES DE M3
CARGA MÁXIMA: 2,07 METROS
ELEVACIÓN MÁXIMA: 1964,33 M.S.N.M.
CAPACIDAD MÁXIMA: 160,17 MILLONES DE M3
CARGA MÁXIMA DE INTERVENCIÓN: 1250,00 M3/SEG
CARGA MÁXIMA DE ALTO: 1244,59 M3/SEG

5	381.00	129.73	151.52	1.74	1962.61	.85
6	475.00	219.82	153.64	3.64	1963.07	.80
7	415.00	423.75	154.43	4.43	1963.24	.98
12	366.00	396.14	154.22	4.22	1963.26	.94
15	285.00	338.66	153.77	3.77	1963.11	.85
18	205.00	269.04	153.18	3.18	1963.00	.74
21	174.50	216.97	152.65	2.65	1962.88	.62
24	165.00	188.04	152.30	2.30	1962.79	.53
27	163.00	179.44	152.19	2.19	1962.77	.51
30	230.00	176.02	152.40	2.40	1962.82	.56
33	312.00	244.11	152.88	2.98	1962.95	.69
36	377.00	324.39	153.67	3.67	1963.09	.83
39	303.00	370.56	154.02	4.02	1963.16	.90
42	351.00	367.60	154.00	4.00	1963.16	.90
45	277.00	373.10	153.66	3.66	1963.09	.83
48	223.00	462.41	153.20	3.20	1963.00	.74
51	196.00	229.60	152.81	2.81	1962.91	.65
54	190.00	207.17	152.53	2.53	1962.85	.59
57	212.00	203.39	152.49	2.49	1962.84	.58
60	222.00	211.73	152.59	2.59	1962.86	.60
63	901.00	404.66	154.89	4.89	1963.33	1.07
66	1173.00	943.63	158.30	8.30	1964.00	1.74
69	1350.00	1244.59	160.19	10.19	1964.33	2.07
72	928.00	1144.62	159.59	9.59	1964.22	1.96
75	509.00	765.70	157.03	7.03	1963.74	1.48
78	325.00	492.00	154.95	4.95	1963.34	1.00
81	279.00	390.99	153.88	3.88	1963.13	.87
84	223.00	267.97	153.24	3.24	1963.01	.75
87	180.00	225.40	152.76	2.76	1962.90	.64
90	150.00	184.39	152.30	2.30	1962.79	.53
93	121.00	150.12	151.94	1.93	1962.71	.45
96	105.00	132.62	151.62	1.62	1962.64	.38
99	89.00	116.79	151.35	1.35	1962.57	.31
102	75.00	93.15	151.14	1.14	1962.51	.26
105	65.00	70.97	150.97	.97	1962.48	.22
108	55.00	67.34	150.87	.82	1962.45	.19
111	50.00	58.25	150.71	.71	1962.43	.17
114	45.00	51.66	150.63	.63	1962.41	.15
117	42.00	46.66	150.57	.57	1962.39	.13
120	40.00	43.19	150.53	.53	1962.38	.12
123	38.00	40.62	150.50	.50	1962.38	.12
126	38.00	39.02	150.48	.48	1962.37	.11
129	36.00	37.78	150.46	.46	1962.37	.11
132	35.00	36.38	150.44	.44	1962.36	.10
135	35.00	35.54	150.42	.42	1962.36	.10
138	.00	24.42	150.30	.30	1962.33	.07
141	.00	9.40	150.12	.12	1962.29	.03

VOLUMEN GENERADO POR LA ASENTADA 135.44 MILLONES DE M3
 VOLUMEN REGULARIZADO 10.19 MILLONES DE M3
 CARGA MAXIMA 2.07 METROS
 ELEVACION AL NABEI 1964.33 M.S.N.M.
 CAPACIDAD AL NABEI 160.19 MILLONES DE M3
 GASTO MAXIMO DE ENTRADA 1350.00 M3/DIA
 GASTO MAXIMO DE SALIDA 1244.59 M3/DIA

G A T I O N M O S I G



CAPITULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 7.1 Generalidades
- 7.2 Riego
- 7.3 Avenidas
- 7.4 Tránsito de la Avenida Máxima Probable
- 7.5 Recomendaciones

CAPITULO 7

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Generalidades

El estudio se enfoca para conocer la factibilidad técnica e hidrológica de construir una presa de almacenamiento sobre el río Santiago Bayacora, teniendo como objetivo principal el abrir la actividad agrícola, la mayor superficie posible.

7.2 Riego

En la Simulación del funcionamiento del vaso, se consideró el patrón de cultivos propuesto por el Distrito de Riego No. 52 "Unidad Guadalupe Victoria", por lo que se procedió a determinar las demandas de riego, las cuales arrojaron láminas netas anuales .65 m. Considerando que el Sistema de canales es revestidos, se estimó una eficiencia total en el Sistema del 56% y la lámina bruta de demanda anual es de 1.136 m.

Para los programas de cultivos considerados se necesita una demanda neta de 23.1 Millones de m³ anuales,

con los cuales se riego una superficie de 3626 Ha. Las demandas brutas anuales que necesitamos extraer de la presa para satisfacer las demandas de riego es de 41.2 Am^3 , lo cual es factible surtir estas demandas, considerando un almacenamiento de 150 Am^3 en el vaso Santiago Bayacora, incluyendo en dicha capacidad 7 Am^3 para azolve.

7.3 Avenidas

En este caso se cuenta con la muestra de gastos máximos registrados en la estación Hidrométrica Refugio -- Salcido, misma que se sometió a los análisis estadísticos convencionales y se determinó que para un período de retorno de 1000 años el gasto máximo probable es de $1070 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y para el período de retorno de 10 000 años un gasto de $1350 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Por lo que respecta a la capacidad de la obra de Loma se determinó el gasto de diseño considerando el mes de máxima demanda de riego utilizando la siguiente fórmula:

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

donde :

- Qd : Gasto de Diseño
- A : Area del Distrito de Riego
- L.b: Lámina Bruta de Riego
- P : Porcentaje del mes de máxima demanda
- K : Coeficiente variable para cubrir la variación horaria (35%)
- N : Número de días del mes de máxima demanda

considerando un gasto de diseño de : $4 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Con respecto a la obra de desvío se determinó la avenida máxima probable (que se puede presentar durante la construcción de la presa) con los métodos que se utilizaron para calcular la avenida que se transitó sobre el vaso Santiago Bayacora (Gumbel, Nash y Lebediev) para un periodo de retorno de 20 años, dandonos como resultado un gasto de $480 \text{ m}^3/\text{seg.}$, el cual se pretende desviar por medio de un tajo o canal.

Para el cálculo del borde libre de la presa fue necesario determinar el fetch efectivo y hacer referencia en la tabla que se menciona en el libro de diseño de presas pequeñas. (Tabla No. 7.3.1)

Fetch efectivo : Es la longitud de la superficie del agua sobre la cual el viento sopla.

Fetch = 7.5 km = 4.7 Millas

∴ Borde libre = 5.88 Pies = 1.79 m

7.4 Tránsito de la Avenida Máxima Probable

En el análisis se hizo variar la longitud del vertedor en un rango de 15 a 200 P. Dada la necesidad de controlar avenidas para evitar daños aguas abajo, se puede considerar un vertedor controlado por compuertas, como una solución posible, pero dados los resultados del tránsito se observa que es posible controlar dentro de un rango de seguridad la avenida máxima probable, y si a esto aunamos que el tiempo pico y el tiempo de concentración de la avenida máxima probable son muy reducidos, la obra

ción de las compuertas podría ser complicada y en el caso más desfavorable no operarse a tiempo, por lo que nos inclinamos por un vertedor de cresta libre con una longitud de 20 m.

7.5 Recomendaciones

En resumen para la presa Santiago Bayacora, la capacidad del vaso estaría distribuida de la manera siguiente :

CONCEPTO	ALMACENAMIENTO $10^6 m^3$		ELEVACION m. s. n. m.
	PARCIAL	ACUMULADO	
AZOLVES	7.0	7.0	1918.40
RIEGO	150	157	1962.26
CONTROL DE AVENIDA MAX. PROB.	40.32	190.32	1969.26

por lo tanto es factible desde el punto de vista técnico, la realización de la presa Santiago Bayacora, ya que la zona presenta características favorables como : topografía, Geología, precipitación, clima y Escurrimientos Superficiales con una media anual de 54.68 Mm^3 , durante el período - analizado, siendo únicamente la limitante la superficie de riego.

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

PROYECTO SANTIAGO BAYACORA, DGO.

RIO SANTIAGO BAYACORA

TABLA No. 7.3.1

TECTH, EN MILLAS	BORDO LIBRE NORMAL EN PIES	BORDO LIBRE MINIMO EN PIES
MENOS DE 1	4	3
1	5	4
2.5	6	5
5	8	6
10	10	7

NOTA: Se recomienda que la magnitud del bordo libre dado en la tabla se aumente en 50 si va a llevar un pavimento liso el parámetro de aguas arriba.

Con base en las consideraciones anteriores los datos de proyecto serán los siguientes :

DATOS DE PROYECTO

CONCEPTO	UNIDAD	CAPACIDAD
Capacidad de Azolves	m ³	7.0
Capacidad Util	m ³	150.0
Capacidad de Conservación	m ³	157.0
Capacidad al NAME	m ³	190.32
Capacidad de la Obra de Toma	m ³ /seg.	4
Elevación al NAMO	m. s. n. m.	1962.26
Elevación al NAME	m. s. n. m.	1969.26
Longitud de la Cresta Vertedora	m	20
Carga Máxima	m	7.00
Gasto Máximo Probable	m ³ /seg.	1350
Gasto de Diseño	m ³ /seg.	740.6
Elevación al Umbral de la Obra de Toma :	m. s. n. m.	1918.40