

(3) DIQUE

Se establecerá un dique a la vez como carretera principal en lado sur de bloque I, lado este de bloque H. La profundidad de estancamiento máximo dentro del estero será 0.60 m que es profundidad de estancamiento de noviembre de 1980 de año normal, con éste decidirá altura de dique.

El punto separada de canal de reabastecimiento al estero y canal de ataje será entrada al estero de arroyo Caañabe, por tanto en éste lugar necesitará dique interceptora.

El dique interceptora se establecerá entre Tacuara y Pacheco, su longitud es 4.5 km.

El nivel de inundación planeado de dique interceptora será E. L. 66.00 m.

4-4-3 DIMENSION DE INSTALACIONES EN EL PLAN DE MEDIO

(1) NIVEL DE AGUA DE DENTRO DE ESTERO DEL AÑO NORMAL

El mayor conveniencia en el plan de medio es poder controlar nivel de agua del dentro de estero, no solo en época de inundación sino también en época normal.

En el plan de rodeado de dique, por no tener instalaciones de recogimiento, la profundidad de estancamiento medio anual será 0.50 m de esto sobre pasa la situación actual la profundidad media de octubre ~ diciembre será 0.55 m. En la compuerta planeada será necesario control de nivel de agua con recogimiento permanente como objetivo de acercar lo posible al situación actual, del nivel de agua en el estero.

El recogimiento permanente desde compuerta, ésto significa que compuerta de recogimiento desempeñara el papel actual de arroyo Pikysry, arroyo Surubiy, Zanja Mercedes. (especialmente arroyo Surubiy) Por ser recogida en época normal se establecerá canal sencillo en frente de compuerta planeado, como objetivo de conducción.

El nivel de agua como objetivo es profundidad de estancamiento 0.15 m en época de estiaje del arroyo Cañaabe (situación de estiaje del año 1981), profundidad de estancamiento medio anual es 0.35 m. Planeamos no realizar recogimiento en julio que es época de estiaje y el resultado realizado de balance hidrológico del 1980 que es año normal, sobre aspecto de nivel de agua del dentro de estero es como indica en Fig. 4-20, y la profundidad de estancamiento medio anual es 0.35 m, la profundidad de estancamiento en época de estiaje (julio) es 0.20 m, la profundidad de estancamiento medio de octubre ~ diciembre es 0.45 m.

Las siguientes son cantidad de recogimiento de compuerta por mes, la profundidad de estero, buscado del año 1980 que es año normal. En la Tabla 4-26 está indicado el cálculo de gasto total hasta punto de compuerta.

<u>Mes</u>	<u>Cant. Rec. de Comp.</u> m ³ /s	<u>Gasto de A² Caañ.</u> m ³ /s	<u>Prof. de estero</u> m	<u>Gasto Total en punto Comp.</u> m ³ /s
Ene.	22	28	0.35	37
Feb.	10	12	0.40	19
Mar.	6	8	0.35	11
Apr.	3	4	0.30	6
May.	31	39	0.50	52
Jun.	18	22	0.35	26
Jul.	-	2	0.20	0
Ago.	47	59	0.40	66
Sep.	11	14	0.30	17
Oct.	18	22	0.35	26
Nov.	42	53	0.55	67
Dic.	11	14	0.40	18
Promedio		23.1	0.35	28.8

} promedio
0.45

(2) UBICACION DE COMPUERTA DE RECOGIMIENTO

La ubicacion de recogimiento de agua en el plan de medio es deseado llevar lo posible hacia norte.

Si lleva se hacia lado norte el lugar de recogimiento podemos planear más bajo el dique del sur. Además si se desagua el agua recogida utilizando el organismo de canal del área podrá realizar con meno costo de construcción.
(Utilizará conjuntamente el canal principal)

Si se considerá sobre sistema de drenaje del área, se utilizará principalmente sistema de drenaje al arroyo Surubiy. Pero la capacidad actual de arroyo Surubiy es 120 m³/s, por tanto una parte desaguaremos al vaso de control de avenidas fuera del área que está lindado con bloque G. (Longitud de canal; hasta el vaso de control de avenida es aproximadamente 12 km, hasta cauce bajo de arroyo Surubiy es aproximadamente 16 km.)

El recogimiento de agua realizará en 4-lugares, considerando sistema de drenaje del área.

La ubicación de recogimiento, será punto de cruce del dique con canal principal de drenaje del área. Se fijará, 3 lugares en sistema de arroyo Surubiy, 1 lugar en sistema de Bloque G.

En Fig. 4-24 está indicado, aspecto de nivel de inundación del arroyo Caañabe y sistema de drenaje planeado del área. Por ser 120 m³/s de la capacidad actual de arroyo Surubiy, la cantidad de ataje de 3 lugares de compuerta que desagua hacia sistema Surubiy es 40 m³/s cada uno.

La compuerta hacia sistema Bloque G será planeado la diferencia de recogimiento del 120 m³/s desaguado hacia arroyo Surubiy y cantidad de recogimiento.

(3) DECISIÓN DE LA CANTIDAD DE RECOGIMIENTO

La cantidad de recogimiento será estudiado como objetivo de no sobre pasar el nivel de inundación actual (Profundidad de estancamiento; 1.00 m) aunque suceda inundación sobre nivel de agua del estero (Profundidad estancamiento; 0.45 m) en época de lluvia (octubre ~ diciembre).

Para el arreglo de cantidad de recogimiento de agua necesitará enorme costo de construcción (costo de obra para canal de desague). Por tanto debemos perdonar ciertos punto de la influencia nivel de inundación temporaria, considerando condiciones de arreglo de la cantidad de recogimiento.

Para la condición de arreglo cantidad de recogimiento debemos utilizar lo máximo posible la capacidad de arroyo Surubiy, la capacidad actual de éste arroyo es 120 m³/s.

También la capacidad de canal principal de drenaje del área (canal principal de drenaje: G-Nº 2) del Bloque G. es 23.8 m³/s. Si se utiliza éste canal, el límite de la cantidad de recogimiento será aproximadamente 150 m³/s.

Suponiendo 150 m³/s ~ 250 m³/s la cantidad de recogimiento buscado nivel de agua del estero, de la zona meno E.L. 62.00 m de altitud de suelo, está en la Fig.4-21 . Para recoger 150 m³/s de agua la profundidad de estancamiento máximo será 1.25 m de esto sobre para 0.25 m de la época de inundación actual.

El resultado de estudio en caso que suceda inundaciones de probabilidad 1/7 y 1/10, será 1.15 m de profundidad de estancamiento máximo de la probabilidad 1/10, y 1.05 m de profundidad de estancamiento máximo de la probabilidad 1/7. (Ver Fig. 4-21 ~ 4-23)

<u>Probabilidad</u>	<u>Prof. est. max.</u> m	<u>Prof. est. mas de lo act.</u> m	<u>Días que sobre pasa lo izquierdo</u>
1974 (1/13)	1.25	0.25	9 días
1/10	1.15	0.15	6 "
1/7	1.05	0.05	4 "

(150 m³/s de la cantidad de recogimiento)

Como habia mencionado 4-6-2, aunque suceda el N^o de dia y aumento de profundidad de estancamiento de éste grado, no afectará influencia de medio ambiente en alrededor de Lago Ypoá. Por tanto hemos decidido 150 m³/s cantidad de recogimiento, considerando condiciones de arreglo de la cantidad de recogimiento.

La compuerta planeado es compuerta N^o 1 hacia lado norte, compuerta N^o 2, compuerta N^o 3, compuerta N^o 4.

La cantidad de recogimiento planeado es como sigue:

Compuerta	Nº 1	Q = 40 m ³ /s	
"	Nº 2	Q = 40 "	Sistema arroyo Surubiy
"	Nº 3	Q = 40 "	
"	Nº 4	Q = 30 "	Sistema canal de drenaje: G-2
Total		Q = 150 m ³ /s	

CALCULO DEL CANTIDAD DE AGUA DE ATAJE

<u>Articulo</u>	<u>1974 (1/13 Prob.)</u>	<u>1/10 Prob.</u>	<u>1/7 Prob.</u>
Cant. Aportacion			
A ^o Cañabe	$3980 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 = 343,872$	$3574 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 = 308,794$	$3115 \text{ m}^3/\text{s} \times 86,400 = 269,136$
Precip.	$199.5 \text{ mm} \times 399 \text{ km}^2 = 79,601$	$199.5 \text{ mm} \times 399 \text{ km}^2 = 79,601$	$199.5 \text{ mm} \times 399 \text{ km}^2 = 79,601$
Cant. aportacion desde colina	$199.5 \text{ mm} \times 0.7 \times 578 \text{ km}^2 = 80,718$	$199.5 \text{ mm} \times 0.7 \times 578 \text{ km}^2 = 80,718$	$199.5 \text{ mm} \times 0.7 \times 578 \text{ km}^2 = 80,718$
Total	504,191	469,113	429,455
Cant. Gasto			
A ^o Paray	$55 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \times 10 \text{ dias} = 47,520$	$55 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \times 10 \text{ dias} = 47,520$	$55 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \times 10 \text{ dias} = 47,520$
Hacia Sur	$200 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \times 10 \times 1/2 \text{ dias} = 86,400$	$175 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \times 10 \times 1/2 \text{ dias} = 75,600$	$150 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \times 10 \times 1/2 \text{ dias} = 64,800$
Cant. Ataje	$150 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \times 10 \text{ dias} = 129,600$	$150 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \times 10 \text{ dias} = 129,600$	$150 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \times 10 \text{ dias} = 129,600$
Total	263,520	252,720	241,920
Cant. Estanc.	$504,191 - 263,520 = 240,671$	$469,113 - 252,720 = 216,393$	$429,455 - 241,920 = 187,535$
Prof. Estanc.	$\frac{240,671}{310 \text{ km}^2} + 0.45 = 1.25 \text{ m}$	$\frac{216,393}{310 \text{ km}^2} + 0.45 = 1.15 \text{ m}$	$\frac{187,535}{310 \text{ km}^2} + 0.45 = 1.05 \text{ m}$

(4) NIVEL DE INUNDACION MAS DE E.L. 62.00 m DE ALTITUD DE SUELO

En caso de 150 m³/s de la cantidad de recogimiento planeado desde compuerta, hemos realizado cálculo de diferencial de flujo sobre nivel de inundación más de E.L. 62.00 m de altitud de suelo. Su resultado es como sigue:

<u>Lugar</u>	<u>Alt. Suelo</u> E.L. m	<u>N. Agua.</u> E.L. m	<u>Velocidad.</u> m/s	<u>Gasto</u> m ³ /s	<u>Sup. Flujo</u> m ²
16.5 km	61.80	63.25	0.08	818	10,716
20.5 km	62.50	64.25	0.10	818	7,896
25.0 km	63.50	65.50	0.10	968	9,833
28.5 km	63.50	65.83	0.08	968	12,209

Nota: El lugar indica distancia de dique desde ejes coordinadas encima de plano X-43, Y-35.

(5) ARREGLO DE LA CANTIDAD DE RECOGIMIENTO

Suponiendo arreglo de 150 m³/s de la cantidad de recogimiento planeado; 120 m³/s, arroyo Surubiy, y 30 m³/s al vaso de control de avenida que está lindado con Bloque G, para su arreglo podremos pensar siguiente plan.

o Plan de dique agua alta. (Fig. 4-25)

La dimension de canal de drenaje será dimensión que puede desaguar cantidad de drenaje del área. La diferencia entre cantidad de recogimiento y la cantidad de drenaje del área se hace correr por zona de inundacion del cauce.

Se necesitará dique bajo en ambos lado del canal de drenaje. Generalmente éste zona de inundación del cauce utilizará como pastoreo.

o Plan utilización de canal de drenaje del área (Fig. 4-26)

Ampliando capacidad de canal de drenaje, hace cada uno 40 m³/s de capacidad de drenaje de sistema arroyo Surubiy (Capacidad de arroyo Surubiy es 120 m³/s), 30 m³/s de la capacidad de drenaje hacia Bloque G.

La cantidad de recogimiento total puede arreglar en los canales.

1) Plan de dique agua alta.

a) Cantidad de recogimiento y cantidad de drenaje planeado del área

Las siguientes son cantidad de recogimiento que carga cada canal de drenaje y cantidad de drenaje planeado del área.

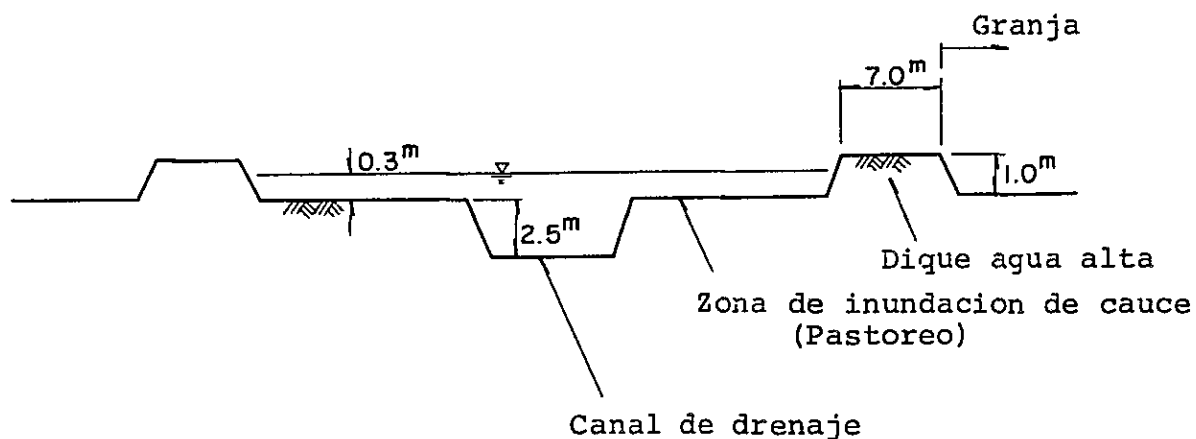
<u>Nombre C. Drenaje</u>	<u>Cant. Drenaje del área</u> m ³ /s	<u>Cant. Agua Ataje Pla.</u> m ³ /s	<u>Diferencia</u> m ³ /s
F-2	10.0	40.0	30.0
F-3	9.9	80.0	62.4
F-4	7.7		
F-5	21.7	80.0	58.3
D-1	60.7	120.0	59.3
D-2	23.5	40.0	16.5
A ^o Surubiy	120.0	120.0	-
F-7 (G-2)	23.8	30.0	6.2

Nota: A^o Surubiy es capacidad actual.

b) Dimensión de dique agua alta.

La cantidad de recogimiento se arregla por dentro de canal de drenaje y zona de inundación del cauce (entre canal de drenaje y dique de agua alta.)

La altura de dique agua alta será 1.00 m, amontonará la tierra con bulldozer. Profundidad en la zona de inundación de cauce será 0.30 m y hace correr cantidad de recogimiento.



c) Anchura de zona de inundación del cauce

Hemos planeado 0.30 m la profundidad de zona de inundación del cauce en momento de recogimiento, por tanto la cantidad posible de flujo por 1.00 m de zona de inundación del cauce será 0.038 m³/s.

$$n = 0.050 \quad I = 1/5.000 \text{ (Pendiente topografico medico)}$$

$$I^{1/2} = 0.01414$$

$$A = 1.00 \times 0.30 = 0.300 \text{ m}^2$$

$$R = h = 0.300 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = 0.448$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} = 0.127 \text{ m/s}$$

$$Q = V \times A = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$$

La siguiente son anchura de cauce necesario en cada canal de drenaje:

<u>Nombre C. Dren.</u>	<u>Anchura Cauce</u> m	<u>Cant. Flujo del Cauce</u> m ³ /s	<u>Diferencia entre Cant. Rec. Og. Planeado y Cant. Dre. del Area</u> m ³ /s
F-2	800	30.4	30.0
F-3]	1,700	64.6	62.4
F-4]			
F-5	1,600	60.8	58.3
D-1	4,000	76.0 (n = 0.100)	59.3
G-2	200	7.6	6.2
A ² Surubiy	-	-	-

2) Plan de utilización de canal de drenaje del área

El canal principal de drenaje planeado en dentro de zona de habilitación (dentro del área), se determinará sección contra cantidad de flujo (cantidad de flujo por precipitación) desde cuenca de dentro del área, pero la capacidad es pequeña contra cantidad de recogimiento desde compuerta en momento de inundación. Por tanto el canal principal de drenaje para arreglo de la cantidad de recogimiento desde compuerta debemos fijar dimensión de sección acuerdo a la cantidad de arreglo.

La capacidad actual del arroyo Surubiy es 120 m³/s. Utilizaremos 4 km del arroyo Surubiy en los lugares de cruce con carretera actual (3 km de agua abajo. 1 km de agua arriba). La dimensión de la capacidad de la uno de los canales principales de drenaje: F-2, F-3, F-4, D-2 será 40 m³/s, y la dimensión de capacidad de F-5 será 80 m³/s, y D-1 será 120 m³/s, canal principal de drenaje de Bloque G (G-2) será 30 m³/s.

La figura sistematico del plan para arreglo de la cantidad de recogimiento desde compuerta es como la Fig. 4-26, por eso la longitud de canal principal de drenaje que deberá utilizar es 43, 1 km.

La siguiente son cantidad de arreglo del cantidad de inundación recogida desde compuerta, cantidad de drenaje planeado como objeto la cuenca del área y longitud de canal principal de drenaje.

<u>Nombre Canal</u>	<u>Cant. Drenaje del Area</u> m ³ /s	<u>Seccion enel Momento delo Izquierdo</u> anch. x prof. m	<u>Cant. de Recogimiento</u> m ³ /s	<u>Diferencia entre Cant. Rec. y Cant. Dre.</u> m ³ /s	<u>Longitud</u> m
A ² Surubiy (capacidad actual)	120.0	16 x 7.0	120.0	-	-
F-2	10.0	11 x 2.5	40.0	30.0	7,300
F-3	9.9	11 x 2.5	40.0	30.1	5,800
F-4	7.7	9 x 2.5	40.0	32.3	4,800
F-5	21.7	15 x 3.0	80.0	58.3	4,300
D-1	60.3	28 x 3.0	120.0	59.7	6,800
D-2	23.5	14 x 3.0	40.0	16.5	1,800
G-2 (inc. F-7)	23.8	17 x 3.0	30.0	6.2	12,300
Total					43,100

(6) MANEJO DE COMPUERTA

El manejo de compuerta se hará mantenimiento de nivel de agua del estero en época normal, especialmente evitar aumento de nivel en época de lluvia, evitar descenso de nivel en época de sequia y para realización de recogimiento de una parte la cantidad de inundación en época de inundación.

De toda manera el manejo de compuerta deben realizar dirigiendo (vigilando) condiciones exterior como cantidad de flujo desde arroyo Cañabe, aspecto de nivel del estero, aspecto de precipitación del área.

Instalaciones necesario para instalaciones observatorio del mencionado son como sigue,

- ° Indicador de nivel de agua del arroyo Caañabe (Yuguyty)
Utilizaremos indicador de nivel actual
- ° Indicador de nivel de agua del estero
Punto de compuerta (4 Lugares) agua arriba del arroyo Paray
- ° Medidor de precipitación (1 lugar)
Ubicará dentro de la oficina de administración de la zona.
Establecimiento de línea de comunicación (teléfono) entre oficina de administración y observatorio actual de Carapeguá.
- ° Indicador de nivel de agua del canal de desague.
Ubicará en el punto de partida de cada canal de desague (4 lugares) comprendimiento de cantidad de recogimiento

1) Manejo de compuerta en época normal

Para tratar conservación de medio ambiente del estero debe intentará impedimento de descenso de nivel en época de sequia, impedir aumento de nivel en época de lluvia. Especialmente en época de sequia debe tratar no realizar recogimiento desde compuerta, para no dejar en estado de estiaje el estero. En época de lluvia fácilmente suce de inundación, por tanto necesita manejo de no aumentar el nivel del estero.

La Fig. 4-20 está indicado aspecto de nivel del estero y cantidad de recogimiento desde compuerta del 1980 que es año normal, pero es conveniente el manejo de compuerta como objetivo éste nivel de agua.

2) Manejo de compuerta en época de inundación

En época de inundación manejará compuerta, pero para fijación del tiempo de manejo será importante el comprendimiento del aspecto de flujo en el punto de Yuquyty del arroyo Caañabe y aspecto de precipitación de Carapeguá.

Antes de ocurrir inundación del arroyo Caañabe ciertamente hay precipitación, éste precipitación es factor de inundación del arroyo Caañabe. Especialmente con el comprendimiento de precipitación del observatorio de Carapeguá que está en cuenca del arroyo Caañabe, existe posibilidad previo de desague.

La comunicación entre observatorio de Carapeguá y oficina de administración será mejor realizar mediante teléfono en adelante también realizando observación del precipitación, gasto de arroyo Caañabe y nivel de agua del estero, recogiendo datos hidráulico en largo periodo, luego debe establecer forma de manejo (regla de manejo) de compuerta con el comprendimiento perfecta del aspecto de inundación. A la vez antes de culminación de obras de habilitación debe realizar formación de los administradores de manejo.

NOROESTE DEL LAGO YPOA

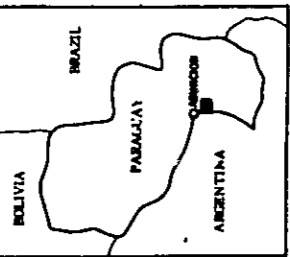
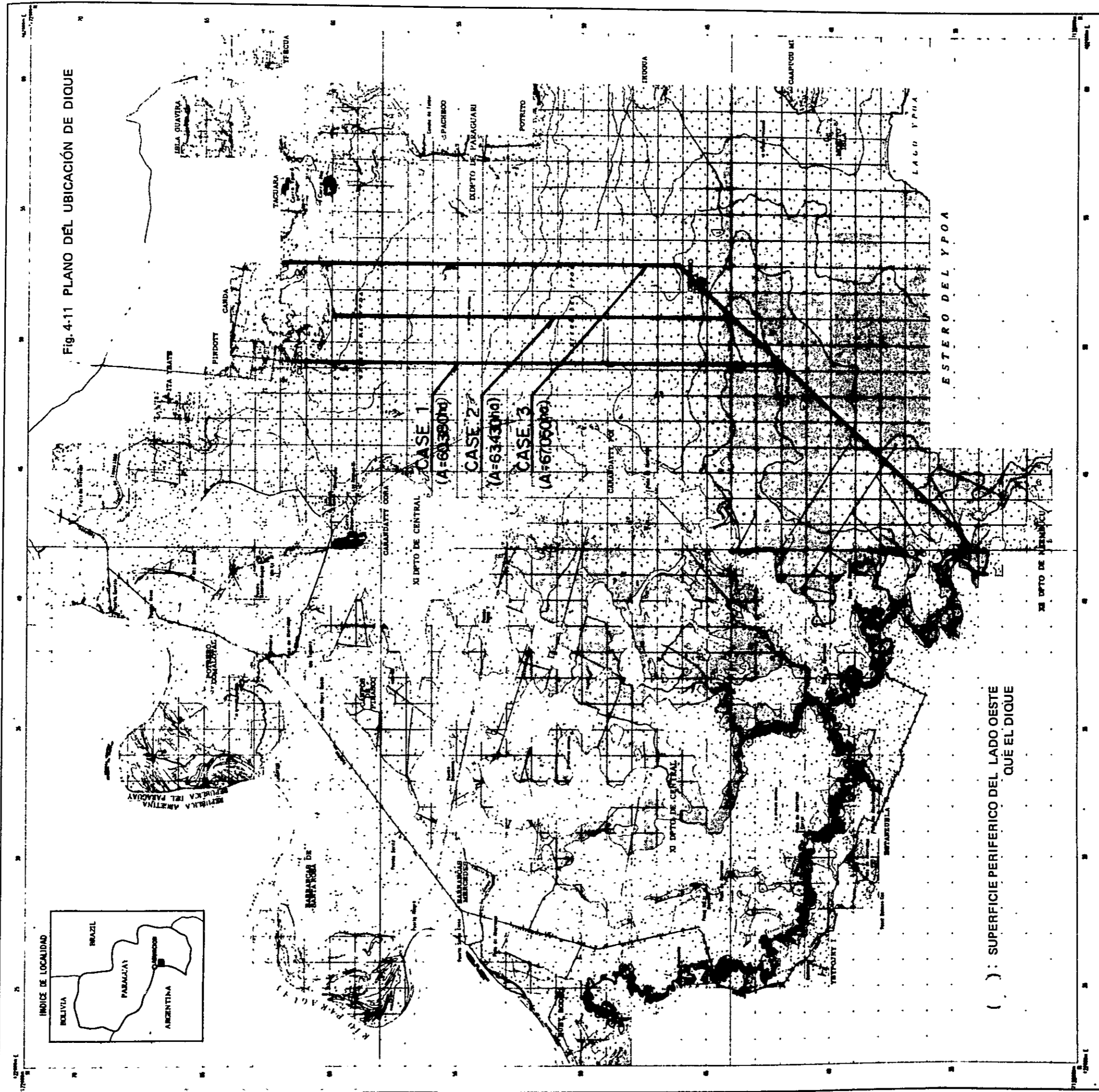


Fig. 4-11 PLANO DEL UBICACIÓN DE DIQUE



() : SUPERFICIE PERIFÉRICO DEL LADO OESTE QUE EL DIQUE

ASUNCIÓN, YLAAMBICA, CACOP

ESCALA 1:100,000

INDICE LÍNEAS

Carta de base en la base de escala representada al nivel de agua 1 m de nivel de mar

INDICE LÍNEAS
A. REPÚBLICA ARGENTINA
B. REPÚBLICA DEL PARAGUAY



TABLA 4-19 UBICACION DE DIQUE DEL PLAN RODEADO DE DIQUE POR ESTERO Y AREA SECA

BLOQUE	CASO 1			CASO 2			CASO 3		
	SUP. PERIF. ESTERO	AREA DE SECA	SUP. PERIF. ESTERO	AREA DE SECA	SUP. PERIF. ESTERO	AREA DE SECA	SUP. PERIF. ESTERO	AREA DE SECA	SUP. PERIF. ESTERO
A	3,650	3,650	3,650	3,650	3,650	3,650	3,650	3,650	3,650
B	1,010	1,010	1,010	1,010	1,010	1,010	1,010	1,010	1,010
SUB-TOTAL	4,660	4,660	4,660	4,660	4,660	4,660	4,660	4,660	4,660
C	2,150	150	2,150	2,000	150	2,000	2,150	150	2,000
D	2,900	310	2,900	2,590	310	2,590	2,900	310	2,590
E	11,520	3,140	11,520	8,380	3,140	8,380	11,520	3,140	8,380
F	9,440	8,010	11,490	1,430	10,060	1,430	14,370	12,930	1,440
G	9,630	4,730	9,630	4,900	4,730	4,900	9,630	4,730	4,900
H	8,600	7,260	9,600	1,340	8,260	1,340	10,340	8,990	1,350
SUB-TOTAL	44,240	23,600	47,290	20,640	26,650	20,640	50,910	30,250	20,660
TOTAL	48,900	23,600	51,950	25,300	26,650	25,300	55,570	30,250	25,320
ZONA EXCLUIDA C'	40	40	40	40	40	40	40	40	40
" D'	2,090	510	2,090	1,580	510	1,580	2,090	510	1,580
" G'	4,690	3,100	4,690	1,590	3,100	1,590	4,690	3,100	1,590
TOTAL	6,820	3,610	6,820	3,210	3,610	3,210	6,820	3,610	3,210
SUMA TOTAL	55,720	27,210	58,770	28,510	30,260	28,510	62,390	33,860	28,530
SUP. LADO ESTE DEL DIQUE	42,910	42,910	39,860	39,860	39,860	36,240	36,240	36,240	36,240
GLOBAL	98,630	70,120	98,630	70,120	98,630	70,120	98,630	70,120	98,630

NOTA : LA ZONA EXCLUIDA C', D', G' SE CORRESPONDE AL NOMBRE DE BLOQUE LINDADO.

LA SUPERFICIE SECA, ESTERO DESDE PLANO DE MEDICIÓN ABREO, ES ASPECTO DE AÑO 1980.

TABLA 4-20 UBICACIÓN DE DIQUE POR CANTIDAD DE APORTACIÓN

UNIDAD: mil m³

DIA MES/ DIA	CASO 1				CASO 2				CASO 3				
	Aº CAÑABE		PRECIPI. COLINA		Aº CAÑABE		PRECIPI. COLINA		Aº CAÑABE		PRECIPI. COLINA		TOTAL OBSERVACIÓN
	C/ MINUTO	C/ POR DIA	429 km ²	578 km ²	C/ MINUTO	C/ POR DIA	399 km ²	578 km ²	C/ MINUTO	C/ POR DIA	362 km ²	578 km ²	
m ³ /S													
1 MAY/	12	1,037	35,393	36,430	12	1,037	32,918	33,955	12	1,037	29,865	30,902	
23													
2	12	1,037	32,175	33,212	12	1,037	29,925	30,962	12	1,037	27,150	28,187	
3	25	1,037	18,018	52,435	12	1,037	16,758	33,380	51,175	12	1,037	15,204	33,380
4	26	56	4,838	30,345	56	4,838		30,345	35,183	56	4,838	30,345	35,183
5	27	129	11,146	16,993	129	11,146		16,993	28,139	129	11,146	16,993	28,139
6	29	609	52,618	52,618	609	52,618		52,618	52,618	609	52,618		52,618
7	29	783	67,651	67,651	783	67,651		67,651	67,651	783	67,651		67,651
8	30	957	82,685	82,685	957	82,685		82,685	82,685	957	82,685		82,685
9	31	968	83,635	83,635	968	83,635		83,635	83,635	968	83,635		83,635
10 JUN/	217	18,749		18,749	217	18,749		18,749	18,749	217	18,749		18,749
1													
11	2	137	11,837	11,837	137	11,837		11,837	11,837	137	11,837		11,837
12	3	112	9,677	9,677	112	9,677		9,677	9,677	112	9,677		9,677
13	4	69	5,962	5,962	69	5,962		5,962	5,962	69	5,962		5,962
14	5	29	2,506	2,506	29	2,506		2,506	2,506	29	2,506		2,506
15	6	21	1,814	1,814	21	1,814		1,814	1,814	21	1,814		1,814
16	7	21	1,814	1,814	21	1,814		1,814	1,814	21	1,814		1,814

NOTA: EL CASO 1 - CASO 3 UTILIZÓ PARA DECISIÓN DE DIMENSIÓN DEL INSTALACIÓN EN EL PLAN RODEADO DE DIQUE.

EL CASO 2 UTILIZÓ PARA DECISIÓN DE DIMENSIÓN DEL INSTALACION EN EL PLAN DE MEDIO.

Fig. 4-12 ASPECTO DE NIVEL DE AGUA DEL ESTERO EN EPOCA DE INUNDACION PLAN DE MEDIO CASO 1 (1974)

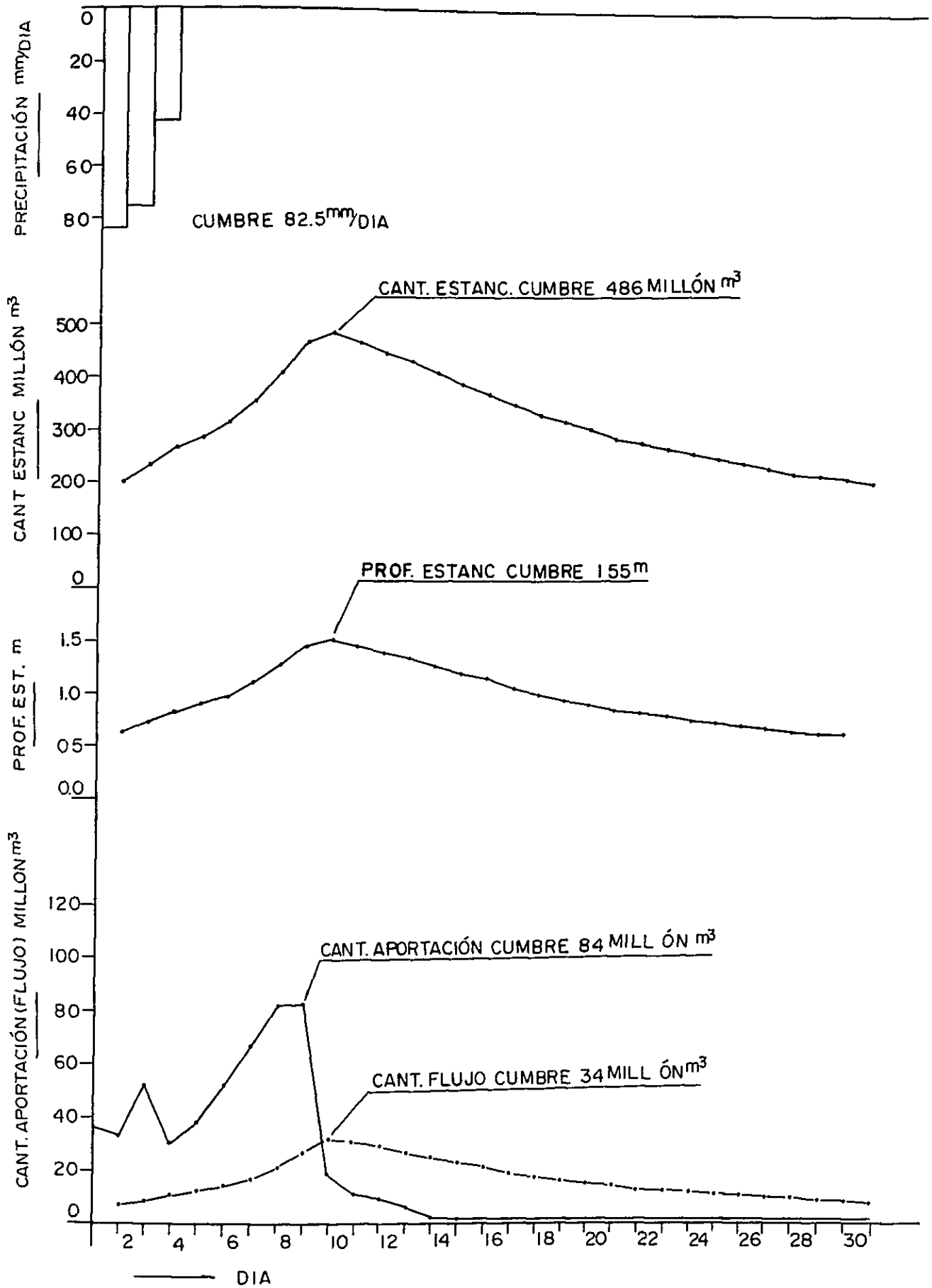


Fig. 4-13 ASPECTO DE NIVEL DE AGUA DEL ESTERO EN EPOCA DE INUNDACION PLAN RODEADO DE DIQUE CASO 2 (1974)

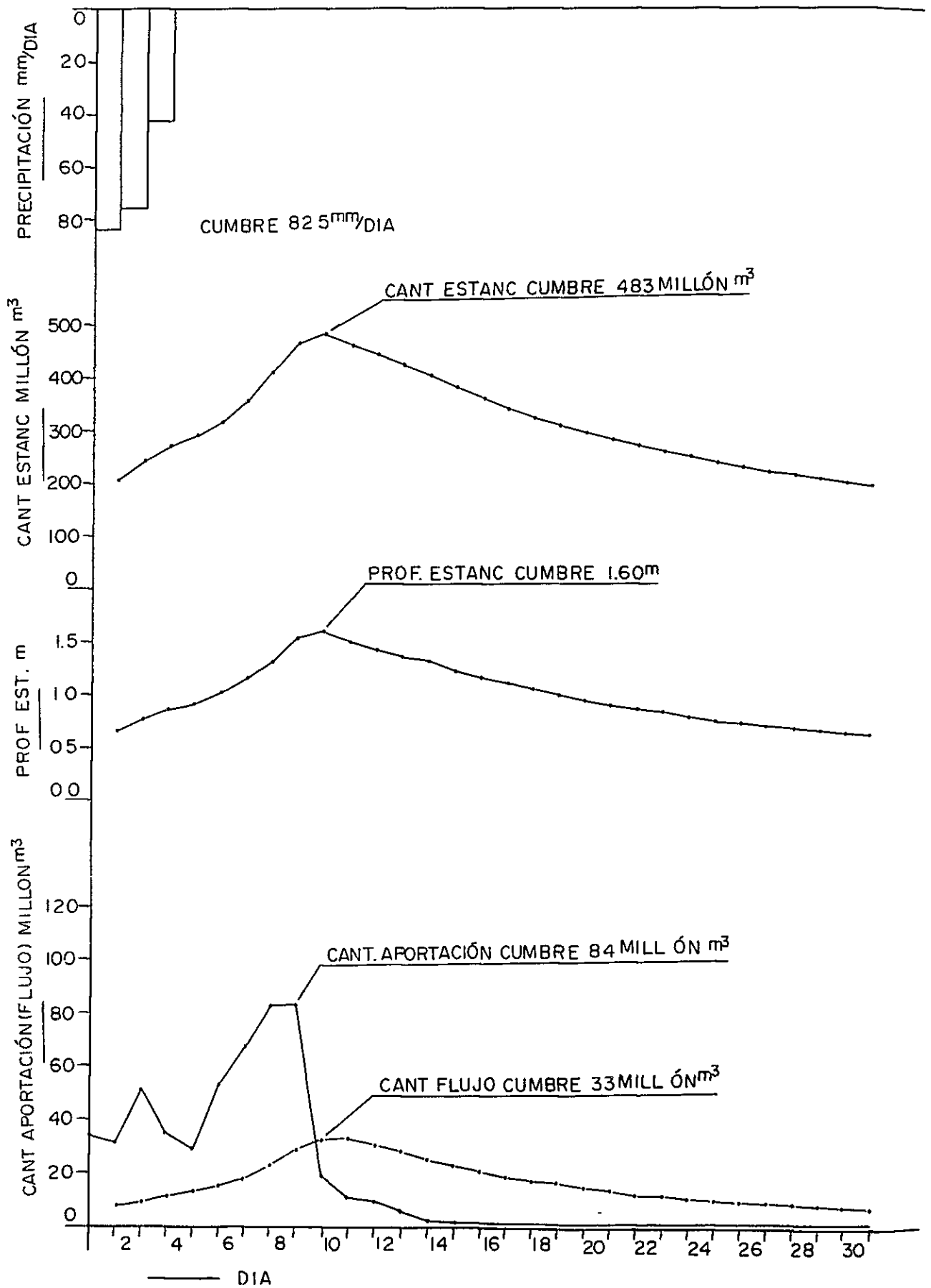


Fig. 4-14 ASPECTO DE NIVEL DE AGUA DEL ESTERO EN EPOCA DE INUNDACIÓN PLAN RODEADO DE DIQUE CASO 3 (1974)

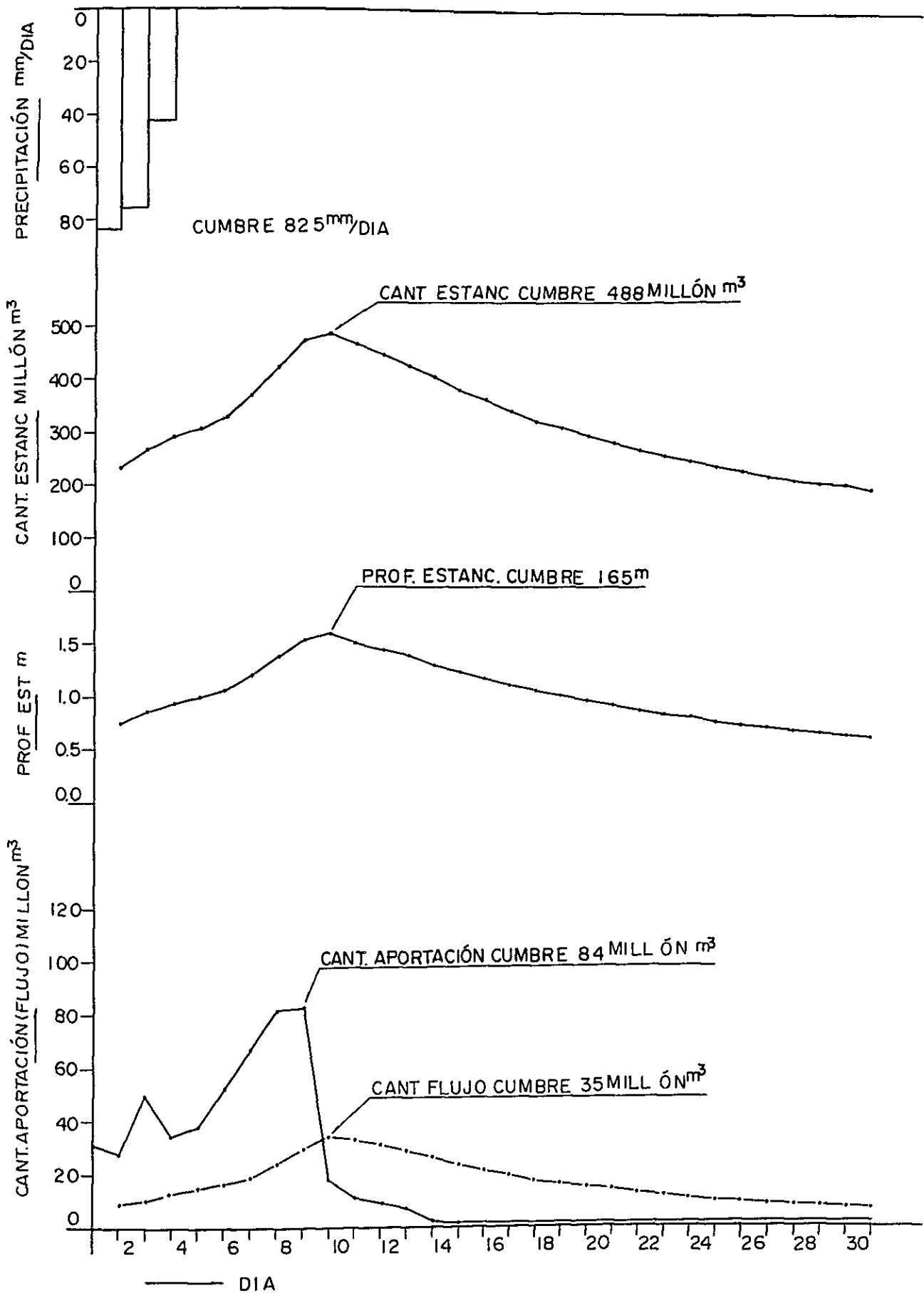


Fig. 4-15 PLANO DE SECCIÓN VERTICAL DE DIQUE EN EL PLAN RODEADO DE DIQUE (CASO 1)

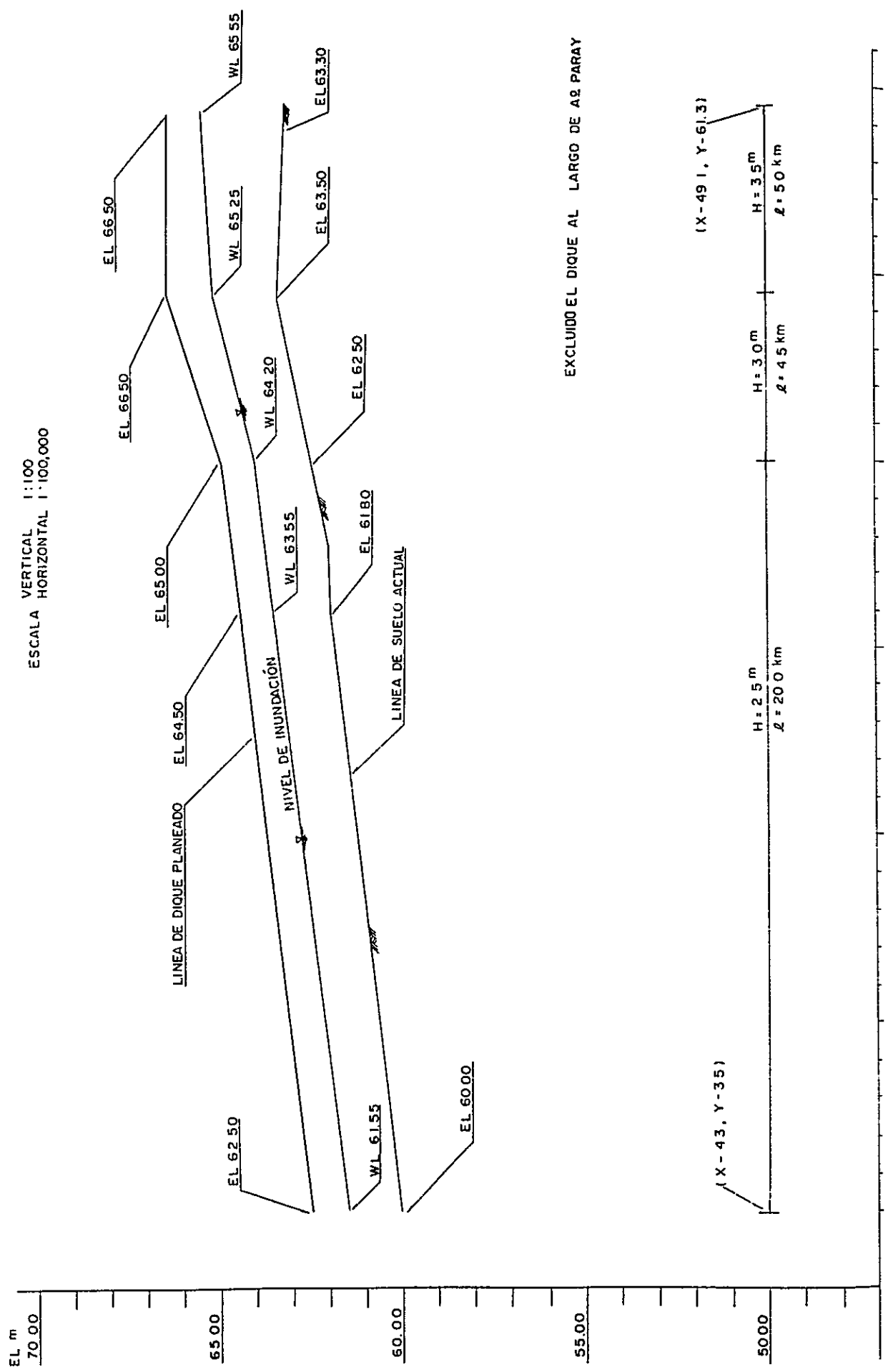
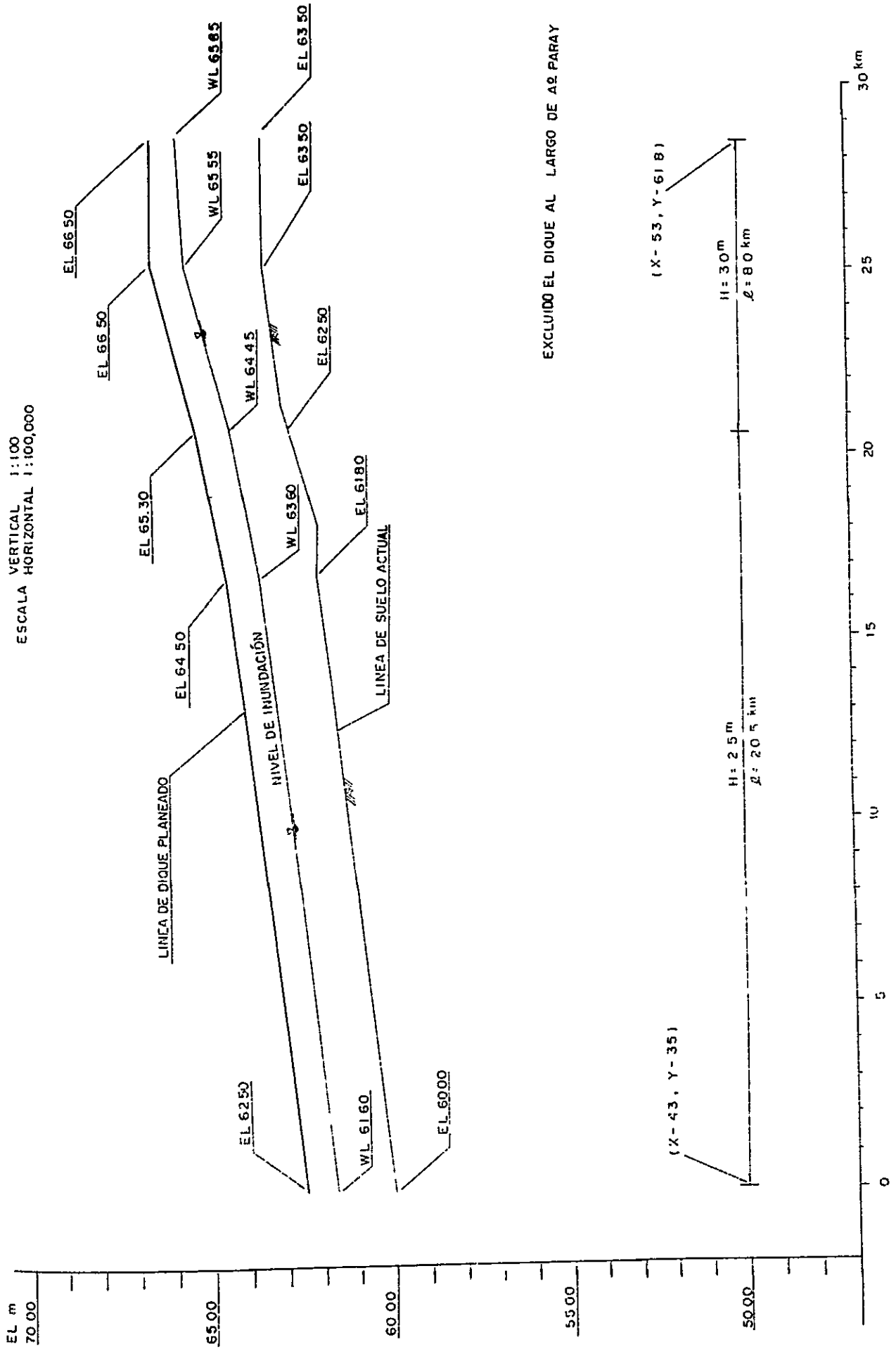


Fig. 4-16 PLANO DE SECCIÓN VERTICAL DE DIQUE EN EL PLAN RODEADO DE DIQUE (CASO 2)



EXCLUIDO EL DIQUE AL LARGO DE A2 PARAY

Fig. 4-17 PLANO DE SECCIÓN VERTICAL DE DIQUE EN EL PLAN RODEADO DE DIQUE (CASO 3)

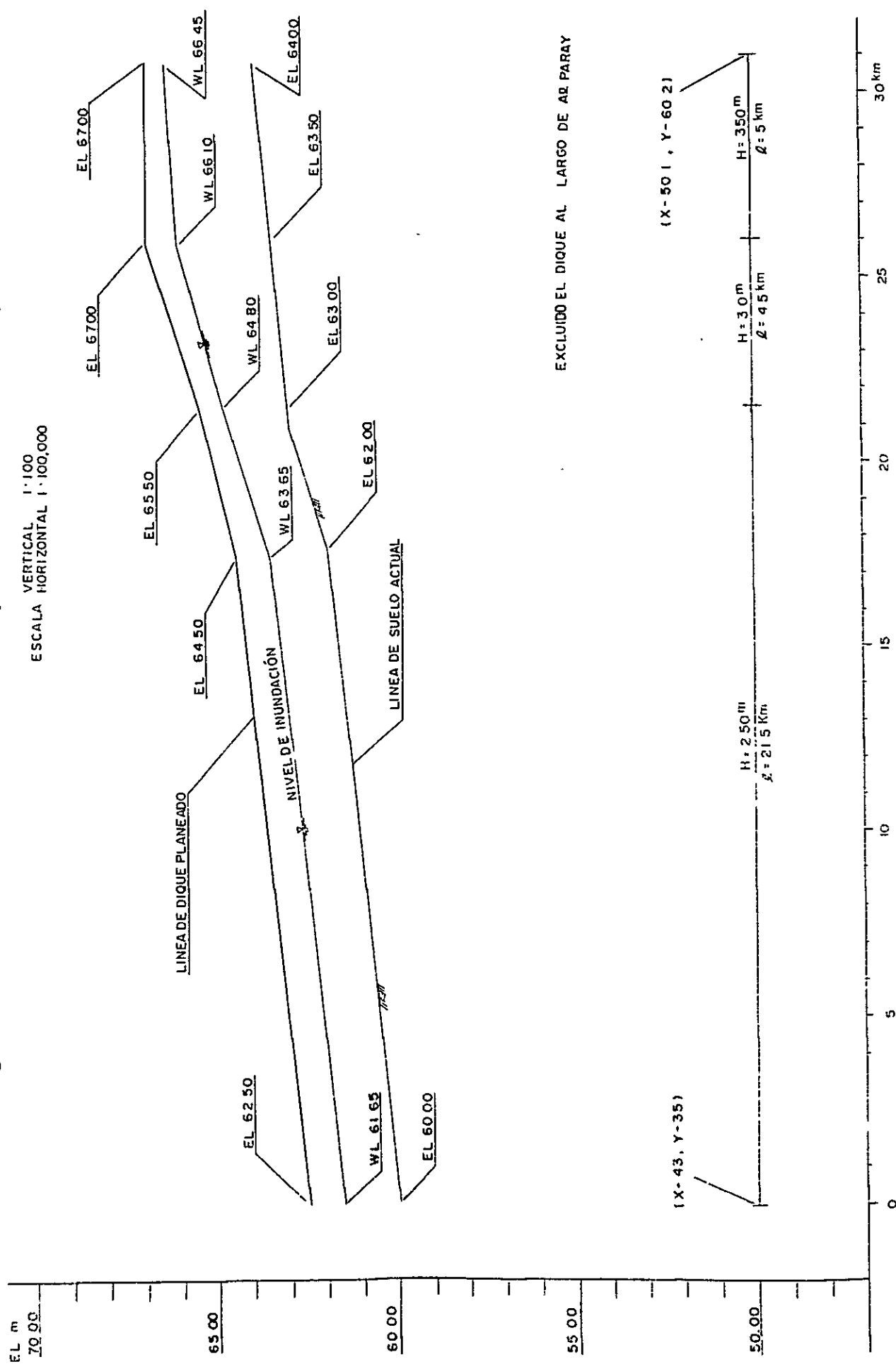


TABLA 4-21 COMPARATIVO DE COSTO DE HABILITACION POR UBICACION DE DIQUE DEL PLAN RODEADO DE DIQUE

DIVISION	ALTURA DE DIQUE	COSTO DE OBRA P/km mil Gs.	CASO 1		CASO 2		CASO 3	
			LONGITUD km	IMPORTE mil Gs.	LONGITUD km	IMPORTE mil Gs.	LONGITUD km	IMPORTE mil Gs.
COST DE OBRA DE DIQUE	H = 2.5	18,559	20.0	371,180	20.5	380,460	21.5	399,019
	H = 3.0	23,910	4.5	107,595	8.0	191,280	4.5	107,595
	H = 3.5	27,780	5.0	138,900			5.0	138,900
TOTAL			29.5	617,675	28.5	571,740	31.0	645,514

COSTO DE EXPROPIACION	DIVISION DE EXPROPIACION	GASTO DE EXPROP. P/ha mil Gs.	CASO 1		CASO 2		CASO 3	
			SUPERFICIE ha	IMPORTE mil Gs.	SUPERFICIE ha	IMPORTE mil Gs.	SUPERFICIE ha	IMPORTE mil Gs.
T. FISCAL	--	6,125	6,125	--	6,130	--	7,250	--
T. PRIVADO	7	42,775	42,775	299,425	45,820	320,740	48,320	338,240
TOTAL		48,900	48,900	299,425	51,950	320,740	55,570	338,240
SUMA TOTAL				917,100		892,480		983,754
SUPERFICIE DE HABILITACION (SUP.PERIFERICA) ha			48,900		51,950		55,570	
GASTO POR HECTAREA GS			18,755		17,180		17,703	

NOTA) EL COSTO DE OBRA SERA COSTO DIRECTO DE OBRA x 130%.
 EL PRECIO UNITARIO POR HECTAREA DEL TERRENO PRIVADO SERA VALOR EVALUADO DEL CERCANIA (VILLETA).

TABLA 4-22 CANTIDAD DE APORTACION MEDIA Y CANTIDAD DE EVAPORACION POR MES (1980)
PLAN RODEADO DE DIQUE

MES	AQ CAÑABE		CANT. APORT. DE COLINA		CANT. PRECIPIITACION		CANT. EVAPORACION	
	PROMEDIO MENSUAL	PROMEDIO DIARIO	FOR UNIDAD	PROMEDIO DIARIO	FOR UNIDAD	PROMEDIO DIARIO	FOR UNIDAD	PROMEDIO DIARIO
ENE	882	28	119.5	26	190.9	28	100.4	15
FEB	349	12	88.8	20	149.5	24	73.2	12
MAR	251	8	56.5	12	97.4	15	89.8	13
ABR	113	4	35.7	8	116.4	18	109.8	17
MAY	1,194	39	162.5	35	240.1	36	55.9	8
JUN	647	22	62.2	14	25.9	4	61.0	9
JUL	67	2	0	0	2.9	1	83.6	12
AGO	1,824	59	84.2	18	135.8	22	52.8	8
SEP	405	14	49.5	11	86.6	14	94.5	15
OCT	670	22	53.4	12	92.9	15	77.0	11
NOV	1,596	53	165.3	37	268.5	44	63.3	10
DIC	435	14	51.1	11	103.4	17	61.6	9
TORAL	8,433		928.7		1,560.3		922.9	

UNIDAD : PROM.MES m³/S/MES, PROM.DIARIO m³/S/DIA, POR UNIDAD mm/MES

SUPERFICIE : COLINA 578 km², ESTERO 399 km²

Fig. 4-18 ASPECTO DE NIVEL DE AGUA DEL ESTERO EN EL AÑO NORMAL (1980) (PLAN RODEADO DE DIQUE)

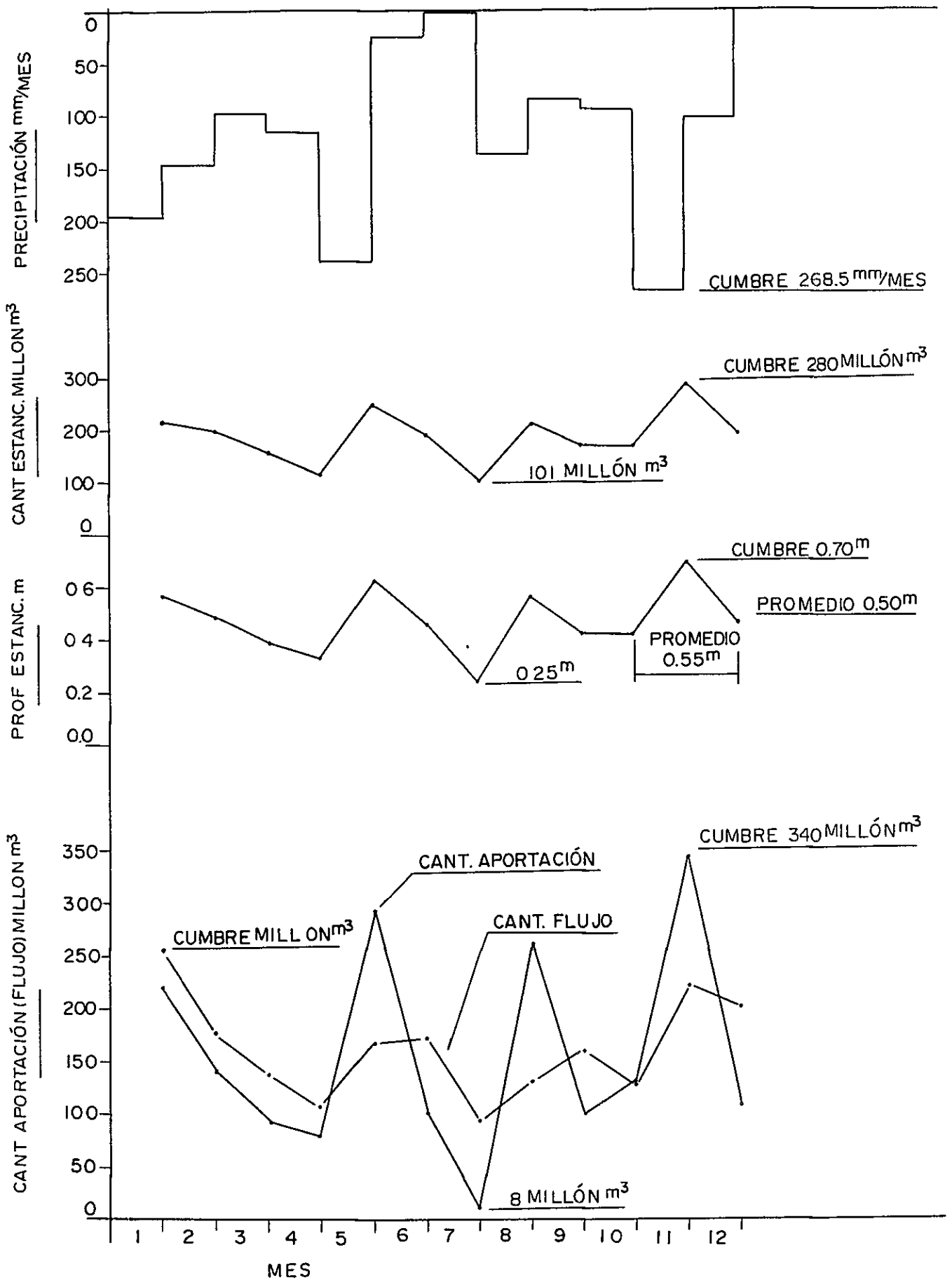


TABLA 4-23 CANTIDAD DE APORTACION MEDIA POR MES DE AO CAÑABE (1980)

PLAN DE ATAJE

MES	CANT. APORT. MAX. 30m ³ /S/DIA		CANT. APORT. MAX. 40m ³ /S/DIA		CANT. APORT. MAX. 50m ³ /S/DIA		CANT. APORT. MAX. 60m ³ /S/DIA	
	m ³ /S/MES	m ³ /S/DIA	m ³ /S/MES	m ³ /S/DIA	m ³ /S/MES	m ³ /S/DIA	m ³ /S/MES	m ³ /S/DIA
ENE	492	14	548	18	614	20	668	22
FEB	319	11	340	12	349	12	349	12
MAR	251	8	251	8	251	8	251	8
ABR	113	4	113	4	113	4	113	4
MAY	773	25	921	30	1042	34	1096	35
JUN	516	17	580	19	611	20	629	21
JUL	67	2	67	2	67	2	67	2
AGO	735	24	963	31	1174	38	1373	44
SEP	158	5	198	7	229	8	259	9
OCT	299	10	359	12	416	13	463	15
NOV	759	25	901	30	1029	34	1119	37
DIC	329	11	370	12	390	13	410	13
TOTAL	4811	156	5611	185	6285	206	6797	222

TABLA 4-24 CANTIDAD DE APORTACION MEDIA Y CANTIDAD DE EVAPORACION POR MES (1980)
PLAN DE ATATE

MES	CANT. PRECIPITACION		CANT. APORT. DE COLINA		CANT. EVAPORACION	
	POR UNIDAD	PROMEDIO DIARIO	POR UNIDAD	PROMEDIO DIARIO	POR UNIDAD	PROMEDIO DIARIO
ENE	190.9	25	119.5	25	100.4	13
FEB	149.5	21	88.8	20	73.2	10
MAR	97.4	13	56.5	12	89.8	11
ABR	116.4	15	35.7	8	109.8	15
MAY	240.1	31	162.5	34	55.9	7
JUN	25.9	3	62.2	13	61.0	8
JUL	2.9	1	0	0	83.6	10
AGO	135.8	17	84.2	17	52.8	7
SEP	86.6	12	49.5	11	44.5	13
OCT	92.9	12	53.4	11	77.0	10
NOV	268.5	36	165.3	35	63.3	9
DIC	103.4	13	51.1	11	61.6	8
TOTAL	1.560.3		928.7		922.9	

UNIDAD : POR UNIDAD mm/MES, PROMEDIO DIARIO m3/S/DIA

SUPERFICIE : COLINA 555 km², ESTERO 345 km²

Fig. 4-19 ASPECTO DE NIVEL DE AGUA DEL ESTERO EN EL AÑO NORMAL (1980) PLAN DE ATAJE

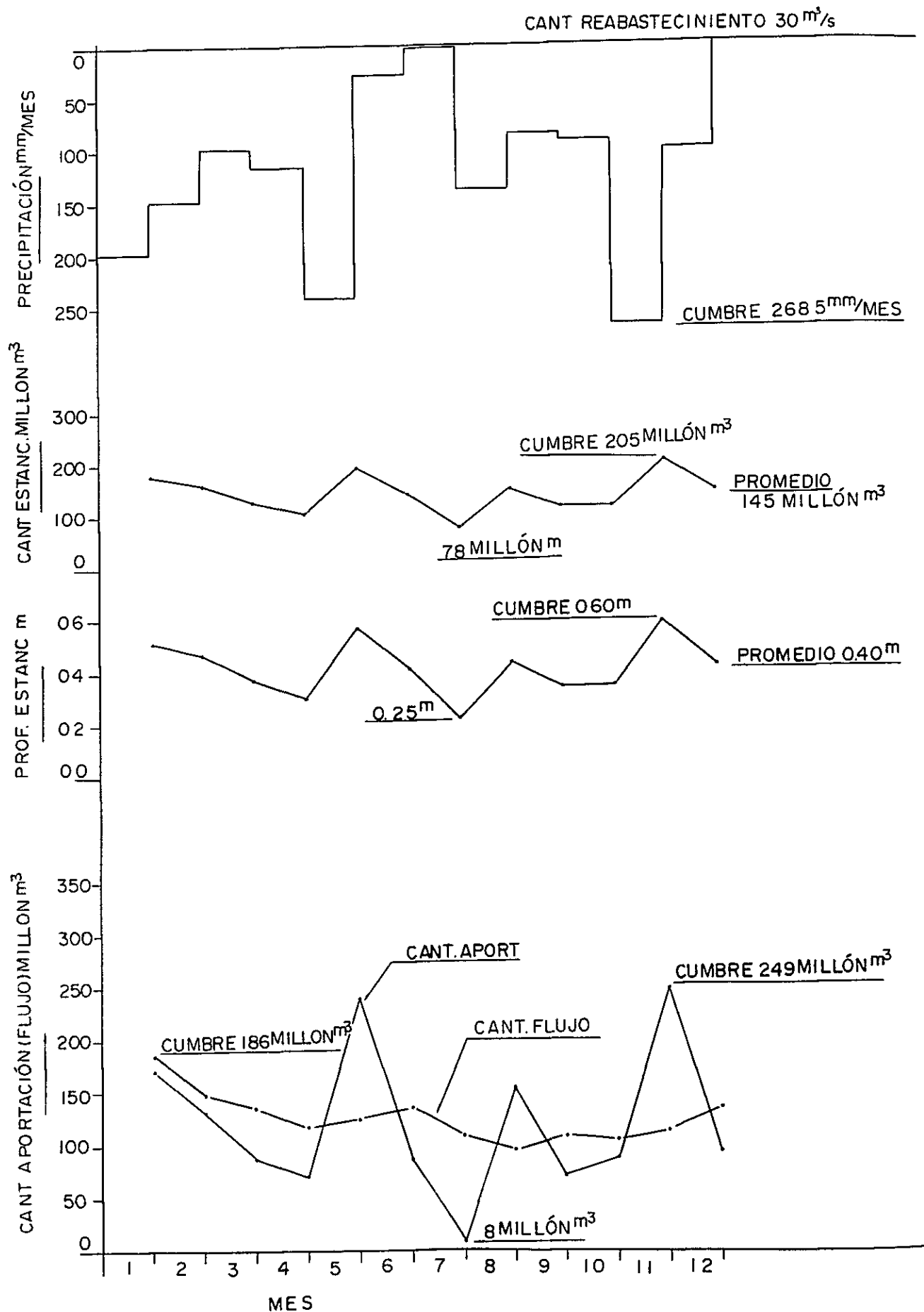


TABLA 4-25 CANTIDAD DE APORTACION MEDIA Y CANTIDAD DE EVAPORACION POR MES (1980)

PLAN DE MEDIO

MES	AQ CAÑABE		CANT. APORT. DE COLINA		CANT. PRECIPITACION		CANT. EVAPORACION	
	PROMEDIO MENSUAL	PROMEDIO DIARIO	FOR UNIDAD	PROMEDIO DIARIO	FOR UNIDAD	PROMEDIO DIARIO	FOR UNIDAD	PROMEDIO DIARIO
ENE	882	28	119.5	26	190.9	28	100.4	15
FEB	349	12	88.8	20	149.5	24	73.2	12
MAR	251	8	56.5	12	97.4	15	89.8	13
ABR	113	4	35.7	8	116.4	18	109.8	17
MAY	1194	39	162.5	35	240.1	36	55.9	8
JUN	647	22	62.2	14	25.9	4	61.0	9
JUL	67	2	0	0	2.9	1	83.6	12
AGO	1824	59	84.2	18	135.8	22	52.8	8
SEP	405	14	49.5	11	86.6	14	94.5	15
OCT	680	22	53.4	12	92.9	15	77.0	11
NOV	1596	53	165.3	37	268.5	44	63.3	10
DIC	435	14	51.1	11	103.4	17	61.6	9
TOTAL	8443		928.7		1560.3		922.9	

UNIDAD : PROM.MES m³/S/MES, PROM.DIARIO m³/S/DIA, POR UNIDAD mm/MES

SUPERFICIE : COLINA 578 km², ESTERO 399 km²

TABLA 4 - 26 CANTIDAD DE APORTACION HASTA PUNTO DE COMPUERTA (1980)

Mes	A ^o Cañabe	Cant. Aport. de Colina		Canti. Precipitación		Cant. Evaporación		Cant. Total Aportación
		Por unidad	Promedio diario	Por unidad	Promedio diario	Por unidad	Promedio diario	
E	28	119.5	7	109.9	4	100.4	2	37
F	12	88.8	5	149.5	3	73.2	1	19
M	8	56.5	3	97.4	2	89.8	2	11
A	4	35.7	2	116.4	2	109.8	2	6
M	39	162.5	9	240.1	5	55.9	1	52
J	22	62.2	4	25.9	1	61.0	1	26
J	2	0	0	2.9	0	83.6	2	0
A	59	84.2	5	135.8	3	52.8	1	66
S	14	49.5	3	86.6	2	94.5	2	17
O	22	53.4	3	92.9	2	77.0	1	26
N	53	165.3	9	268.5	6	63.3	1	67
D	14	51.1	3	103.4	2	61.6	1	18
TOTAL		928.7		1.560.3		922.9		

Unidad: Por unidad mm/mes Promedio diario m³/s/dia

Superficie: Colina 148 km², Estero 54 km²

Fig. 4-20 ASPECTO DE NIVEL DE AGUA DEL ESTERO EN EL AÑO NORMAL (1980) PLAN DE MEDIO

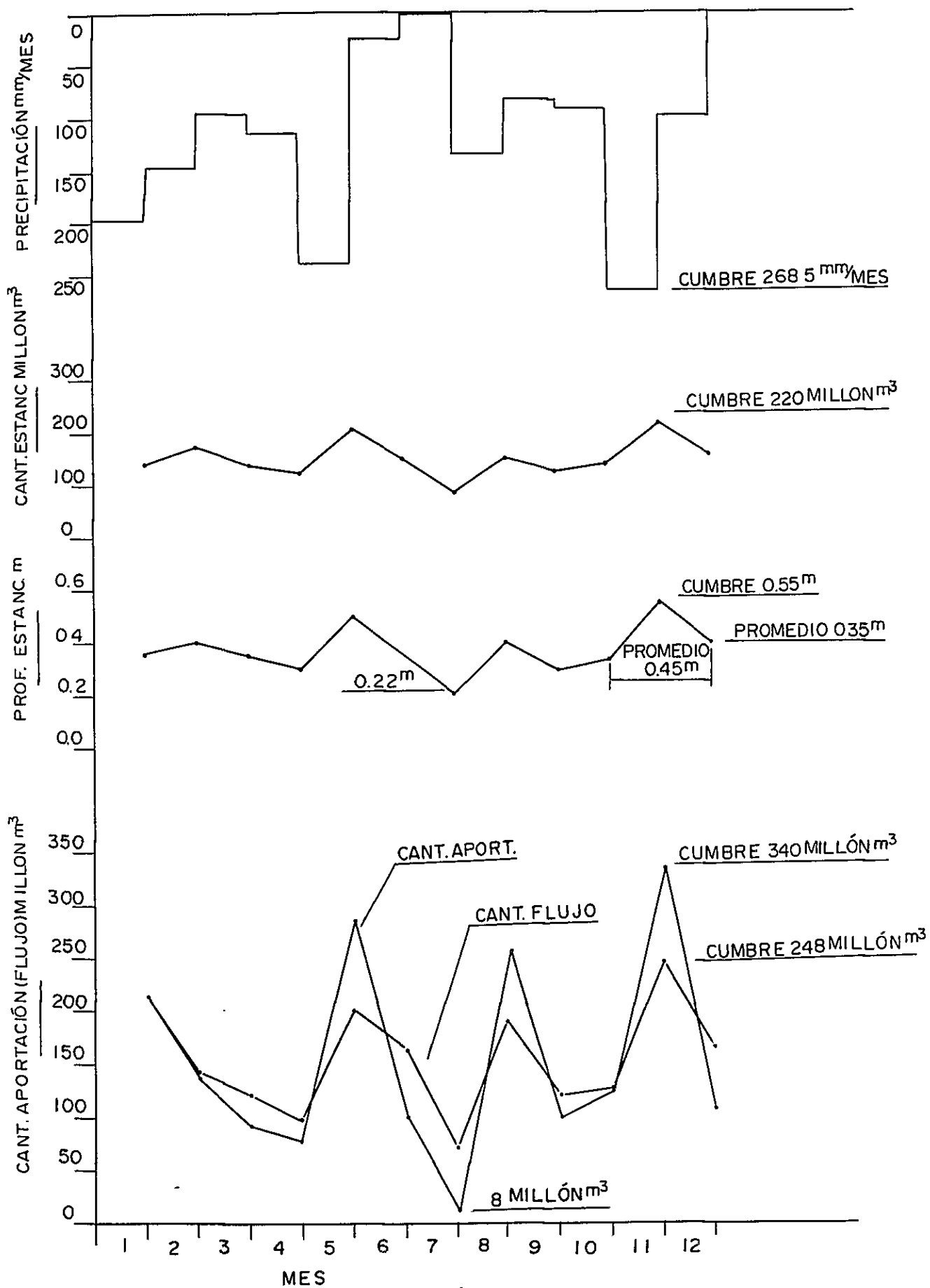


Fig. 4-21 ASPECTO DE NIVEL DEL ESTERO EN EPOCA DE INUNDACIÓN PLAN DE MEDIO (1974)

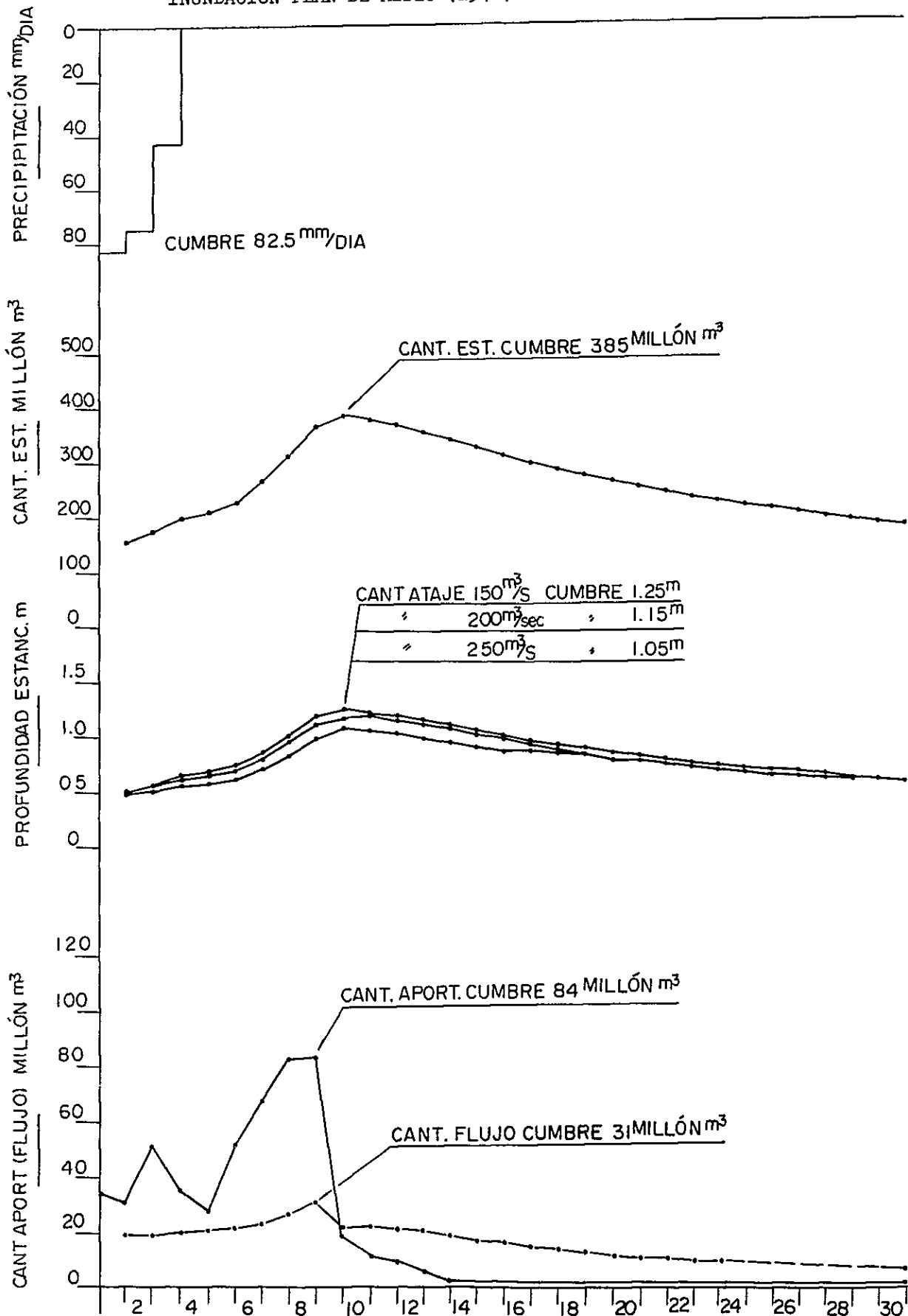


Fig. 4-22 ASPECTO DE NIVEL DEL ESTERO EN EPOCA DE INUNDACIÓN PLAN DE MEDIO (PROB 1/10) CANT.ATAJE 150 m³/s

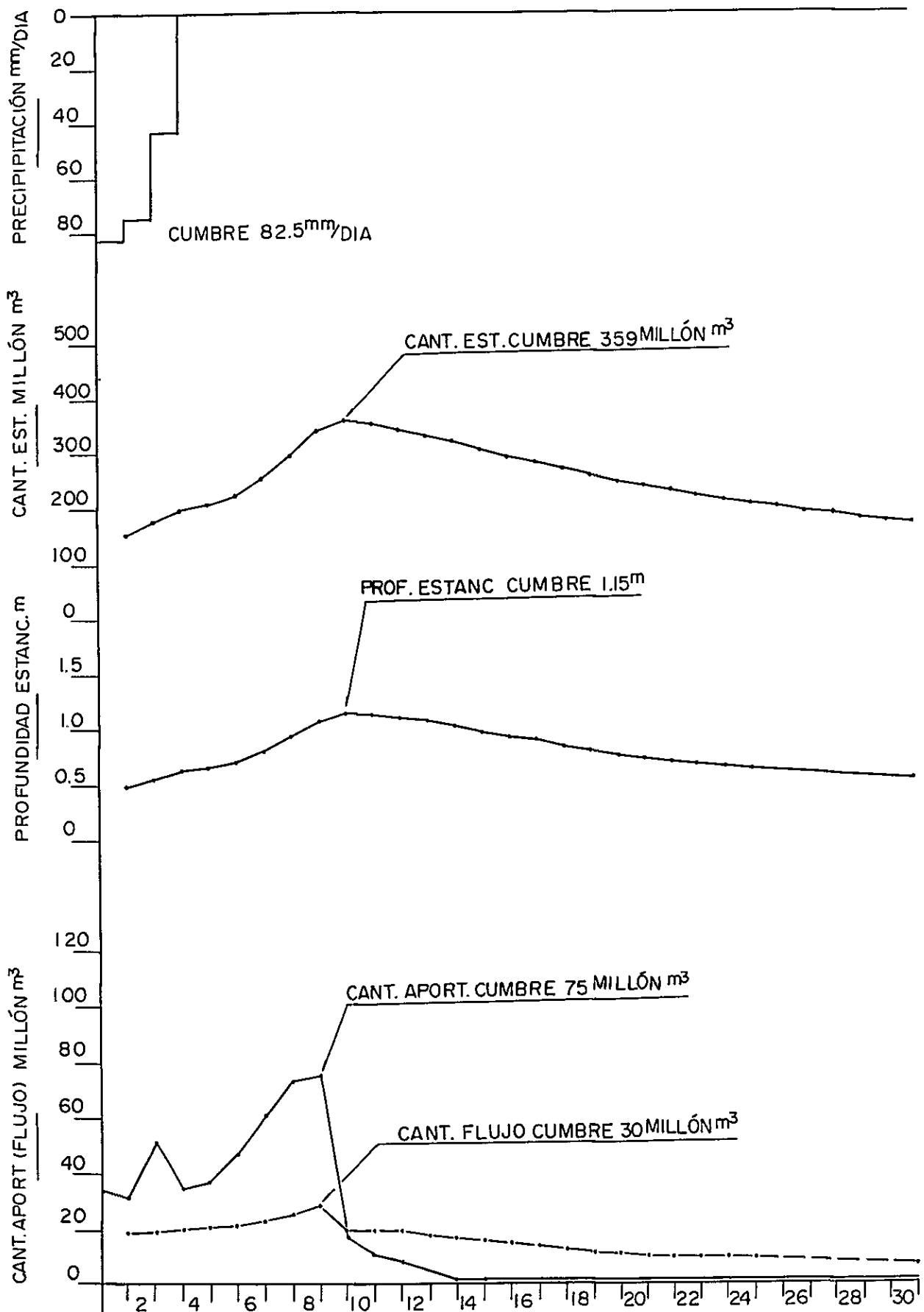


Fig. 4-23 ASPECTO DE NIVEL DEL ESTERO EN EPOCA DE INUNDACIÓN PLAN DE MEDIO (PROB 1/7) CANT. ATAJE 150 m³/s

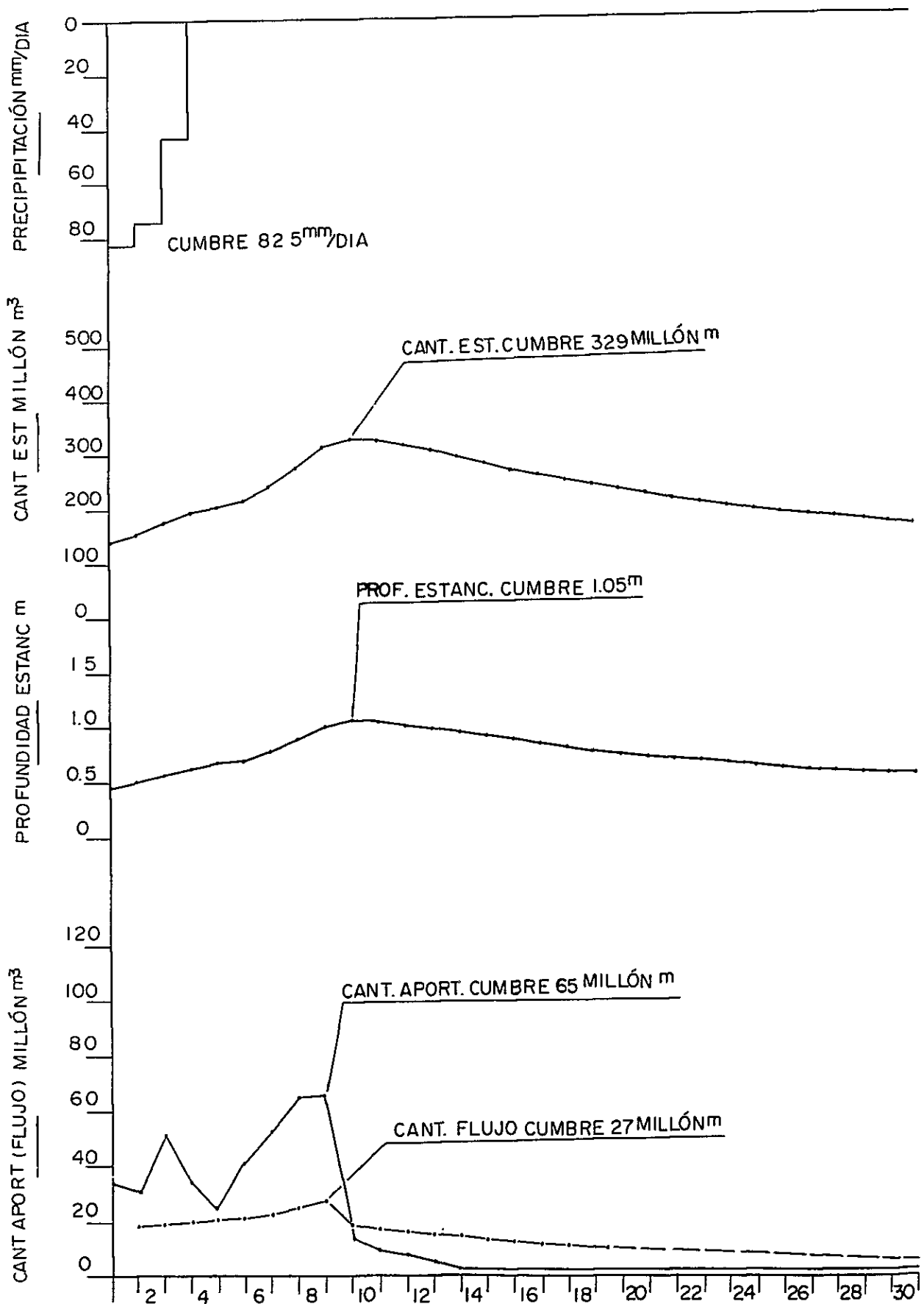


Fig. 4-24 SISTEMA DE DRENAJE Y PLANO DE UBICACIÓN DE RECOGIMIENTO

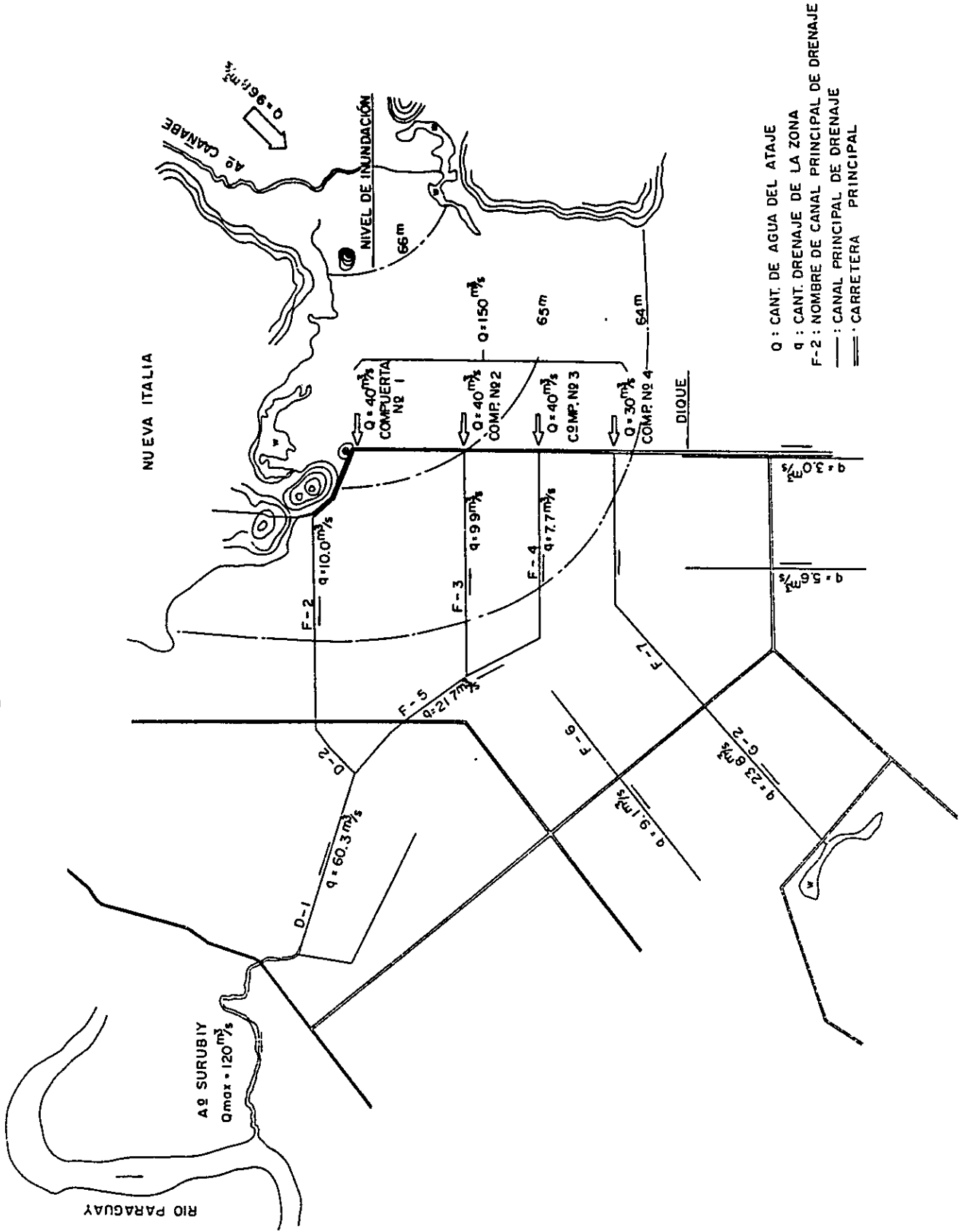


Fig. 4-25 PLANO SISTEMATICO DE ARREGLO DELA CANT. DE DESAGUÉ (PLAN DE DIQUE AGUA ALTA)

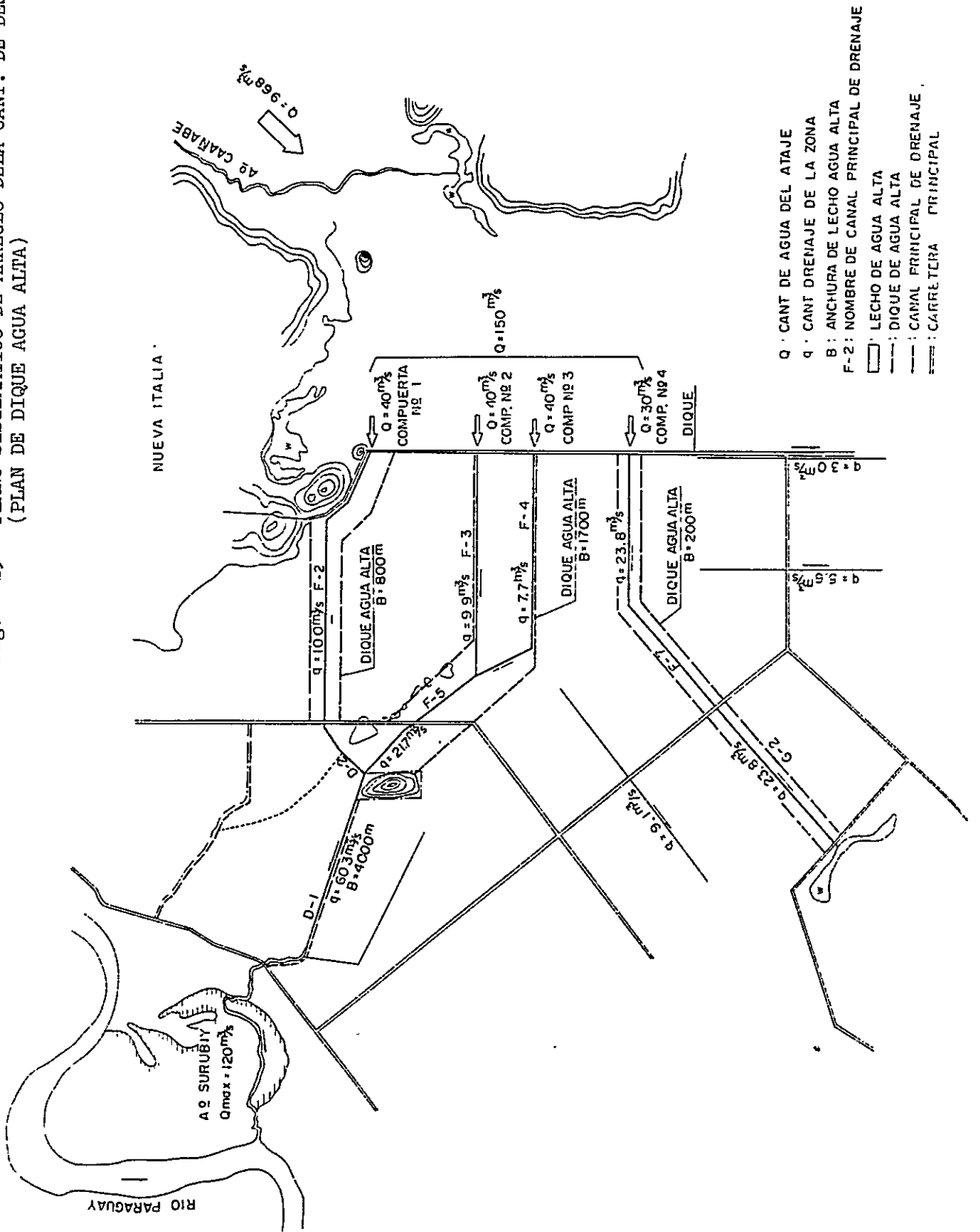
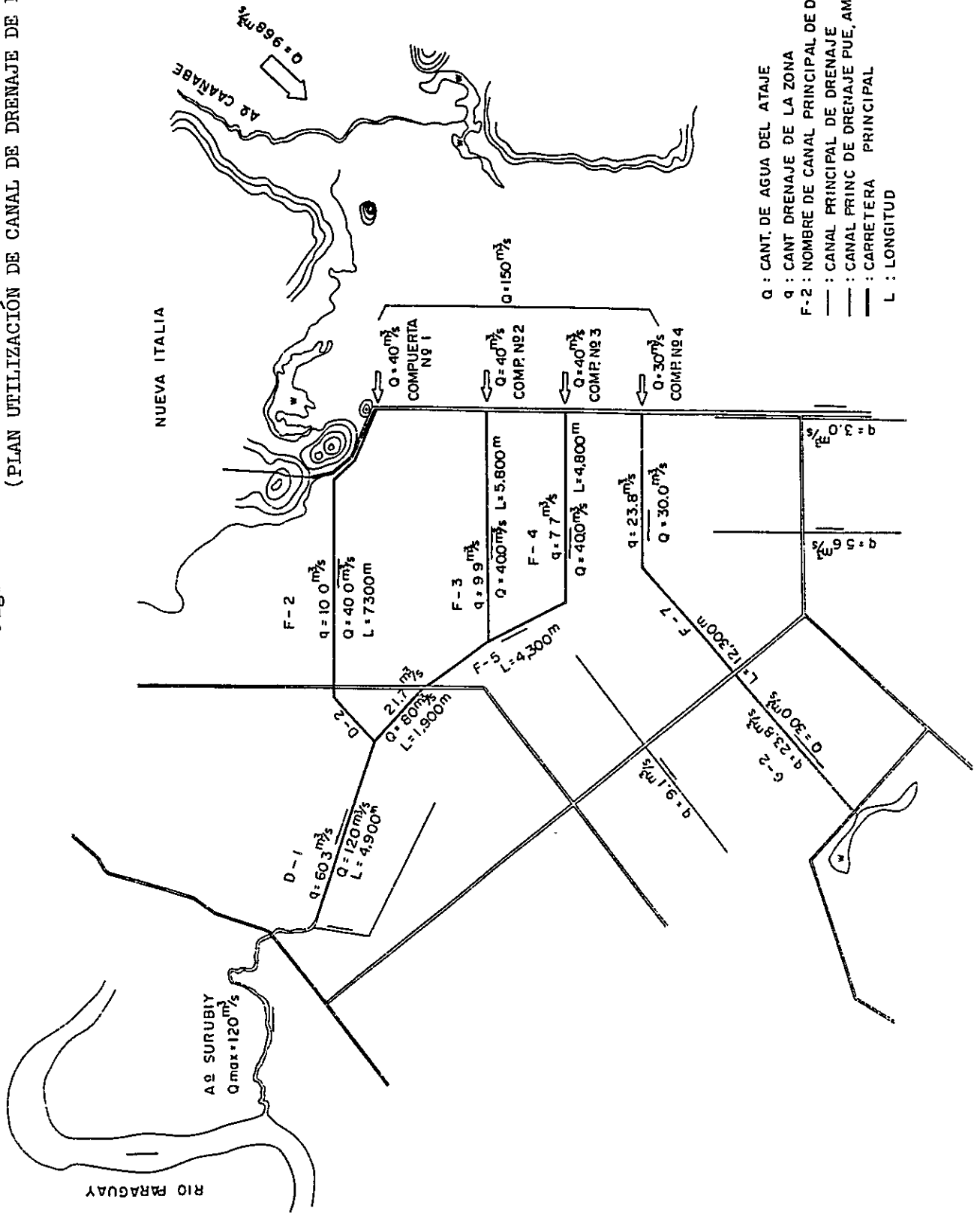


Fig. 4-26 PLANO SISTEMACIO DE ARREGLO DE LA CANTIDAD DE DESAGUE
(PLAN UTILIZACION DE CANAL DE DRENAJE DE LA ZONA)



4-5 PLAN DE INSTALACIONES PROTECTORA DE INUNDACION

4-5-1 DIQUE

(1) ALTURA DE DIQUE

En el dique planeado, la altura decidirá incluyendo libre bordo al nivel de agua alta planeado.

El libre bordo en el plan rodeado de dique y plan de medio será 0.60--1.00 m, en el plan de ataje será 0.40 m por que no está como objeto de inundación.

El libre bordo del dique interceptora que establecerá en la entrada al estero del arroyo Caañabe en el plan de ataje será 0.60 - 1.00 m mismo con el plan rodeado de dique y plan de medio.

Sin embargo en cada plan establecerá dique no solo lado este de zona de habilitación (limite con estero) sino también en la zona de cabecera del a lo largo de arroyo Paray. El arroyo Paray tiene parte angosto en el punto de Estanzuela, podemos estimar que el nivel del estero tiene influencia hasta éste punto. Por tanto planeamos dique a la zona menos E.L. 61.00 m de altitud de suelo en la cabecera del a lo largo de arroyo Paray.

El plan atraveso de dique en el plan rodeado de dique, plan de ataje, plan de medio está indicado en la apendice separado 5-7.

Actura de dique planeado es

Plan rodeado de dique	H = 2.5 - 3.0 m	L = 34.5 km
Plan de ataje	H = 1.0 - 2.0 m	L = 36.3 km
Plan de medio	H = 2.0 - 3.0 m	L = 34.5 km

Esto será su extensión y la siguiente son contenido de su longitud.

ALTURA DE DIQUE Y LONGITUD POR CADA PLAN

<u>Plan</u>	<u>Ubicación</u>	<u>D. de Inundación</u> m	<u>Altura Extremo de Dique</u> m	<u>Altura de Dique</u> m	<u>Longitud</u> km
Plan rodeado de dique	Nº 0	61.60	62.50	2.50	25.2
	Nº 5 + 200	64.45	65.08		
	Nº 5 + 200	64.45	65.08	3.00	9.3
	E.P.	65.85	67.19		
Total					34.5
<hr/>					
Plan de ataje	Nº 0	60.60	64.60	1.00	31.8
	E.P.	61.00	65.00		
	Dique interceptora	66.00	67.00	2.00	4.5
Total					36.3
<hr/>					
Plan de medio	Nº 0	61.10	62.00	2.00	25.2
	Nº 5 + 200	64.11	64.65		
	Nº 5 + 200	64.11	64.65	2.50	4.0
	Nº 5 + 4200	65.31	65.84		
	Nº 5 + 4200	65.31	65.84	3.00	5.3
	E.P.	65.85	67.00		
Total					34.5

Nota: La ubicación está indicado punto supuesta en el plan travieso.

(2) CALCULO ESTABLE Y FORMA DE SECCION DEL DIQUE

Para el dique amontonará tierra que está utilizando tierra de del estero ambos lado del línea de dique.

La anchura extremo de dique será 9.0 m por ser utilizada como carretera principal, y la anchura como carretera principal asegulará 6.0 m.

La pendiente de inclinación del dique será 1:2.0 por el cálculo estable de cuerpo de bordo (calculado por 3.0 m altura de dique).

La sección normal del dique es como indica Fig. 4-27 y el cálculo estable es como sigue.

1) Condición de suelo

Por el resultado de estudio de suelo, en la parte del estero, unos 50 cm desde cada superficial casi no tiene intensidad de suelo ($q_u = 0 \text{ kg/cm}^2$) la capa más. bajo que éste obtenimos valor de $q_u = 0.8 - 1.0 \text{ kg/cm}^2$ a medida que va profundizando aumenta fuerza de sosten (S-1 - 3*).

Aunque el secano de la parte del estero no existe cambio los lugares más de 50 cm desde capa periferica pero en los lugares 0.50 m desde capa periferica podrá obtener valor mas de $q_u = 0.8 \text{ kg/cm}^2$ (S-4.5*).

Desde mencionado punto, el base de suelo existe expectativa de unos $q_u = 0.8 \text{ kg/cm}^2$. También, después de culminación de obra, sobre intensidad de base de suelo del dique en caso de fuera del dique formación de estero, será no notamos descenso de intensidad según resultado de prueba de penetración simple realizado S-3*, imaginaremos que podrá asegular más de $q_u = 0.8 \text{ kg/cm}^2$.

El prueba de S-3* es prueba de penetración simplodinamico desde carretera, 0- 0.50 m grado de profundidad es amontonamiento de tierra de la carretera, y la capa más bajo 0.50 m es base de suelo que forma capa periférica.

En el momento de éste prueba, aunque habia estancamiento de agua en alrededor de carretera unos 10 -20 cm de profundidad, el que de suelo era 0.982 kg/cm^2 . De lo arriba mencionado el base de suelo del dique de éste área será $q_u = 0.8 \text{ kg/cm}^2$, por ser arcilloso su fuerza de cohesión es $c = q_u/2$, quiere decir: $c = 0.4 \text{ kg/cm}^2 = 4 \text{ t/m}^2$. También la unidad de peso de la humedad es $\gamma_t = 2.0 \text{ t/m}^3$ según resultado de suelo.

Nota: * S-1 - 5 es N^o del punto de cada prueba de penetración simple.

2) Condición de amontonamiento de tierra

Sobre obra del amontonamiento de tierra de cuerpo de bordo, será operado amasando con maquinaria pesada, por tanto la condición de suelo del amontonamiento de tierra es valor del prueba compresión de un eje después de amazamiento que es $q_u = 0.66-0.71 \text{ kg/cm}^2$
 $q_u = 0.6 \text{ kg/m}^2$, $c = q_u/2 = 3.0 \text{ t/m}^2$, $\gamma_t = 2.0 \text{ t/m}^3$.

3) Cálculo estable

Con el resultado de cálculo estable, sobre $H = 3.0 \text{ m}$ que es sección máxima de dique desde condición arriba mencionado es como indica en la Fig. 4-28.

El proporción de seguridad minima es $f = 2.2$, y será bastante para estable en éste sección planeado.

4-5-2 CANAL DE DESAGUE DEL PLAN DE ATAJE

El canal de desague planeará con el $Q = 968 \text{ m}^3/\text{s}$ que es mismo a la cantidad de inundación cumbre de arroyo Caañabe.

El nivel de inundación de arroyo Caañabe en el punto partida de desague es H.W.L. = 66.00 m, en el punto desague al Rio Paraguay del H.W.L. = 60.22 m (1/100 Probable nivel de agua alta), y su pendiente promedio es 1/3400 (longitud de canal de desague es 20 km).

Planeamos con el sección de canal que lleva meno volumen de tierra amanejar considerando objetivo de utilización de canal, volumen del tierra de manejo (tendrá influencia en el costo de obra) la estructura de canal será planeada con canal sin pavimento. Las siguientes son plan de sección de canal.

Sección normal de canal de desague está indicado en la Fig. 4-29.

Pendiente canal	1/5,000
Profundid planeado	5.0 m
Pendiente de inclinacion	1:2.0
Anchura de lecho del canal	185 m
Anchura de superficie de agua	205 m
Libre bordo	1.0 m

Cálculo hidráulico

$$V = 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad \text{m/s}$$

$$Q = V \times A \quad \text{m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.04 \quad \text{canal de tierra sin cimbrado}$$

$$I = 1/5000 \quad I^{1/2} = 0.01414$$

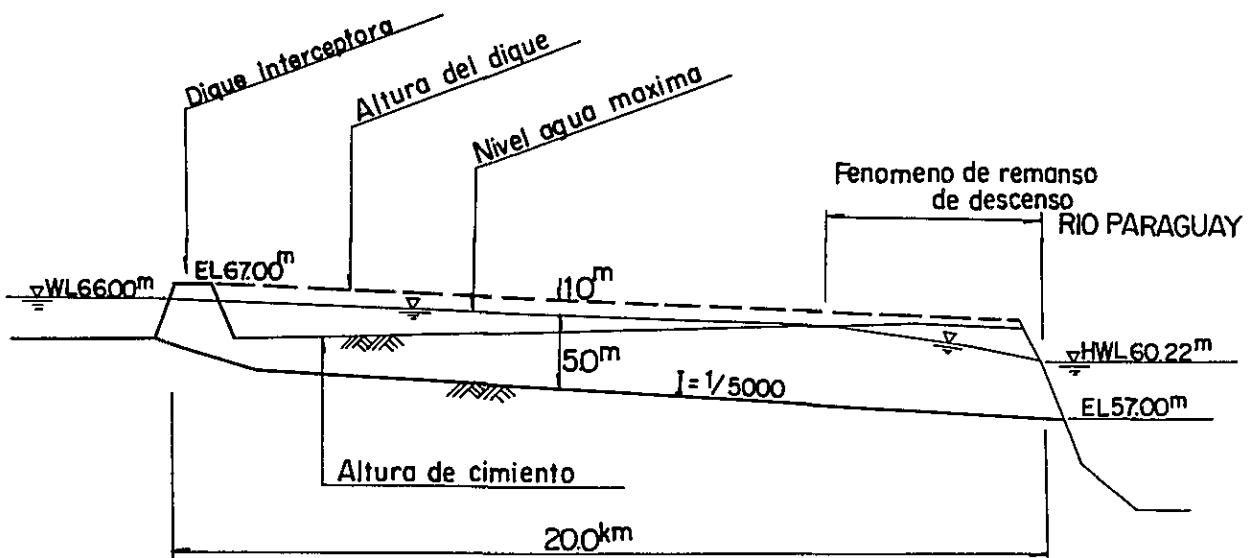
$$A = 1/2 \times 5.0 \times (185 + 205) = 975 \text{ m}^2$$

$$P = 185 + 2 \times \sqrt{10^2 + 5^2} = 207.4 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{975}{207.4} = 4.701 \quad R^{2/3} = 2.808$$

$$V = \frac{1}{0.040} \times 0.01414 \times 2.808 = 0.992 \text{ m/s}$$

$$Q = 0.992 \times 975 = 967 \text{ m}^3/\text{s} \doteq 968 \text{ m}^3/\text{s}$$

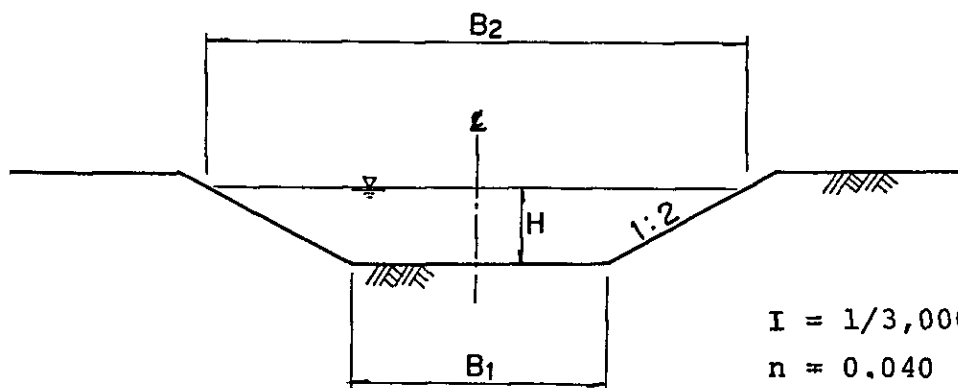


Altura de lecho planeado del canal de desagüe es E.L. 57.00 m en punto de confluencia del Río Paraguay, por tanto sucede descenso de remanso contra 1/100 probable nivel de agua alta (H.W.L. = 60.22 m) del Río Paraguay. Las siguientes son relación de volumen de tierra perforado y pendiente planeado del canal de desagüe.

VOLUMEN DE TIERRA MOVIDA Y PENDIENTE PLANEADO DEL CANAL DE DESAGUE

<u>Prof.</u> m	<u>Pend. Canal</u>	<u>B₁</u> m	<u>B₂</u> m	<u>A</u> m ²	<u>V</u> m/s	<u>Q</u> m ³ /s	<u>Profund. Med. Perf.</u> m	<u>Volumen de Perf./m</u> m ³
3.0	1/3,000	340	352	1038	0.936	972	3.17	1098
	1/4,000	390	402	1188	0.182	965	2.23	880
	1/5,000	440	452	1338	0.727	973	1.66	736
4.0	1/3,000	210	226	872	1.117	974	4.17	911
	1/4,000	240	256	992	0.970	963	3.23	796
	1/5,000	270	286	1112	0.870	968	2.66	732
5.0	1/3,000	145	165	775	1.268	983	5.17	803
	1/4,000	165	185	875	1.104	966	4.23	734
	1/5,000	185	205	975	0.992	967	3.66	704

Nota: Cantidad máxima de desague; Q = 968 m³/s



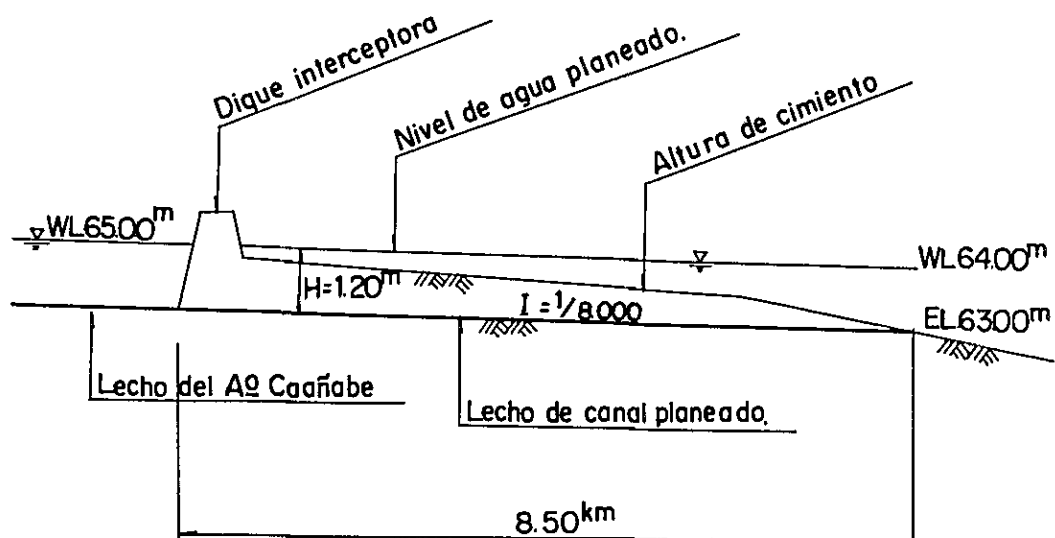
I = 1/3,000-1/5,000
n = 0.040
H = 3.0 m, 4.0 m, 5.0 m

4-5-3 VOLUMEN DE AGUA DEL REABASTECIMIENTO EN EL PLAN DE ATAJE

Canal de reabastecimiento establecerá en el límite de Bloque I y colina del lado este.

Volumen de paso de agua es $Q = 30.0 \text{ m}^3/\text{s}$, se realizará plan vertical acuerdo a la pendiente topográfico.

Plan vertical del canal de reabastecimiento



La sección normal planeado del canal de reabastecimiento está indicado en la Fig. 4-30. Las siguientes son cálculo del capacidad de paso de agua.

[Cálculo hidráulico]

$$I = 1/8.000 \quad n = 0.040$$

$$A = 97.44 \text{ m}^2 \quad P = 83.39 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{97.44}{83.39} = 1.168 \text{ m} \quad R^{2/3} = 1.109$$

$$V = \frac{1}{n} \times I^{1/2} \times R^{2/3} = 25 \times 0.01118 \times 1.109 = 0.309 \text{ m/s}$$

$$Q = A \cdot V = 97.44 \times 0.309 = 30.11 \text{ m}^3/\text{s} > 30.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

4-5-4 CANAL DE DESAGUE EN EL PLAN DE MEDIO

Se desaguará cantidad de recogimiento planeado desde compuerta al arroyo Surubiy (120 m³/s) y al vaso de control de avenidas que linda con Bloque G. (30 m³/s).

La profundidad de canal de desagüe será 3.0 m y pendiente de inclinación será 1:1.0 por estar formado arcilla comparativamente duro (c = 0.4 kg/cm², qu = 0.8 kg/cm²).

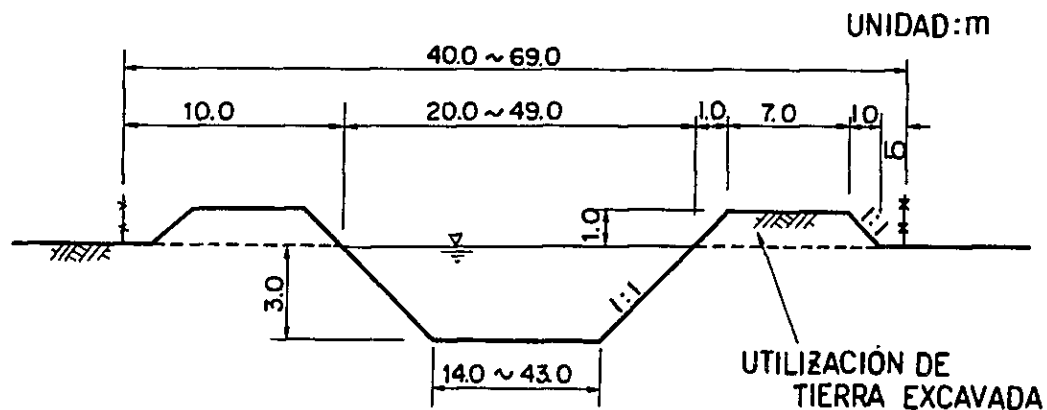
La dimensión de sección contra volumen de desagüe planeada se decidirá con la forma de MANNING como indica abaja.

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{m/s})$$

$$Q = V \cdot A \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

Coefficiente de rogosidad $n = 0.040$

Sección normal del canal de desagüe



El resultado de cálculo hidráulico por cada línea es como sigue, también el medio del arroyo Surubiy será ampliada la anchura (entre 80-120 m³/s) y su sección está indicado en la Fig. 4-31.

<u>Nombre de Canal</u>	<u>Cant. de Desague</u> m ³ /s	<u>Profundidad</u> m	<u>Anchura de Lecho</u> m	<u>Superficie de Lecho</u> m ²	<u>Pendiente</u>	<u>n</u>	<u>Velocidad (V)</u> m/s	<u>Gasto (Q)</u> m ³ /s
F-2	40	3.0	18	63	1/5000	0.040	0.63	40
F-3	40	3.0	18	63	1/5000	0.040	0.63	40
F-4	40	3.0	18	63	1/5000	0.040	0.63	40
F-5	80	3.0	37	120	1/5000	0.040	0.68	82
D-1	120	3.0	43	138	1/5000	0.040	0.88	121
D-2	40	3.0	18	63	1/5000	0.040	0.63	40
G-2 (Incluido F-7)	30	3.0	14	51	1/5000	0.040	0.61	31

4-5-5 COMPUERTA

Existe siguiente cada instalaciones como compuerta de regulador de inundación de éste proyecto.

Plan de ataje Compuerta de reabastecimiento $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$

Plan de medio Compuerta de inundación $Q = 40 \text{ m}^3/\text{s} \times 3 \text{ Lug.}$

$Q = 30 \text{ m}^3/\text{s} \times 1 \text{ Lug.}$

(1) COMPUERTA DE REABASTECIMIENTO

Este compuerta es para mantenimiento de agua del estero en el plan de ataje y su capacidad de drenaje es

$$Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$$

1) Sección de compuerta

La sección de compuerta será 3.0 m (anchura) x 25 m (Altura) x 3 (Cadena) para poder desaguar gasto planeado $Q = 30 \text{ m}^3/\text{sec}$ en caso de 0.2 m aproximado de diferencia de nivel del fuera y dentro de dique.

A proposito, la perdida de carga total en caso de flujo $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ son las siguientes:

$$\text{Area de sección de cauce } A = 3.0 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \times 3 = 22.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Perimetro mojado } P = (3.0 \text{ m} + 2.5 \text{ m}) \times 2 \times 3 = 33.0 \text{ m}$$

$$\text{Radio hidráulico } R = A/P = 0.682 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad } V = Q/A = 1.333 \text{ m/s}$$

$$\text{Perdida de aportación } h_i = f_i \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$= 0.5 \times \frac{1.333^2}{2 \times 9.8} = 0.05 \text{ m}$$

$$f = 0.5$$

$$g = \text{Grado de aceleración de la gravedad} = 9.8 \text{ m/s}^2$$

Perdida en boca de descarga $h_o = f_o \frac{V^2}{2g}$ $f_o = 1.0$

$$= 1.0 \times \frac{1.333^2}{2 \times 9.8} = 0.09 \text{ m}$$

Perdida de fricción $h_f = f \cdot \frac{L}{R} \cdot \frac{V^2}{2g}$ $L : \text{Long} = 21.6 \text{ m}$

$$f = \frac{2g \cdot n^2}{R^{1/3}}$$

n : Coeficiente de rugosidad = 0.015

$$= \frac{2 \times 9.8 \times 0.015^2}{0.682^{1/3}} = 0.005$$

$$h_f = 0.005 \times \frac{21.6}{0.682} \times \frac{1.333^2}{2 \times 9.8} \doteq 0.02 \text{ m}$$

Perdida total de gasto $\Sigma h = h_i + h_o + h_f$

$$= 0.05 \text{ m} + 0.09 \text{ m} + 0.02 \text{ m}$$

$$= 0.16 \text{ m} \leq 0.2 \text{ m}$$

2) Estudio del cimiento de compuerta

a) Contra fuerza de cimiento

Volumen de concreto en parte de compuerta $V_C = 140 \text{ m}^3$

Peso de unidad de concreto $\gamma_C = 2.5 \text{ tn/m}^3$

Volumen de colocación de tierra $V_s = 60 \text{ m}^3$

Peso por unidad de tierra $s = 2.0 \text{ tn/m}^3$

El peso total de la parte del compuerta de lo arriba mencionado es

$$W = (140 \times 2.5 + 60 \times 2.0) \times 1.1^* = 517 \text{ tn}$$

* Considerando un 10% por variación de peso.

La contrafuerza de cimiento q es como sigue:

$$q = \frac{W}{A} \approx \frac{517}{4.8 \times 12.5} = 8.6 \text{ tn/m}^2$$

b) Resistencia de suelo permisible

Para la obtención de resistencia de suelo permisible del base de compuerta se utilizará el numero fijo de suelo de el N_o1 de Boring.

Actual mente base de compuerta esta ubicado aproximadamente GL-3.0 m. Por tanto fuerza de compresión de un eje será $q_u = 1.242, 1.151 \text{ kg/cm}^2$, valor $N = 9 - 11$ (valor N medio = 10). Generalmente $q = N/8$ tiene relación, por tanto suponiendo q_u desde valor N será $q = 1.25 \text{ kg/cm}^2$ está indicado un valor cercano con fuerea de compresión de un eje. Acá utilizaremos lo mas pequeña $q_u = 1.151 \text{ kg/cm}^2$ para la seguridad. También será $c = 0.58 \text{ kg/cm}^2 = 5.8 \text{ tn/m}^2$ que $c = q_u/2$.

Forma de capacidad de carga utilizaremos forma corregido de TERZAGHI.

$$q_d = \alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

$$q_d = \text{Limite de capacidad de carga (tn/m}^2\text{)}$$

$$c = \text{Cohesión de suelo en debajo de peso del cimientto (tn/m}^2\text{)}$$

$$\gamma_1 = \text{Peso de volumen unidad de suelo en debajo de peso del cimientto (tn/m}^2\text{)}$$

$$\gamma_2 = \text{Peso de volumen unidad de suelo mas arriba de peso del cimientto (tn/m}^2\text{)}$$

$\alpha \cdot \beta$: Coeficiente de configuracion

$$\alpha = 1 + 0.3 \frac{B}{L}$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 \frac{B}{L} \quad (\text{En caso de forma rectangular})$$

B = Longitud de lado corto de la forma rectangular

L = Longitud de lado largo de la forma rectangular

N_c, N_r, N_q : Coeficiente de la capacidad de carga

Angulo de fricción interno en caso de $\phi = 0$

$$N_c = 5.3 \quad N_r = 0 \quad N_q = 1.0$$

D_f = Profundidad desde superficie de suelo minimo cercania
de cimiento hasta cara de peso del cimiento (m)

$$c = 5.8 \text{ tn/m}^2 \quad B = 4.8 \text{ m} \quad L = 12.5 \text{ m} \quad D_f = 0.5 \text{ m}$$

$\gamma_2 = 1.0 \text{ tn/m}^3$ desde (peso del dentro de agua)

$$\alpha = 1 + 0.3 \times \frac{4.8}{12.5} = 1.12$$

$$q_d = 1.12 \times 5.8 \times 5.3 + 1.0 \times 0.5 \times 1.0 \\ = 34.9 \text{ tn/m}^2$$

Capacidad de carga permisible q_a es $q_a = 1/3 q_d$ por tanto

$$q_a = 1/3 \times 34.9 = 11.6 \text{ tn/m}^2$$

Contra fuerza de suelo del compuerta $q = 8.6 \text{ tn/m}^2$ sobre
pasa a estos, por tanto no tendrá problema con cimiento
directo.

(2) COMPUERTA DE INUNDACION

Este compuerta es para conducir inundación al canal de drenaje del dentro de dique desde fuera de dique en época de inundación, se está blecerá distribuyendo en 4 lugares.

La capacidad de drenaje es $40 \text{ m}^3/\text{s}$ en 3 lugares (Nº 1. Nº 3) y $30 \text{ m}^3/\text{s}$ en un lugar (Nº 4).

1) Sección de compuerta (Nº 1 - Nº 3 $Q = 40 \text{ m}^3/\text{s}$)

La seccion de compuerta seda 3.0 m (ancho) x 2.5 m (altura) x 3 (cadena) para poder recoger gasto planeado $Q = 40 \text{ m}^3/\text{s}$ en caso de 0.35 m aproximado de diferencia de nivel en dentro y fuero del dique.

Para obtener pérdida de carga total en caso de recogido
 $Q = 40 \text{ m}^3/\text{s}$ es:

$$\text{Area de sección del cauce } A = 3.0 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \times 3 = 22.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Perimetro mojado } P = (3.0\text{m} + 2.5\text{m}) \times 2 \times 3 = 33.0 \text{ m}$$

$$\text{Radio hidráulico } R = A/P = 0.682 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad } V = 40.0/A = 1.778 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Pérdida de aportación } h_i &= f_i \cdot \frac{V^2}{2g} & f_i &= 0.5 \\ &= 0.5 \times \frac{1.778^2}{2 \times 9.8} & &= 0.08 \text{ m} \end{aligned}$$

$g = \text{Grado de aceleración de la gravedad} = 9.8 \text{ m/s}^2$

$$\begin{aligned} \text{Pérdida en boca de descarga } h_o &= f_o \cdot \frac{V^2}{2g} & f_o &= 1.0 \\ &= 1.0 \times \frac{1.778^2}{2 \times 9.8} & &= 0.16 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Pérdida de fricción } h_f = f' \cdot \frac{L}{R} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad L = \text{Longitud } 23.6 \text{ m}$$

$$f' = \frac{2g \cdot n^2}{R^{1/3}} \quad n = 0.015$$

$$= \frac{2 \times 9.8 \times 0.015^2}{0.682^{1/3}} = 0.005$$

$$h_f = 0.005 \times \frac{23.6}{0.682} \times \frac{1.778^2}{2 \times 9.8} = 0.03 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \therefore \text{Pérdida de gasto total } \Sigma h &= h_2 + h_o + h_f \\ &= 0.08 + 0.16 + 0.03 \\ &= 0.27 \text{ m} \leq 0.35 \text{ m} \end{aligned}$$

2) Sección de compuerta (Nº 4 Q = 30 m³/s)

Será mismo con la compuerta Nº 1 - Nº 3, 3.0 m (anchura) x 2.5 m (altura) x 2 (cadena) para poder recoger gasto planeado Q = 30 m³/s en caso de 0.35 m de diferencia del nivel en dentro y fuera del dique.

Para obtener perdida de carga total en caso de recogido Q = 30 m³/s es:

Area de sección del cauce $A = 3.0 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \times 2 = 15.0 \text{ m}^2$

Perimetro mojado $P = (3.0\text{m} + 2.5\text{m}) \times 2 \times 2 = 22.0 \text{ m}$

Radio hidráulico $R = A/P = 15.0/22.0 = 0.682$

Velocidad $V = Q/A = 30.0/15.0 = 2.000 \text{ m/s}$

Perdida de aportación $h_i = f_i \times \frac{V^2}{2g}$ $f_i = 0.5$ $g = 9.8 \text{ m/s}^2$
 $= 0.5 \times \frac{2.000^2}{2 \times 9.8} = 0.10 \text{ m}$

Perdida en boca de descarga $h_o = f_o \times \frac{V^2}{2g}$ $f_o = 1.0$
 $= 1.0 \times \frac{2.000^2}{2 \times 9.8} = 0.20 \text{ m}$

Perdida de fricción $h_f = f' \times \frac{L}{R} \times \frac{V^2}{2g}$ $L = 23.6 \text{ m (Long)}$

$f' = \frac{2g \times n^2}{R^{1/3}}$ $n = 0.015$

$= \frac{2 \times 9.8 \times 0.015^2}{0.682^{1/3}} = 0.005$

$h_f = 0.005 \times \frac{23.6}{0.682} \times \frac{2.000^2}{2 \times 9.8} = 0.04$

Perdida de gasto total $\Sigma h = h_i + h_o + h_f$

$= 0.10 + 0.20 + 0.04 = 0.34 \text{ m} < 0.35 \text{ m}$

3) Estudio del cimientado de compuerta

La dimensión de compuerta será misma dimensión de compuerta de reabastecimiento, por tanto contra fuerza de suelo del compuerta será $q = 8.6 \text{ tn/m}^2$ (por el cálculo de contra fuerza de suelo de la compuerta de reabastecimiento), hemos planeado con cimientado directo porque sobre pasará la capacidad de carga permisible del cimientado de suelo $q_a = 11.6 \text{ tn/m}^2$.

$$q_a = 11.6 \text{ tn/m}^2 \text{ (por el resultado de cálculo de resistencia de suelo permisible).}$$

4) Estudio contra agua de conducción

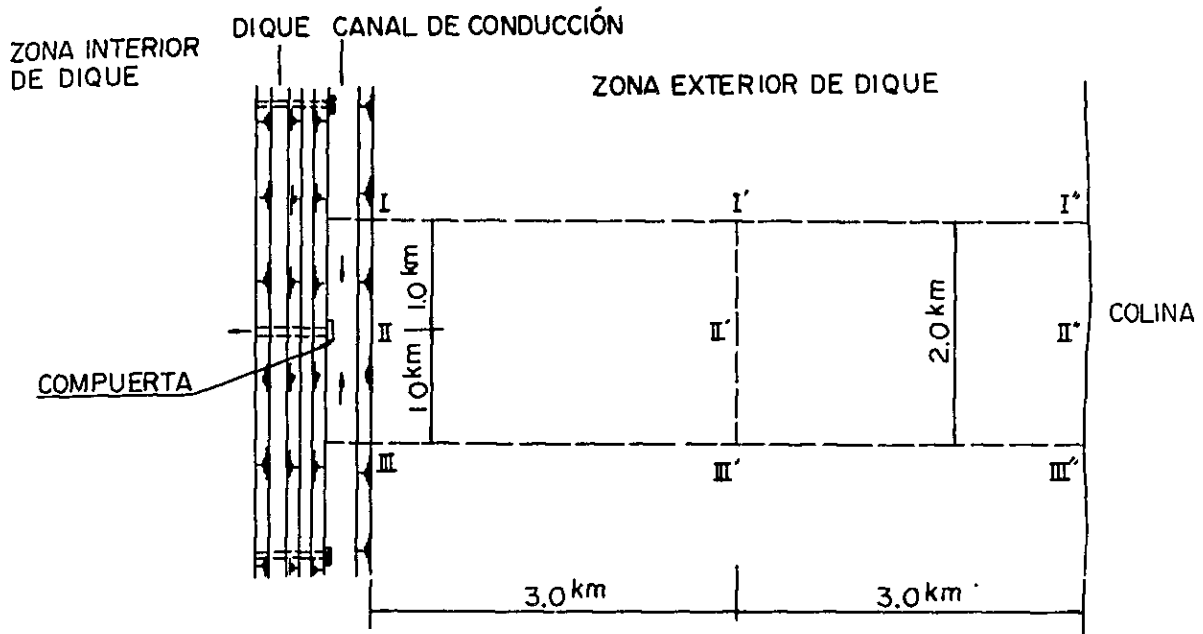
Hemos decidido sección de compuerta para poder recoger gasto planeado, en caso de nivel del agua en el principio de inundación del nivel de lado este de dique.

En caso de alta nivel por manejo de compuerta será gasto planeado ($Q = 150 \text{ m}^3/\text{s} = 40 \text{ m}^3/\text{s} \times 3 \text{ lug.} + 30 \text{ m}^3/\text{s}$) acá vamos a realizar estudio sobre posibilidad de conducción hasta compuerta en forma actual, en caso de nivel (0.45 m) en principio de inundación del nivel de lado este del dique.

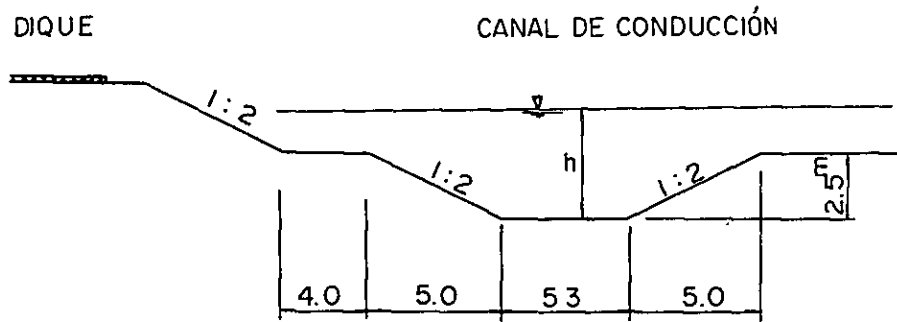
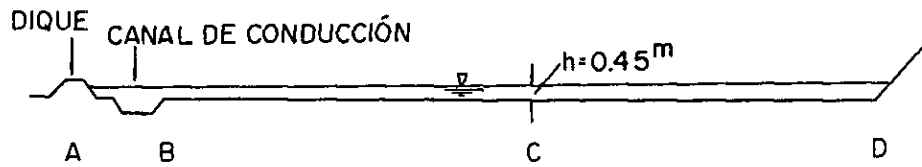
La compuerta será distribuida en 4 lugares, y será ubicado intervalo de 2 km cada uno, también utilizaremos canal al largo de dique del lado este (sitio donde ha sacado tierra para construcción de dique) como canal de conducción. La compuerta será ubicado en el medio de canal de conducción, y éste canal conduce hasta compuerta a la vez recogiendo por cada 1 km.

Será estudiada por compuerta $Q = 40 \text{ m}^3/\text{s}$. El gasto en la parte del compuerta es $Q = 40/2 = 20 \text{ m}^3/\text{s}$.

FIGURA PLANA



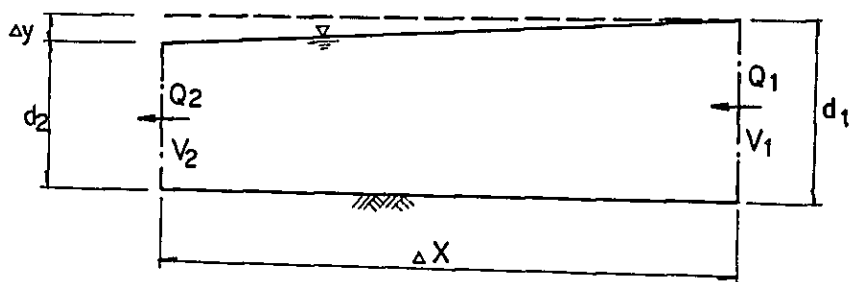
PLANO DE SECCIÓN



PROFUNDIDAD DEL MEDIO 0.45^m

NIVEL DE AGUA EN PRINCIPIO DE INUNDACIÓN SERÁ 0.45^m

El nivel dentro de canal de conducción sobre extremo de canal de conducción (parte de compuerta) es como habia mencionado en a) sección de compuerta GL + 0.35 m, profundidad $h = 2.85$ m, por tanto la profundidad en el punto de partida de canal de conducción (I, III) será buscado como canal de aportación desde costado.



$$\Delta Y = \frac{Q_2 \cdot V_1 + V_2}{g \cdot Q_1 + Q_2} \left[(V_2 - V_1) + \frac{V_1 (Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right] + \frac{n^2 \cdot V_m^2}{R_m^{4/3}} \cdot \Delta X$$

Q = Gasto (m^3/s)

n = Coeficiente de rugosidad

V = Velocidad (m/s)

d = Profundidad (m)

$V_m = (V_1 + V_2)/2$

$R_m = (R_1 + R_2)/2$

R = Radio hidráulico

Viendo canal de conducción como

figura del lado derecho

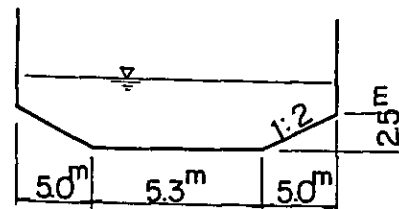
desde $d_2 = 2.85$ m

$A_2 = 31.10 \text{ m}^2$ (Area de sección cauce)

$P_2 = 16.48 \text{ m}$ (Perimetro mojado)

$R_2 = A_2/P_2 = 31.10/16.48 = 1.89 \text{ m}$

$V_2 = Q_2/A_2 = 20.0/31.10 = 0.64 \text{ m/s}$ (Velocidad)



Poniendo $\Delta x = 1000$ m, Imaginemos $Q_1 = 0$ m³/s és momento si supone $d_1 = 2.95$ m

$$\Delta y = d_1 - d_2 = 2.95 - 2.85 = 0.10 \text{ m} \dots\dots\dots (1)$$

$$A_1 = 32.63 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 16.48 \text{ m}$$

$$R_1 = 1.98 \text{ m}$$

$$V_1 = 0 \text{ m/s}$$

$$V_m = 0.64/2 = 0.32 \text{ m/s}$$

$$R_m = (1.89 + 1.98)/2 = 1.94 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Delta Y &= \frac{20.0}{9.8} \times \frac{0.64}{20.0} \times 0.64 + \frac{0.04^2 \times 0.32^2}{1.98^{4/3}} \times 1000 \\ &= 0.04 + 0.07 = 0.11 \text{ m} \dots\dots\dots (2) \end{aligned}$$

Desde (1) = (2), éste valor supositino es correcto. $d_1 = 2.95$.

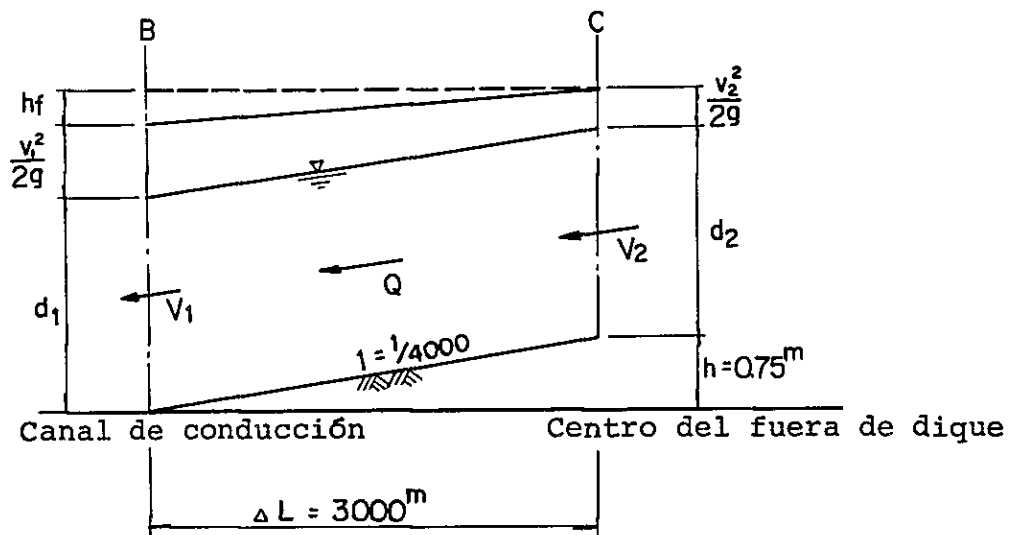
Por tanto el nivel en el punto de partida del canal de conducción es $2.95 - 2.5 = 0.45$ m GL + 0.45 m, también

éste canal de conduccion es posible paso de agua

$$Q = 20.0 \text{ m}^3/\text{s} \quad .$$

Seguidamente realizaremos estudio del capacidad de paso al canal de conducción desde fuera del dique.

La profundidad sobre parte central de fuera de dique (I', II', III', C) en principio de inundación es $h = 0.45$ m y la profundidad del canal de conducción es $h = 0.35$ m - 0.45 m (será como norma el superficie de suelo de la fuera de dique) por tanto la profundid media de canal será 0.40 m, realizaremos cálculo de capacidad de paso al canal de conducción desde fuera del dique.



$$d_1 + \frac{V_1^2}{2g} + hf = d_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h \quad hf = \text{Perdida de carga por fricción.}$$

$$hf = \frac{n^2 \cdot V_m^2}{R_m^{4/3}} \Delta L \quad n = \text{Coeficiente de rugosidad}$$

Ahora profundidad d_1 , d_2 del arriba mencionado será

$$d_1 = 0.40 \text{ m}, \quad d_2 = 0.45 \text{ m.}$$

Buscando gasto de anchura por unidad (por 1.0 m) utilizando la teorema de BERNOULLIS.

$$A_1 = d_1 \times 1.0 = d_1 = 0.40 \text{ m}^2 \text{ (Area de sección del cauce)}$$

$$A_2 = d_2 \times 1.0 = d_2 = 0.45 \text{ m}^2 \text{ (" ")}$$

$$P_1 = 1.0 \text{ m} \text{ (Perimetro mojado)}$$

$$P_2 = 1.0 \text{ m} \text{ (" ")}$$

$$R_1 = A_1/P_1 = 0.40 \text{ m} \text{ (Radio hidraulico)}$$

$$R_2 = A_2/P_2 = 0.45 \text{ m} \text{ (" ")}$$

$$V_1 = Q/A_1 = Q/0.40 \quad (\text{Velocidad})$$

$$V_2 = Q/A_2 = Q/0.45 \quad (\quad " \quad)$$

$$V_m = (V_1 + V_2)/2$$

$$R_m = (R_1 + R_2)/2 = 0.43 \text{ m}$$

$$n = 0.2 \quad (\text{Coeficiente de rugosidad})$$

$$\Delta L = 2.000 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } Q = 0.0200 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$V_1 = 0.050 \text{ m/s}$$

$$V_2 = 0.044 \text{ m/s}$$

$$V_m = 0.047 \text{ m/s}$$

$$hf = \frac{0.2^2 \times 0.047^2}{0.43^{4/3}} \times 3.000 = 0.82$$

$$\frac{V_1^2}{2g} \doteq 0.0, \quad \frac{V_2^2}{2g} = 0.0$$

$$d_1 + \frac{V_1^2}{2g} + hf = 0.40 + 0.0 + 0.82 = 1.22 \text{ m} \dots\dots (1)$$

$$d_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h = 0.45 + 0.0 + 0.75 = 1.20 \text{ m} \dots\dots (2)$$

Desde (1)=(2) éste valor supositivo es correcto

$Q = 0.0200 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ por ser 2.0 km la anchura de la
fuera de dique contra l compuerta

$$Q = 0.0200 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \times 2.000 \text{ m} \\ = 40 \text{ m}^3/\text{s}$$

También en principio de inundación podrá echar 40 m³/s
de gasto planeado por una compuerta.

5) Canal de recogimiento de la fuera de zona

En el estero del frente de compuerta establecerá canal de recogimiento como instalaciones de auxilio para mayor seguridad de recogimiento al compuerta. Su sección del canal de recogimiento será sección del arroyo Surubiy que tiene penetrado profundamente al estero, como objetivo y luego recogerá agua del estero. Este canal de recogimiento será utilizado como manejo de agua en época normal. Ubicación del canal de recogimiento será dirección este o oeste y ubicará hasta parte central del estero la longitud de un canal es 3.0 km. La contitud total del canal de recomiento establecido en el estero es 12 km (3.0 km x 4 canal).

Las siguientes son sección planeada:

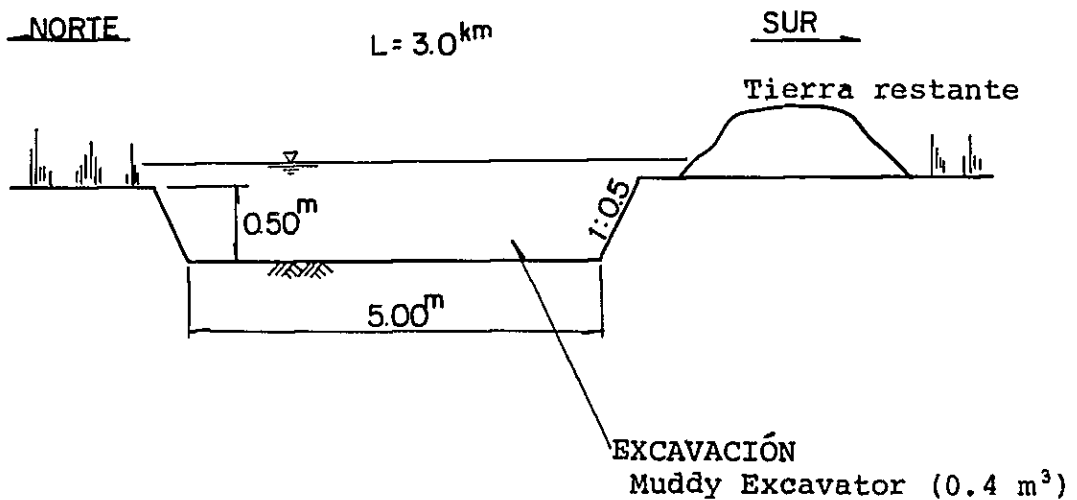
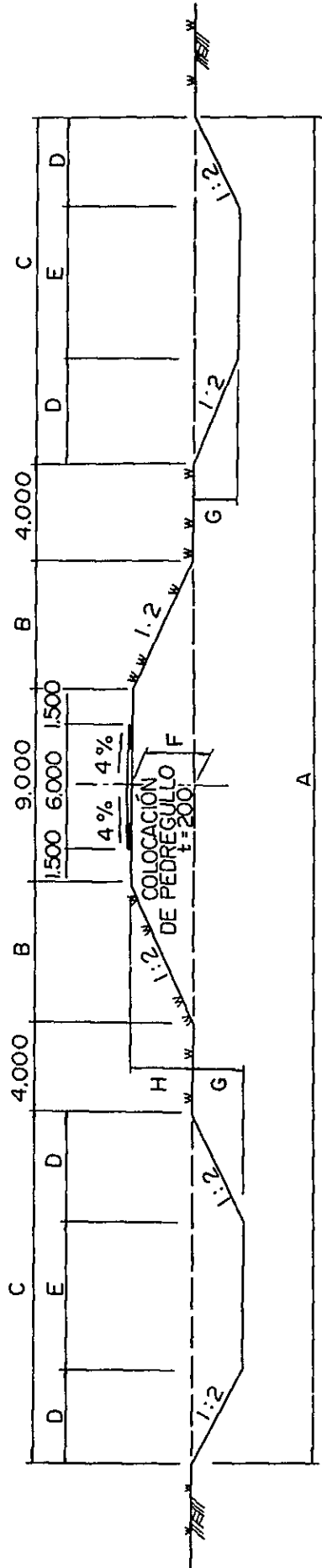


Fig. 4-27 PLANO DE SECCIÓN NORMAL DE DIQUE



LONGITUD DE DIQUE EN CADA PLAN DE HABILITACIÓN

PLAN DE HABILITACION	ALTURA DE DIQUE	TRAMO	LONGTUD	USO
PLAN RODEADO DE DIQUE	2.5m	NO0~NO5+200	25.2km	
	3.0	NO5+200~EP	9.3	
	TOTAL		34.5	
PLAN DE MEDID	2.0	NO0~NO5+200	25.2	
	2.5	NO5+200~NO.5+4800	4.0	
	3.0	NO5+4800~EP	5.3	
TOTAL		34.5		
PLAN DE ATAJE	1.0	NO0~EP	.318	
	2.0		4.5	DIQUE INTERCEPIORA
	TOTAL		36.3	

TABLA DE MEDIDA

UNIDAD: m

H	A	B	C	D	E	F	G
1.0	40.2	2.0	9.6	2.4	4.8	1.18	1.2
1.5	46.2	3.0	11.6	3.4	4.8	1.68	1.7
2.0	52.2	4.0	13.6	4.4	4.8	2.18	2.2
2.5	57.6	5.0	15.3	5.0	5.3	2.68	2.5
3.0	64.2	6.0	17.6	5.2	7.2	3.18	2.6

Fig. 4-28 CALCULO ESTABLE DEL DIQUE (H=3.0 m)

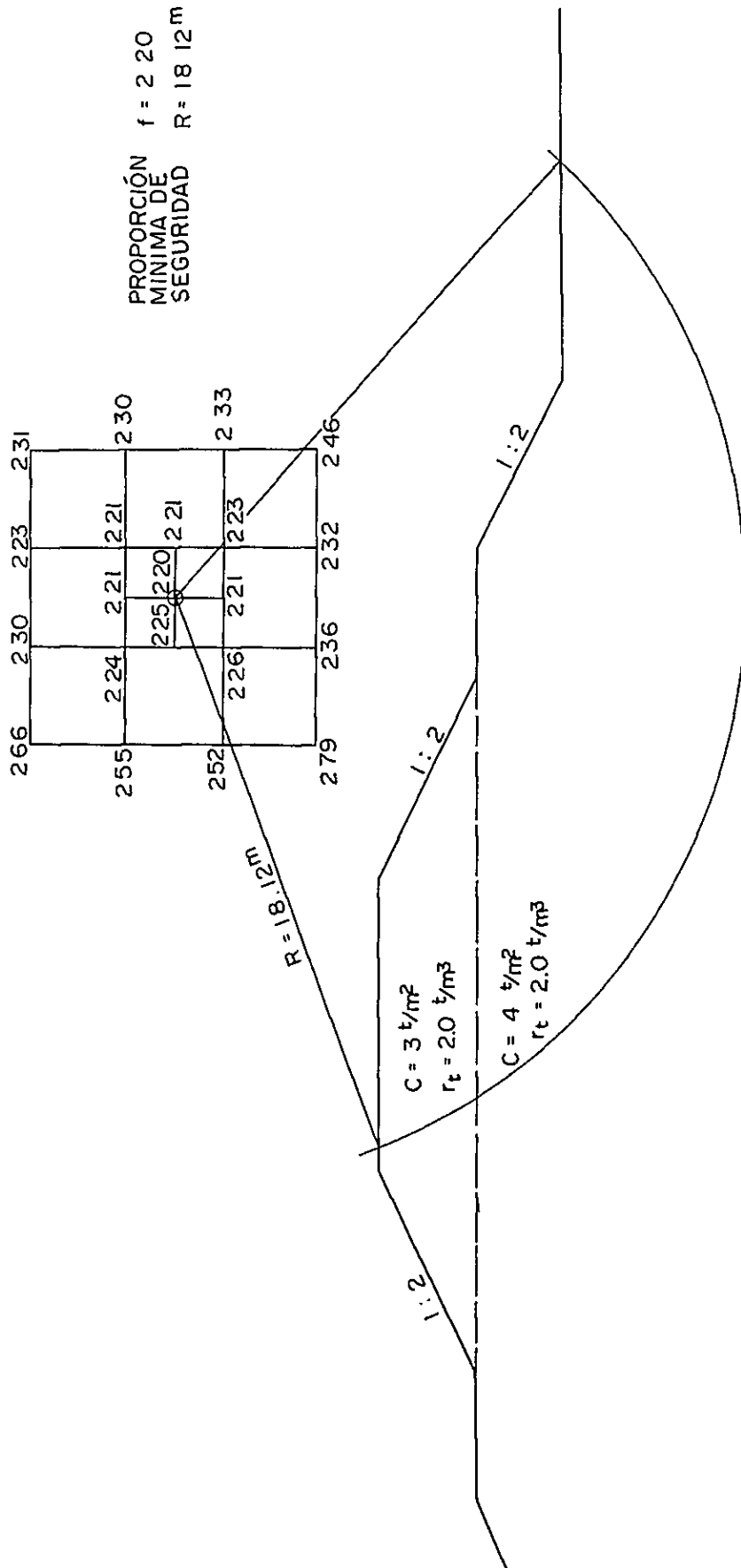
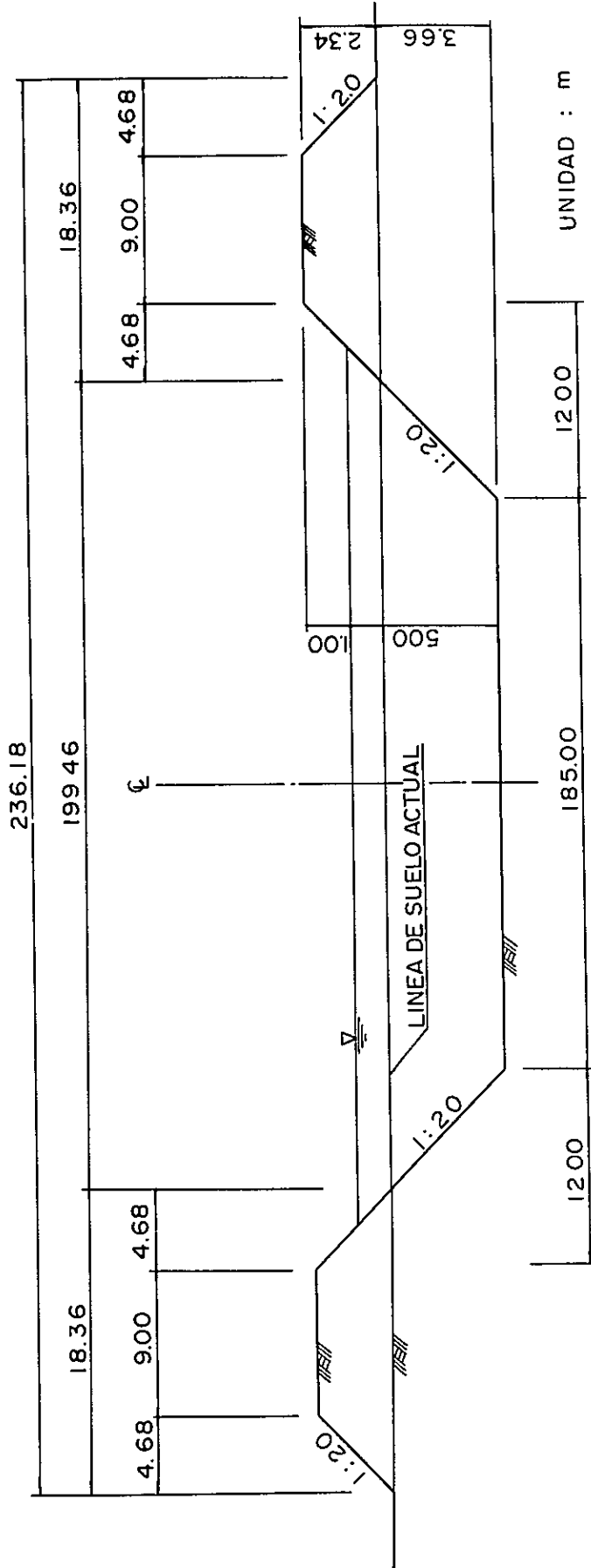


Fig. 4-29 SECCIÓN NORMAL DEL CANAL DE ATAJE

$Q = 968 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $I = 1/5,000$
 $L = 20.0 \text{ km}$



UNIDAD : m

- CANT. TIERRA EXCAVADA 704 m³
- CANT. TIERRA AMONTO MADA 64 m³
- DISPOSICIÓN DE TIERRA SOBADA 633 m³

Fig. 4-30 PLANO DE SECCIÓN NORMAL DEL CANAL DE REABASTECIMIENTO

UNIDAD : m

AREA DE
HABILITACIÓN

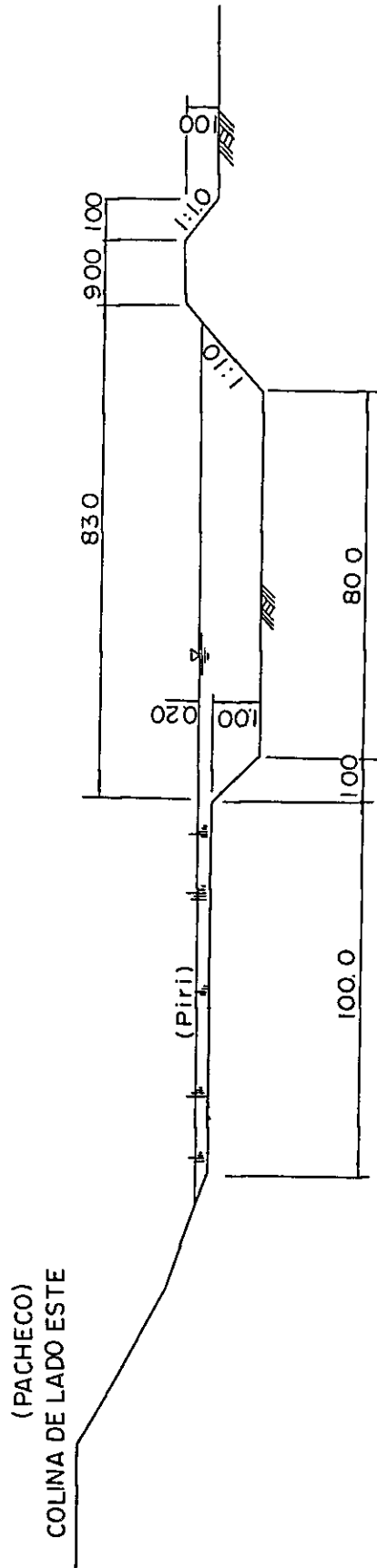
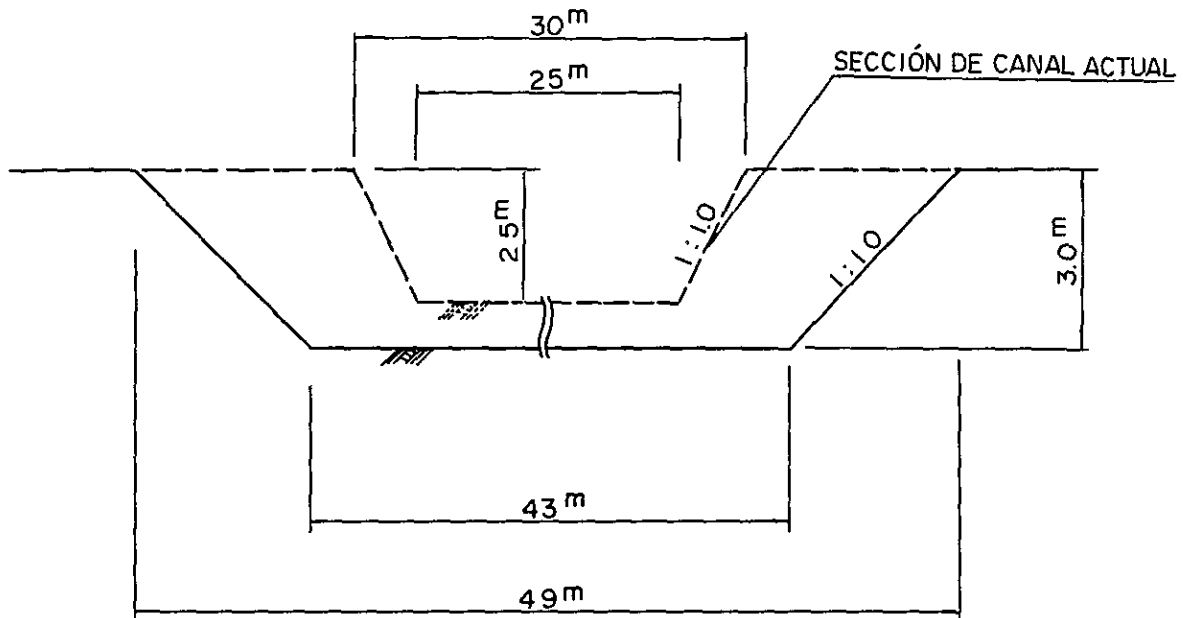


Fig. 4-31 PLAN DE AMPLIACIÓN DE AQ SURUBIY

D-2-①

$$Q = 120 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$(I = 1/3000)$$

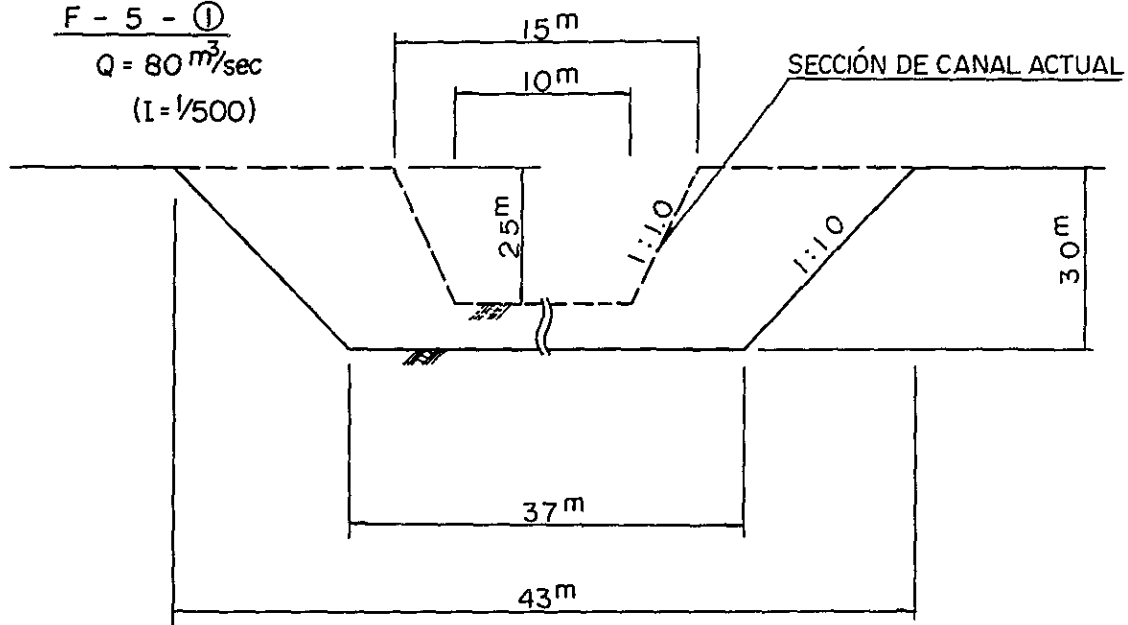


D-2-②

F-5-①

$$Q = 80 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$(I = 1/500)$$



4-6 DECISION DE FORMA PROTECTORA DE INUNDACION

4-6-1 SUPERFICIE DE HABILITACION POR FORMA PROTECTORA DE INUNDACION

Sobre forma protectora de inundación contra zona de habilitación.

- Plan rodeado de dique
- Plan de ataje
- Plan de medio — Plan de dique agua alta
 — Plan de utilización de canal de drenaje de la zona

Hemos realizado estudio contra éste 4 plan.

El plan de ataje existe posibilidad de aumentar zona de habilitación hasta colina de este, superficie de habilitación es más amplio. Las siguiente son superficie de habilitación sobre cada plan.

<u>Division comparativa</u>	<u>Superf. Periferica</u> has	^{1/} <u>Superf. P/Inst.</u> has	<u>Superf. Habil.</u> has
Plan rodeado de dique	51,950	11,910	40,040
Plan de ataje	57,040	13,300	43,740
Plan de medio	51,950	11,930	40,020
Plan de dique agua alta			
Plan de medio	51,950	11,950	40,000
P. util. canal dren. zona			

^{1/} Superficie para instalaciones: dique, carretera, canal, terreno para comunidad urbana, terreno sobrado de habilitación (terreno sobrado dentro de lote).

Superficie por cada bloque está indicado en la Tabla 4-27 - Tabla 4-30.

4-6-2 DECISION DE LA FORMA PROTECTORA DE INUNDACION

- No afectar cambio de medio ambiente del Lago Ypoa y sus alrededores. (Observación contra cambio de medio ambiente)
- Bajo costo de obra y economicamente alta (observación contra costo de construcción)

(1) OBSERVACION CONTRA MEDIO AMBIENTE

Sobre plan rodeado de dique, plan de ataje, plan de medio la comparación con nivel actual y aspecto de nivel después de habilitación del estero es como sigue.

ASPECTO DEL NIVEL DE AGUA CONTRA PLAN PROTECTORA DE INUNDACION

<u>Division comparativo</u>	<u>Epoca de Inundacion</u>		<u>Promedio Anual</u>	
	<u>Actual</u>	<u>Plan</u>	<u>Actual</u>	<u>Plan</u>
Plan rod. de dique	1.00 ^m	1.60 ^m	0.35 ^m	0.50 ^m
Plan de ataje	1.00	0.60	0.35	0.40
Plan de medio	1.00	1.25	0.35	0.35

Por habilitación de la zona de estero, es inevitable la disminución de superficie y extensión de estero actual, por tanto será resumido de que manera mantener, como aspecto actual el estero de Lago Ypoá y su alrededor después de habilitación.

La conservación como aspecto actual quiere decir mantenimiento de existencia medio ambiental de las fauna y flora viviente en ésta zona.

Los animales viviente dentro de estero del Lago Ypoá y su alrededores son:

Mamieeros : Carpincho, Mborevi

Reptiles : Jakare, Te Ju Ambere, Mboi-chumbe,
Mboi-chini, Kuriju

Amfibio : Kururu, Jui

Peces (especialmente Lago Ypoá) paku, piraña, bagre, también en flora, es principalmente piri y podremos observar planta flotante en limite de colina y estero para la conservación de medio ambiente natural, tendremos que mantener Lago Ypoá y su alrededores en estado de siempre. No podemos dejar en largo periodo en forma seca.

Sobre plan protectora de inundación, el plan rodeado de dique, y plan de medio no es una forma de recogimiento positivo de inundación del arroyo Caañabe sino más bien un plan que protege zona de habilitación contra inundación del arroyo Caañabe. También sobre plan de ataje es un plan que realiza reabastecimiento permanente desde arroyo Caañabe para conservación de medio ambiente del estero. Por tante no secaria estero restante, también no disminuirá nivel de agua del Lago Ypoá por aspecto topográfico.

Contra aumento de nivel de agua, el grado de aumento de nivel en época de inundación comparando con tiempo normal, algo grande, pero su frecuencia de ocurrimiento será meno, y nada más un fenómeno temporal.

El asunto más importante contra medio ambiente podremos decir que mantene en estado actual el nivel de agua del tiempo normal.

Todo estos planes son muy poco el aumento de nivel en tiempo normal contra estado actual estimando desde ambiente requerida (gusta de estero) de fauna (incluido peces) y flora que será como objeto de conservación de medio ambiente, todos estos planes no habria problema.

El plan de ataje y plan de medio es sobre saliente comparando con plan rodeado de dique, por poder controlar positivamente el nivel de agua del estero en tiempo normal.

(2) OBSERVACION CONTRA COSTO DE CONSTRUCCION

El costo de obra (incluido costo de mantenimiento de la zona) contra cada forma protectora de inundación es como sigue, sobre costo de construcción, el plan rodeado de dique es más sobre saliente, por orden de plan de medio, plan de ataje.

Para la protección de inundación es indispensable la instalación de dique. La diferencia es pequeña en costo de construcción de dique, y la dimensión de construcción de canal existe grandes influencia en costo de todas las construcciones.

El plan rodeado de dique y plan de medio es casi igual el superficie de habilitación y también pequeña la diferencia de costo por hectárea. Pero el plan de ataje, aunque es grande el superficie de habilitación el costo es sumamente costoso.

Por tanto el costo de construcción la extensión de utilización será plan rodeado de dique, plan de medio. El contenido minucioso está en la tabla 7-1.

COSTO DE OBRA POR PLAN PROTECTORA DE INUNDACIÓN {EXCLUIR COSTO
DE ROTURACION}

	<u>P. Rod. Dique</u> mil ¢	<u>P. de Ataje</u> mil ¢	<u>P. Dique</u> <u>A. Alta</u> mil ¢	<u>P. Util.</u> <u>C. Dren</u> mil ¢
Inst. Prot. Inund.				
Dique	696,000	382,000	618,000	592,000
C. Desague	-	5,889,000	262,000	673,000
Compuerta	-	34,000	185,000	185,000
<u>Sub Total</u>	<u>696,000</u>	<u>6,305,000</u>	<u>1,065,000</u>	<u>1,450,000</u>
Inst. Princ. Zona	533,600	629,700	540,900	540,900
Carret. Princ	826,400	905,300	716,100	716,100
Canal Princ. Dren.				
<u>Sub Total</u>	<u>1,360,000</u>	<u>1,535,000</u>	<u>1,257,000</u>	<u>1,257,000</u>
<u>Total</u>	<u>2,056,000</u>	<u>7,840,000</u>	<u>2,322,000</u>	<u>2,707,000</u>
Otros Mant. Zona				
Inst. de Irrig.	42,000	42,000	42,000	42,000
Mant. Com. Lirbana	31,500	31,500	31,500	31,500
Carret. Secund	80,200	87,900	80,200	80,200
Canal Secund. Drenaje	306,300	336,700	306,300	306,300
Drenaje				
Obra Varios	69,000	74,900	69,000	69,000
<u>Total</u>	<u>529,000</u>	<u>573,000</u>	<u>529,000</u>	<u>529,000</u>
<u>Clase Gasto de Reserva</u>	<u>1,066,000</u>	<u>1,649,000</u>	<u>1,093,000</u>	<u>1,131,000</u>
<u>Suma Total</u>	<u>3,651,000</u>	<u>10,062,000</u>	<u>3,944,000</u>	<u>4,367,000</u>
Costo de Obra P/ha (¢)	<u>91,200</u>	<u>230,000</u>	<u>98,500</u>	<u>109,200</u>
Sup. Habilit. (has)	<u>40,040</u>	<u>43,740</u>	<u>40,020</u>	<u>40,000</u>

Clase de gasto de reserva: incluido gasto de reserva gasto tecnico.

(3) DECISION DE FORMA PROTECTORA DE INUNDACION

Desde observación contra medio ambiente del estero del Lago Ypoá y su alrededor, lo más sobresaliente forma protectora de inundación es plan de ataje y plan de medio, y observación desde costo de construcción deberá utilizar como forma protectora de inundación el plan rodeado de dique y plan de medio. La diferencia del costo de habilitación por hectárea del plan rodeado de dique y plan de medio es pequeña.

- ① Es posible control de nivel del estero contra mantenimiento de medio ambiente del estero del Lago Ypoá y su alrededores.
- ② Por recogimiento de volumen aportado desde arroyo Caañabe no solo en época de inundación sino también época normal, es ventajoso en caso de desarrollo de habilitación hacia lado sur de éste zona de habilitación.

Considerando éste punto ventajoso utilizaremos plan de medio.

En el plan de medio hemos realizado estudio sobre forma de arreglo de cantidad de recogimiento del plan de dique agua alta. y plan de utilización de canal de drenaje de la zona.

El plan de dique agua alta debe realizar perfectamente mantenimiento y administración del zona de inundación del cauce sino correra con más de $h = 0.30$ m de profundidad planeada. Existe peligro de extensión de daños de estancamiento de agua en el terreno agrícola del dentro del mismo sistema de drenaje. Por tanto adoptaremos plan de utilización de canal de drenaje de la zona es un plan más perfecta que plan de dique agua alta aunque es plan de medio.

TABLA 4-27 ATESTADO DE SUPERFICIE DE HABILITACIÓN (PLAN DE DIQUE)

UNIDAD: has

BLOQUE DE HABILITACIÓN	SUP. PERIFERICA	TERRENO P/DIQUE	TERRENO P/CARRETERA		TERRENO P/C.DE DRENAJE		TERRENO P/C.DE ATAJE	TERRENO P/C.URBANO	TERRENO P/INSTA.	TERRENO INCULTO (TOTAL) Y VIVIENDA	SUP.HABILITACIÓN (TERRENO P/AGROPECUARIO)
			PRINC.	SECUND.	PRINC.	SECUND.					
A	3,650		51	25	26			102	628	2,920	
B	1,010		14	-	7			21	169	820	
C	2,150		30	14	16		165	246	374	1,530	
D	2,900		49	54	21			164	496	2,240	
E	11,520		50	160	83		340	727	1,973	8,820	
F	11,490	76	47	159	83			501	1,999	8,990	
G	9,630		80	134	69		165	570	1,670	7,390	
H	9,600	129	6	133	69		165	643	1,627	7,330	
TOTAL	51,950	205	253	721	374		835	2,974	8,936	40,040	

TABLA 4-28 ATESTADO DE SUPERFICIE DE HABILITACIÓN (PLAN DE ATAJE)

UNIDAD: has

BLOQUE DE HABILITACIÓN	SUP. PERIFERICA	TERRENO P/DIQUE	TERRENO P/CARRETERA		TERRENO P/C.DE DRENAJE		TERRENO P/C.DE ATAJE	TERRENO P/C.URBANO	TERRENO P/INSTA.	TERRENO INCULTO (TOTAL) Y VIVIENDA	SUP.HABILITACIÓN (TERRENO P/AGROPECUARIO)
			PRINC.	SECUND.	PRINC.	SECUND.					
A	3,650		51	25	26			102	628	2,920	
B	1,010		14	-	7			21	169	820	
C	2,150		30	15	16		130	377	353	1,420	
D	2,900		49	56	21			166	494	2,240	
E	11,520		50	160	83		340	727	1,973	8,820	
F	9,550	13	72	159	83			637	1,643	7,270	
G	10,380		138	134	69		165	645	1,785	7,950	
H	10,790	88	6	159	69		165	620	1,770	8,400	
I	5,090	27	71	48	37			315	875	3,900	
TOTAL	57,040	128	336	792	411		835	3,610	9,690	43,740	

TABLA 4-29 ATESTADO DE SUPERFICIE DE HABILITACIÓN (PLAN DE MEDIO - PLAN DE DIQUE AGUA ALTA)

UNIDAD: has

BLOQUE DE HABILITACIÓN	SUP. PERIFERICA	TERRENO P/DIQUE	TERRENO P/CARRETERA		TERRENO P/C. DE DRENATE		TERRENO P/C. DE ADAJE	TERRENO F/C. URBANO	TERRENO P/INSTA. (TOTAL)	TERRENO INCULTO Y VIVIENDA	SUP. HABILITACIÓN (TERRENO P/AGROPECUARIO)
			PRINC.	SECUND	PRINC.	SECUND					
A	3,650		51	25	26		102		628	2,920	
B	1,010		14	-	7		21		169	820	
C	2,150		30	14	16		246	165	374	1,530	
D	2,900		49	54	21		164		496	2,240	
E	11,520		50	94	83		727	340	1,973	8,820	
F	11,490	69	47	156	83		514		2,006	8,970	
G	9,630		80	122	69		570	165	1,670	7,390	
H	9,600	120	6	141	69		634	165	1,636	7,330	
TOTAL	51,950	189	253	721	374		2,978	835	8,952	40,020	

TABLA 4-30 ATESTADO DE SUPERFICIE DE HABILITACIÓN (PLAN DE MEDIO - PLAN UTIL. CANAL DE DRENAJE DE LA ZONA)

UNIDAD: has

BLOQUE DE HABILITACIÓN	SUP. PERIFERICA	TERRENO P/DIQUE	TERRENO P/CARRETERA		TERRENO P/C. DE DRENATE		TERRENO P/C. DE ADAJE	TERRENO F/C. URBANO	TERRENO P/INSTA. (TOTAL)	TERRENO INCULTO Y VIVIENDA	SUP. HABILITACIÓN (TERRENO P/AGROPECUARIO)
			PRINC.	SECUND	PRINC.	SECUND					
A	3,650		51	25	26		102		628	2,920	
B	1,010		14	-	7		21		169	820	
C	2,150		30	14	16		246	165	374	1,530	
D	2,900		49	54	21		204		456	2,240	
E	11,520		50	91	83		724	340	1,976	8,820	
F	11,490	69	47	199	83		557		1,973	8,960	
G	9,630		80	154	69		602	165	1,648	7,380	
H	9,600	120	6	137	69		630	165	1,640	7,330	
TOTAL	51,950	189	253	714	374		3,086	835	8,864	40,000	

5- PLAN DE MANTENIMIENTO DEL AREA DEL PROYECTO

5-1 PLAN VIAL

5 -1-1 PLAN DE LA CARRETERA PRINCIPAL

(1) PAPEL DE LA CARRETERA PRINCIPAL

Esta carretera ocupa el papel el más importante en el transporte de productos agrícolas y materiales de producción. Además como medio de comunicación para la administración agrícola.

El lugar de acopio y distribución de productos de la zona es Asunción. Para la exportación e importación de productos desde Asunción a otros países se hará utilizando las aguas del Río Paraguay.

Las rutas I y II serán utilizadas como vías terrestres, por lo tanto las carreteras actuales serán unidas con la principal a habilitarse.

Estará ubicada con distancia promedio desde el extremo este del área y se utilizará al mismo tiempo como carretera y dique de contención del arroyo Gañabe.

(2) UBICACION

La idea básica del aspecto vial actual y ubicación de la carretera principal está mencionada en el 4-3-1 y 4-3-2. La siguiente es la ubicación de vías basada en esas ideas:

Hacia el lado este de la actual carretera a lo largo del Río Paraguay, pensando en el aspecto topográfico. (Situara la en el lugar más elevado posible).

La carretera principal se abrirá paralelamente a 8 km de la carretera actual (direccionada hacia el lado sur) y se habilitarán 2 carreteras hacia el lado norte y 3 hacia el sur del área del proyecto.

La carretera principal de este-oeste se ubicará casi en el medio del área (2 km aprox. hacia el sur del Surubiy).

También el extremo sur estará a lo largo del Paray, que se une con ésta carretera en dirección sur-norte. Con éstas se buscarán el mejoramiento del sistema de transportes.

La ubicación de éstas carreteras está indicada en la Fig. 5-1.

La carretera actual del lado de la colina será comunicada al lado este de dique; no obstante entre éste y la carretera había una distancia de 1.5 Km, por donde pasará la carretera principal, la cual cumple el doble papel de carretera y de muro del mencionado dique.

Esta carretera se conectará con la pavimentada que une Nueva Italia y Villeta, facilitando la comunicación entre Asunción y la Ruta I.

El siguiente cuadro indica las prolongaciones de las carreteras principales planeadas y las existentes.

NOMBRE DE LAS CARRETERAS	PROLONGACIONES	SUPERFICIE RESERVADA
1ª Carretera Principal	16.7 km	50 has
2ª " "	8.3 "	25
3ª " "	16.7 "	50
4ª " "	7.5 "	23
5ª " "	5.3 "	16
6ª " "	12.6 "	38
7ª " "	13.7 "	41
8ª " "	2.0 "	6
Muro del dique(doble papel)	34.5 "	189
Carretera de coloc. de dique	1.5 "	4
TOTAL	118.8 "	442 has

(3) ESTRUTURA DE LA CARRETERA PRINCIPAL

Para la carretera principal se utilizarán tierras de los alrededores. Para el amontonamiento de las tierras se utilizarán excavadoras (Back hoe) y tractores (Bulldozer).

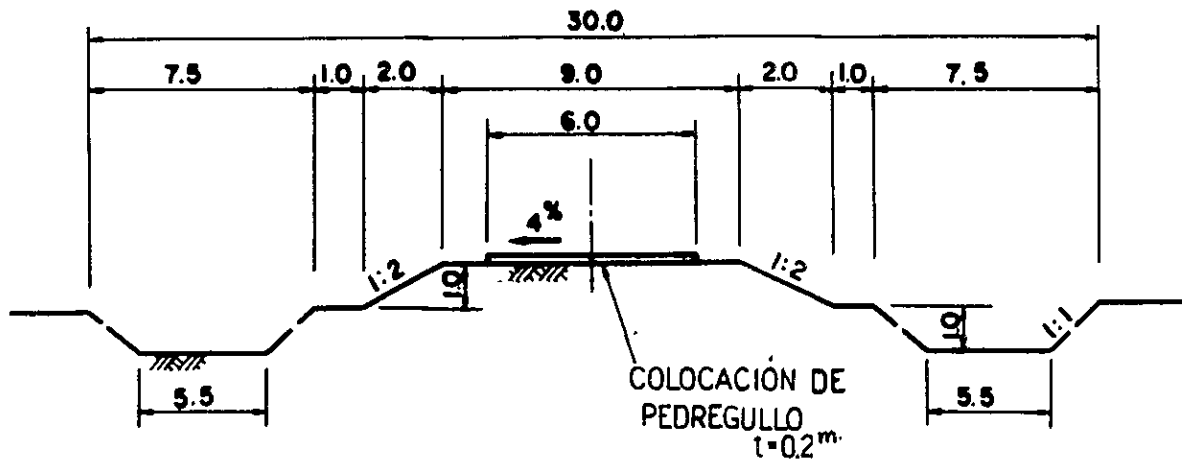
Por la importancia de ésta vía (formación de barro con anegación, evitar la penetración del agua), la altura del amontonamiento de tierra será de 1.0 m. y en la capa superficial se extenderán pedregullos en unos 20 cm de grosor para lograr la estabilidad de superficie.

Los pedregullos se transportarán desde la colina del norte (Isla Itá). La cantidad necesaria es de 143,000 m³ para la cual será suficiente una superficie de excavación de 14.3 has y 1.0 m de profundidad.

El ancho de la carretera será como el de los caminos regionales planeados en distintas zonas por el M.O.P.C.. La deseable es de 9.0 m , de las cuales, 6.0 m será la transitada. La anchura extendida será de 30 m. mínima fijada por el M.O.P.C.

SECCIÓN NORMAL DEL CARRETERA PRINCIPAL

UNIDAD:m



5-1-2 PLAN DE CARRETERAS SECUNDARIAS

(1) UBICACION

Las carreteras secundarias son caminos que penetran directamente a cada lote, destinados a los colonos.

El punto de partida de cada una será la carretera principal y el de culminación el canal principal.

Será abierta alternativamente con el canal secundario que recibe el desague de cada lote y se podrá penetrar con facilidad a cada propiedad, además no será necesaria la construcción de canales subterráneos de cruce.

La prolongación media por línea de carretera principal será aprox. de 2 km.

El loteamiento normal fijado por el Plan de Administración Agrícola es como indica en la Fig. 5-2.

Las carreteras secundarias serán habilitadas cada 2000 metros unas de otras.

Se ha planeado el mantenimiento de ramales inferiores tomando como modelo el bloque E (superficie periférica de 11,520 has), por la cual la prolongación de la carretera principal por hectárea ha quedado en 5.5 m.

Dentro del área de proyecto se podrá estimar unos 288 km de prolongación de las carreteras secundarias.

Las siguientes son prolongaciones por bloque:

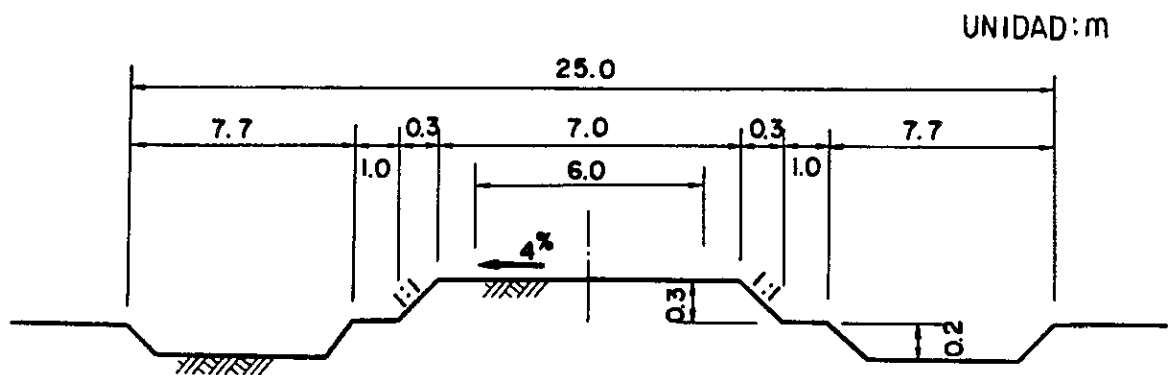
BLOQUE	SUPERFICIE PERIFERICA	PROLONGACION	SUPERFICIE UTILIZABLE
	has	km	has
A	3,650	20.2	51
B	1,010	5.6	14
C	2,150	11.9	30
D	2,900	16.0	40
E	11,520	63.8	160
F	11,490	63.7	159
G	9,630	53.4	134
H	9,600	53.2	133
TOTAL	51,950	287.8	721

(2) ESTRUCTURA DE LAS CARRETERAS SECUNDARIAS

Para la construcción de las carreteras secundarias se elevarán las tierras de ambos lados del lugar establecido, la cual tendrá una elevación de 0.30 m sobre el nivel normal; para ello se hará uso de bulldozer.

La anchura del camino será 2 metros más angosta que la carretera principal, es decir, que la total planeada es de 7.0 metros y la utilizable de 6.0 m. El ancho extendido será de 25.0 metros.

SECCIÓN NORMAL DEL CARRETERA SECUNDARIO



(3) PUENTES

Se construirán puentes en las carreteras en los lugares donde se cruzan con el canal principal de drenaje.

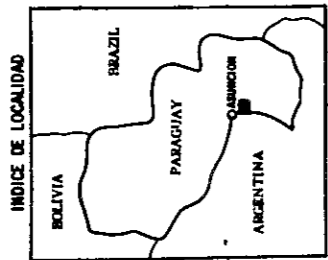
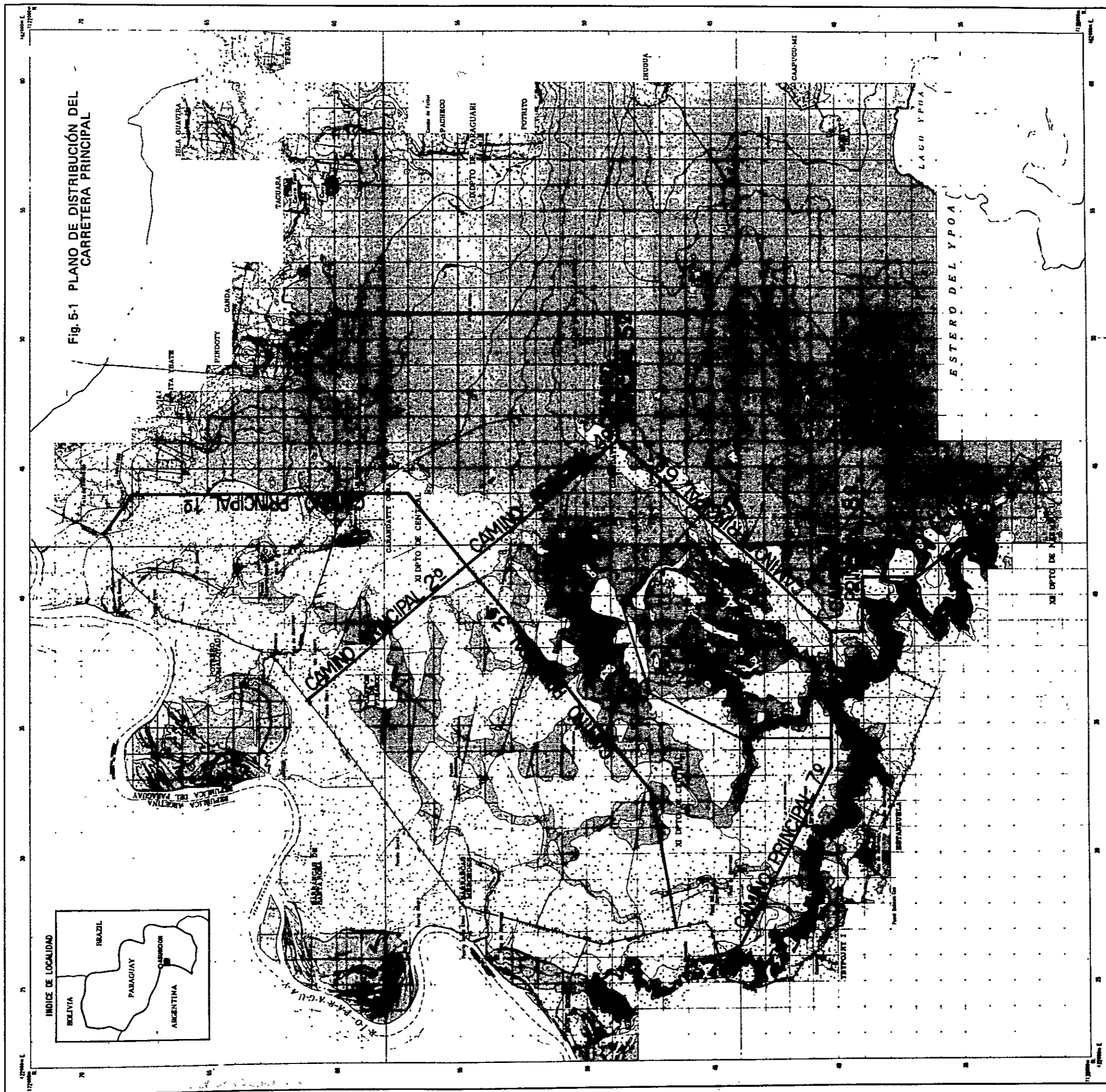
De acuerdo a la realización de obras de M.O.P.C. en las cercanías del área en proyecto se ha pensado en puentes de madera con 4.0 m de ancho.

Los puentes proyectados son 14 y tendrán una envergadura de 11.0 m - 51.0 m. y son como sigue:

BLOQUE	NOMBRE DE LA CARRETERA	ENVERGADURA m	ANCHO UTIL. m	CANAL QUE CRUZA	ANCHO DEL CANAL m
C	Carret.actual	11.0	4.0	C-Nº1 Carret. Princ.	9.0
	" princ. Nº1	11.0	4.0	C-Nº3 "	9.0
D	" " "	51.0	4.0	D-Nº1 "	49.0
	" " "	26.0	4.0	D-Nº2 "	24.0
E	Carret. actual	27.0	4.0	E-Nº2 "	25.0
F	" princ. Nº4	13.0	4.0	F-Nº6 "	11.0
	" " "	22.0	4.0	F-Nº7 "	20.0
G	Carret. secund.	18.0'	4.0	G-Nº1 "	16.0
	" " "	22.0	4.0	G-Nº2 "	20.0
	" " "	13.0	4.0	G-Nº3 "	11.0
	Carret. Princ. Nº 7	22.0	4.0	AQ. Garapé	20.0
H	Carret. Princ. Nº 5	11.0	4.0	H-Carret. Princ. 1	9.0
	Carret. Princ. Nº 5	11.0	4.0	H-carret. Princ. 2	9.0
	Carret. Princ. Nº 6	25.0	4.0	H-Carret. princ. 3	23.0

NOROESTE DEL LAGO YPOA

Fig. 5-1 PLANO DE DISTRIBUCIÓN DEL CARRETERA PRINCIPAL



Cortes de nivel en la zona de refugio representados al nivel de agua, y en el nivel de tierra

INDICE LIMITROFES

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

INDICE LIMITROFES

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

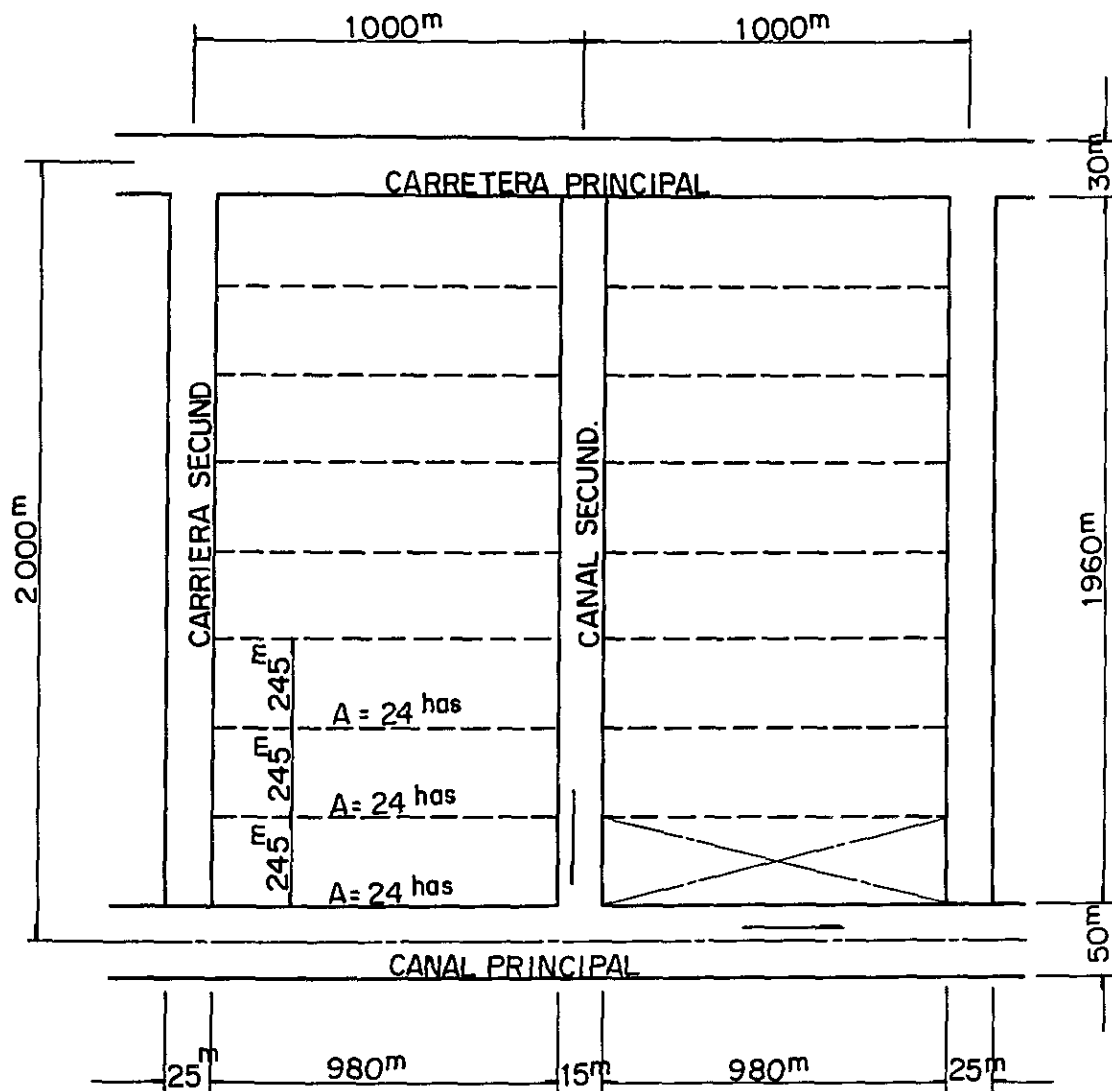
INDICE LIMITROFES

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

INDICE LIMITROFES

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

Fig. 5-2 PARCELACIÓN DE LOTE NORMAL



5-2 PLAN DE DRENAJE

Bloqueada la inundación del Caañabé mediante el dique de contención, el objetivo del canal de drenaje en el área en proyecto será de desague de las aguas de las precipitaciones.

El coeficiente de infiltración del suelo de ésta zona es muy pequeña (1.1×10^{-6} cm/s - 7.8×10^{-7} cm/s), por lo tanto no es necesario controlar el descenso del nivel de aguas subterráneas (por instalación de canales de drenaje), además de ser ínfima la posibilidad de ésta, no es favorable su descenso excesivo, por lo que las aguas de las precipitaciones deben ser utilizadas al máximo.

Por éstos motivos, el canal de drenaje debe instalarse manteniendo una pequeña densidad, ubicando los canales secundarios cada 2 km a lo largo de cada lote.

También como canales de auxilio, en el límite de cada lote se construirán canales inferiores de acuerdo a la conformación topográfica. Estos se realizarán de manera a evitar el estancamiento de aguas superficiales.

Por otro lado, se instalarán llaves de paso en el extremo bajo de canales secundarios para regular la cantidad de aguas drenadas, mediante éstos se podrán contener las aguas precipitadas en el momento necesario.

El canal principal desaguará la cantidad de flujo precipitado fuera del área mediante canales secundarios de drenaje, los cuales para lograr un drenaje perfecto se instalarán en cada bloque, en forma independiente.

5-2-1 PRECIPITACIONES NORMALES

El drenaje dentro del área en proyecto será posible realizarlo por drenaje natural, de tal forma que la cantidad de precipitación normal fue como resultado de considerar la precipitación diaria del plan de drenaje dentro del area en proyecto y también considerando la amplitud del desague de la cuenca.

La importancia de las instalaciones; es tan bajo la consideración de la cantidad de precipitación normal que es cantidad probable 1/2 de precipitación diaria en el canal secundario de drenaje y considerando para el canal principal la cantidad 1/10 probable de precipitación diaria.

Para la fijación de cantidad de precipitación normal se han realizado cálculos de probabilidad con "LEY GAMBEL", la cantidad de precipitación máxima anual de los tres observatorios: Asunción, San Lorenzo y Carapeguá.

La cantidad de precipitación máxima anual está en las Tablas 5-2 - 5-4 y el resultado del cálculo de probabilidades en las Fig. 5-3 - 5-5 y la Tabla 5-1.

En éstos resultados se observan grandes similitudes de valor entre Carapeguá y San Lorenzo, que están ubicados en las cercanías del area en proyecto.

Será usado como cantidad de precipitación normal para el plan de drenaje del proyecto, los datos de San Lorenzo por haberse realizado en un periodo más largo de observaciones (20 datos) comparando con los de Carapeguá (9 datos).

Las siguientes son cantidades de precipitación normal del plan de drenaje del proyecto.

Cantidad de precipitacion diaria del probable :	104.6 mm/día
1/2 anual	
Cantidad de precipitacion diaria del probable :	150.9 mm/día
1/10 anual	

5-2-2 CANTIDAD DE DRENAJE POR UNIDAD

La ampliación innecesaria del área de sección del canal secundario de drenaje originará gastos de construcción relativamente caros. Además según la selección de suelo y producto de cultivo, el canal secundario tendrá un área de sección para drenar en 2 días las inundaciones que surgen una vez por 2 años.

El canal principal de drenaje tiene grandes áreas, por lo tanto si fuese pequeña la capacidad de drenaje, se aumentarían las áreas perjudicadas.

Por la importancia de las instalaciones comparando con el canal secundario de drenaje se hafa área de sección que soporten las inundaciones que surgen una vez en 10 años.

Por la capacidad y función del canal secundario de drenaje será desaguado en 2 días la cantidad de precipitaciones diarias.

Los cálculos de la cantidad de drenaje por unidad de los canales principal y secundarios arriba mencionados son los siguientes:

- Cantidad de drenaje por unidad de canal principal:

$$q = R_{24} / 3.6 \times 24 \times 2 (f \times A)$$

$$= 150.9 / 3.6 \times 24 \times 2 (0.7 \times 1.0) = 0.6113 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Donde:

$$q = \text{cantidad de drenaje por km}^2 \text{ (m}^3/\text{s}/\text{km}^2)$$

R_{24} = cantidad de precipitación diaria (1/10 anual prob.)

$$= 150.9 \text{ mm/día}$$

f = proporción de flujo = 0.70

A = Superficie de cuenca km^2

. Cantidad de drenaje por unidad de canal secundario

$$q = R_{24} / 3.6 \times 24 \times 2 (f \times A)$$

$$= 104.6 / 3.6 \times 24 \times 2 (0.70 \times 1.0) = 0.4237 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Donde:

q = Cantidad de drenaje por km² (m³/s/km²)

R₂₄ = Cantidad de precipitación diaria (1/2 anual prob .)

$$= 104.6 \text{ mm}/\text{día}$$

f: Proporción de flujo 0.70

A = Superficie de cuenca km²

5-2-3 CANAL PRINCIPAL DE DRENAJE

(1) UBICACION Y OBJETIVO

La dirección del canal principal de drenaje se ha fijado casi en dirección de la pendiente topográfica (ángulo recto en cota topográfica). Se ha ubicado en forma recta pensando en la efectividad hidráulica y en los lugares más bajos posibles.

Estos colectan el flujo de los canales secundarios de drenaje pasando por los arroyos Pikysry, Surubiy, Zanja Mercedes, Paray y posteriormente en forma de drenaje natural, pero el bloque A,B que tiene límites con el Río Paraguay desaguará directamente al Rió mencionado.

El sistema de corriente del Plan de drenaje está casi en cada bloque (Fig. 5-6-5-11)

Los siguientes son prolongaciones de canal principal de drenaje que se ha planeado:

BLOQUE	SUPERFICIE PERIFERICA	PROLONGACION	PROLONGACION POR HECTAREA	SUPERFICIE PERIFERICA
	has	km	m	has
A	3,650	7.8	2.1	25
B	1,010	-	-	-
C	2,150	4.7	2.2	14
D	2,900	-	-	94
E	11,520	26.4	2.3	91
F	11,490	12.4	1.1	199
G	9,630	15.5	1.6	154
H	9,600	44.1	4.1	137
TOTAL	51,950	110.9	2.1	714

(2) AREA DE SECCION Y ESTRUCTURA

La estructura del canal principal de drenaje será canal con excavación de tierra. Su pendiente del lado de la excavación está formado por suelo arcilloso ($c=0.4 \text{ kg/cm}^2$; $qu=0.8 \text{ kg/cm}^2$) Es bastante dura, excluyendo 0.50 m de capa superficial, por lo tanto, desarrollando 1 :1.0 con plano de sección normal representada en la Fig 5-13 y la fijación de área de sección contra cantidad de drenaje planeado representada en la Fig. 5-12 se ha trazado el plano del cálculo hidráulico.

Este cálculo se determinó con la siguiente fórmula de MANING:

$$V = 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad \text{m/s}$$
$$Q = A \times V \quad \text{m}^3/\text{s}$$

Donde:

$$n = 0.040$$

$$I = 1/3000, 1/5000$$

$$A = H \cdot (B + H) \text{ m}^2$$

$$P = B + 2H\sqrt{2} \text{ m}$$

$$R = A/P \text{ m}$$

$$H = \text{Profundidad m}$$

$$B = \text{Anchura de lecho del canal m}$$

El resultado del cálculo hidráulico de cada línea está indicada en la Tabla 5-5.

5-2-4 CANAL SECUNDARIO DE DRENAJE

El canal y la carretera secundaria están limitadas con el lado corto de cada lote. Estarán ubicadas alternativamente a cada 2 km, y el canal va aportando el flujo de agua bajando a través del canal principal.

La estructura del canal se hará con excavaciones de tierra, con profundidad de 1.0 - 1.5 m. Por lo tanto la pendiente del lado de excavación será de 1:0.5.

La configuración de plano de sección normal está en la Fig. 5-14.

En la dimensión de sección se ha considerado el bloque E como modelo del área.

La sección de drenaje (desde el extremo de agua superior hasta el extremo de agua inferior) en éste caso será de la misma sección, pero quedaría exagerada la sección de área. Por lo tanto, dividiendo una línea en agua superior y agua inferior, se ha fijado la dimensión de sección de parte del agua superior con un medio de la cantidad de corriente del drenaje del extremo de agua inferior.

El plan de drenaje del canal secundario en el Bloque E se describe y cuantifica a continuación:

<u>DESCRIPCION</u>	<u>CANTIDAD</u>
Superficie periférica (Bloque E)	11,520 has
Prolongación total del canal Sec.	57,200 m
Número de líneas	27 líneas
Prolongación por hectárea	4.97 m/ha.
Prolongación por línea	2,100 m
Superficie de cuenca por línea	427 has
Cant. de drenaje planeado agua inferior	1.81 m ³ /s (l=1.05 km)
Cant. de drenaje planeado agua superior	0.91 m ³ /s (l=1.05 km)

La ubicación del canal secundario del drenaje del bloque E es como sigue:

ESTIMACION DE PROLONGACION DEL CANAL SECUNDARIO DE
DRENAJE POR CADA BLOQUE

BLOQUE	SUPERFICIE PERIFERICA	PROLONGACION DEL CANAL	SUPERFICIE UTILIZABLE
	has	km	has
A	3,650	18.1	26
B	1,010	5.0	7
C	2,150	10.7	16
D	2,900	14.4	21
E	11,520	57.3	83
F	11,490	57.1	83
G	9,630	47.9	69
H	9,600	47.7	69
TOTAL	51.950	258.2	374

5-2-5 COMPUERTA DE PASO DEL DRENAJE

La compuerta de paso del drenaje del éste proyecto estará instalado en el extremo de agua inferior del canal principal de drenaje.

La cantidad de drenaje del proyecto es $Q = 19.3 \text{ m}^3/\text{s}$

(1) SECCION DE COMPUERTA DE PASO

La sección de la compuerta de paso será una que pueda desaguar la cantidad de corriente $Q = 19.3 \text{ m}^3/\text{s}$, para cada 0.15 m aproximadamente del nivel de agua dentro y fuera del dique.

La conducción de pérdida total en caso de descenso de $Q = 19.3 \text{ m}^3/\text{s}$, considerando la compuerta de paso de 3.0 m de ancho x 2.5 m de altura x 2 cajas se tiene:

$$\text{Area de cuenca } A = 3.0 \times 2.5 \times 2 = 15.0 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado } P = (3.0 \text{ m} + 2.5 \text{ m}) \times 2 \times 2 = 22.0 \text{ m}$$

$$\text{Radio Hidráulico } R = A/P = 0.682 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad de corriente } V = Q/A = 1.287 \text{ m/s}$$

$$\begin{aligned} \text{Pérdida en aportación } H_i &= f_i(V^2/2g) = 0.5 \\ &= 0.5 \times 1.287^2 / 2 \times 9.8 = 0.04 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pérdida en salida } h_o &= f_o(V^2/2g) \\ &= 1.0 \times 1.287^2 / 2 \times 9.8 = 0.08 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Pérdida por fricción } h_f = f' \cdot L/R \cdot V^2/2g \quad L=23.6 \text{ m}$$

$$f' = 2g \cdot n^2/R^{1/3} \quad n=0.015$$

$$= \frac{2 \times 9.8 \times 0.015^2}{0.682^{1/3}} = 0.05$$

$$\begin{aligned} h_f &= 0.05 \times 23.6 / 0.682 \times 1.287^2 / (2 \times 9.8) \\ &= 0.02 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pérdida de carga total } E_h &= H_i + h_o + h_f \\ &= 0.04 + 0.08 + 0.02 \\ &= 0.14 \leq 0.15 \quad (\text{Optimo}) \end{aligned}$$

(2) ESTUDIO DEL CIMIENTO DE COMPUERTA

1) CONTRA-FUERZA DE CIMIENTO

Volumen de concreto en parte de la compuerta

$$V_c = 100 \text{ m}^3$$

Peso por unidad de concreto

$$\gamma_c = 2.5 \text{ tn/m}^3$$

Volumen de colocación de tierra

$$V_s = 34 \text{ m}^3$$

Peso por unidad de tierra

$$\gamma_s = 2.0 \text{ tn/m}^3$$

El peso total de la parte de lo arriba mencionado es

$$W = (100 \times 2.5 - 34 \times 2.0) \times 1.1^* = 350 \text{ tn}$$

* considerando un 10% por variación de peso.

La contrafuerza de cimiento es como sigue:

$$q = 350 / (8.45 \times 4.8) \approx 8.7 \text{ tn/m}^2$$

2) RESISTENCIA DE SUELO PERMISIBLE

Para la obtención de resistencia de suelo permisible del cimiento de la compuerta se utilizará el número fijo de suelo el N° 3 de Boring.

La base de la compuerta está ubicada aprox. GL-3.0 m, por lo tanto se obtendrá una fuerza de compresión de eje $q_u = 2.486, 1,794 \text{ kg/cm}^2$. El valor de $N = 7 - 10$ (valor N medio = 8.5).

Generalmente $q_u = N/8$, por tanto, $q_u = 1.063 \text{ kg/cm}^2$, quedando un valor más pequeño que el del resultado de experimentación de compresión de eje.

Utilizando el valor más pequeño que $q_u = 1.063 \text{ kg/cm}^2$ para medida de seguridad, para $c = q_u/2$ de donde

$$\begin{aligned} c &= 0.53 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 5.3 \text{ tn/m}^2 \end{aligned}$$

Para la capacidad de carga se utilizará la Fórmula de capacidad de carga corregida de TERZAGHI

$$q_u = \alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

$$\phi = 0, N_c = 5.3, N_r = 0, N_q = 1.0$$

$$\begin{aligned} \alpha &= 1.0 + 0.3 \times B/L = 1.0 + 0.3 \times 4.8/8.45 \\ &= 1.170 \end{aligned}$$

$$\gamma_2 = 1.0 \quad D_f = 0.5 \text{ m}$$

$$q_d = 1.170 \times 5.3 \times 5.3 + 1.0 \times 0.5 \times 1.0 = 33.4 \text{ tn/m}^2$$

Capacidad de carga permisible $q_a = 1/3 \cdot q_d$, por lo que

$$q_a = 1/3 \times 33.4 = 11.1 \text{ tn/m}^2$$

La contrafuerza de cimiento de la compuerta de paso

$q = 8.7 \text{ tn/m}^2$, se sobrepasa, por lo tanto no se tendrán problemas con la base.

TABLA 5-1 PROBABILIDAD DE PRESIPITACIÓN DIARIA MAXIMA ANUAL

OBSERVATORIO	FORMULA PERIODICA	PRECIPITACIÓN DE PROBABLE DEL AÑO									mm
		2	5	10	20	30	40	50	100		
<u>ASUNCION</u>	$x = 88.2451 + 33.6252y$	100.6	138.7	163.9	188.1	202.0	211.9	219.4	242.9		
<u>SAN LORENZO</u>	$x = 95.6164 + 24.5396y$	104.6	132.4	150.8	168.5	178.7	185.8	191.4	208.5		
<u>CARAPEGUA</u>	$x = 95.5754 + 24.9606y$	104.7	133.0	151.7	169.7	180.0	187.4	193.0	210.4		

FORMULA DE CALCULO DE PROBABILIDAD LIY DE GUMBEL

Fig. 5-3 CALCULO DE PROBABILIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL: ASUNCION

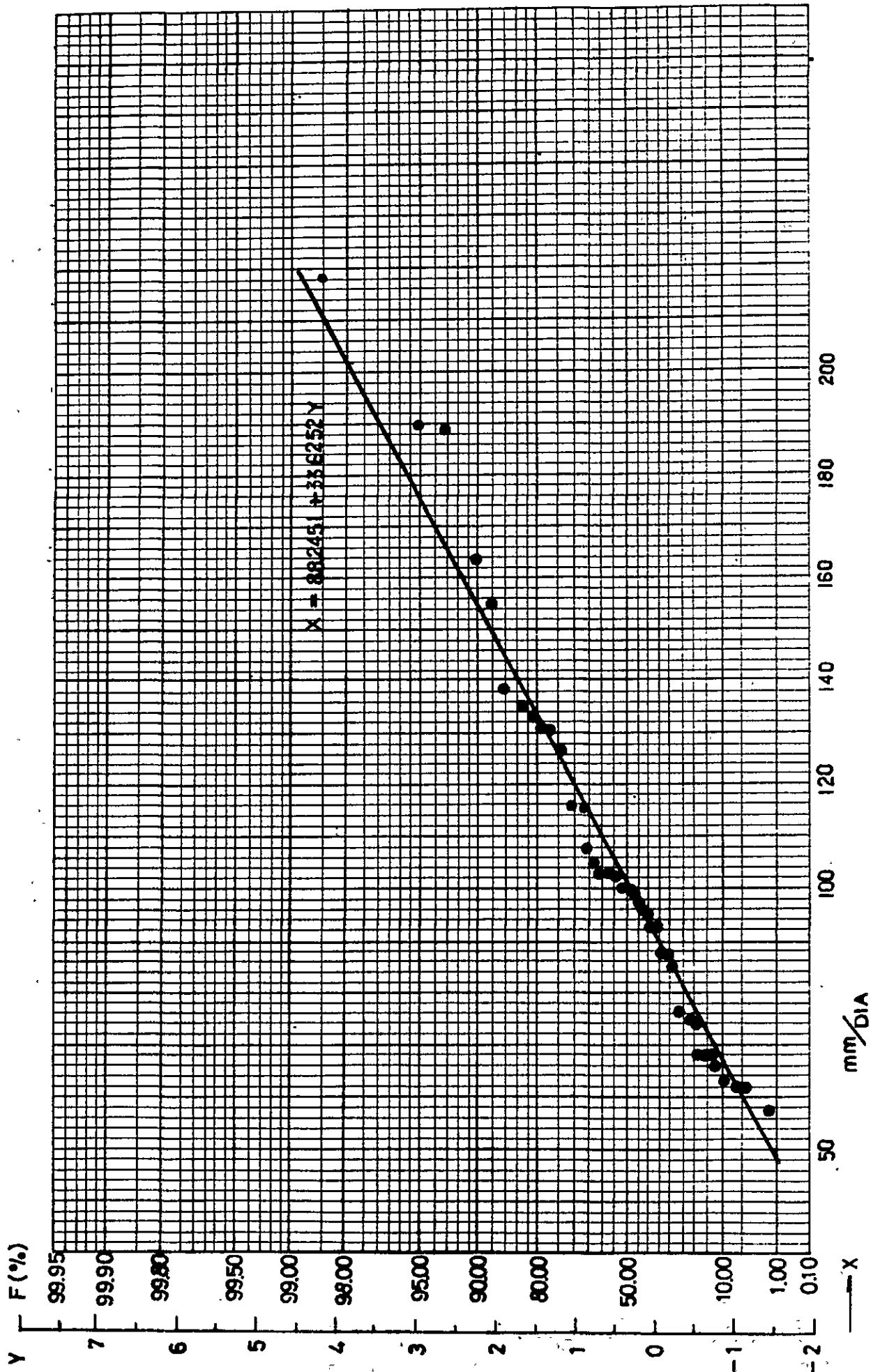


Fig. 5-4 CALCULO DE PROBABILIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL: SAN LORENZO

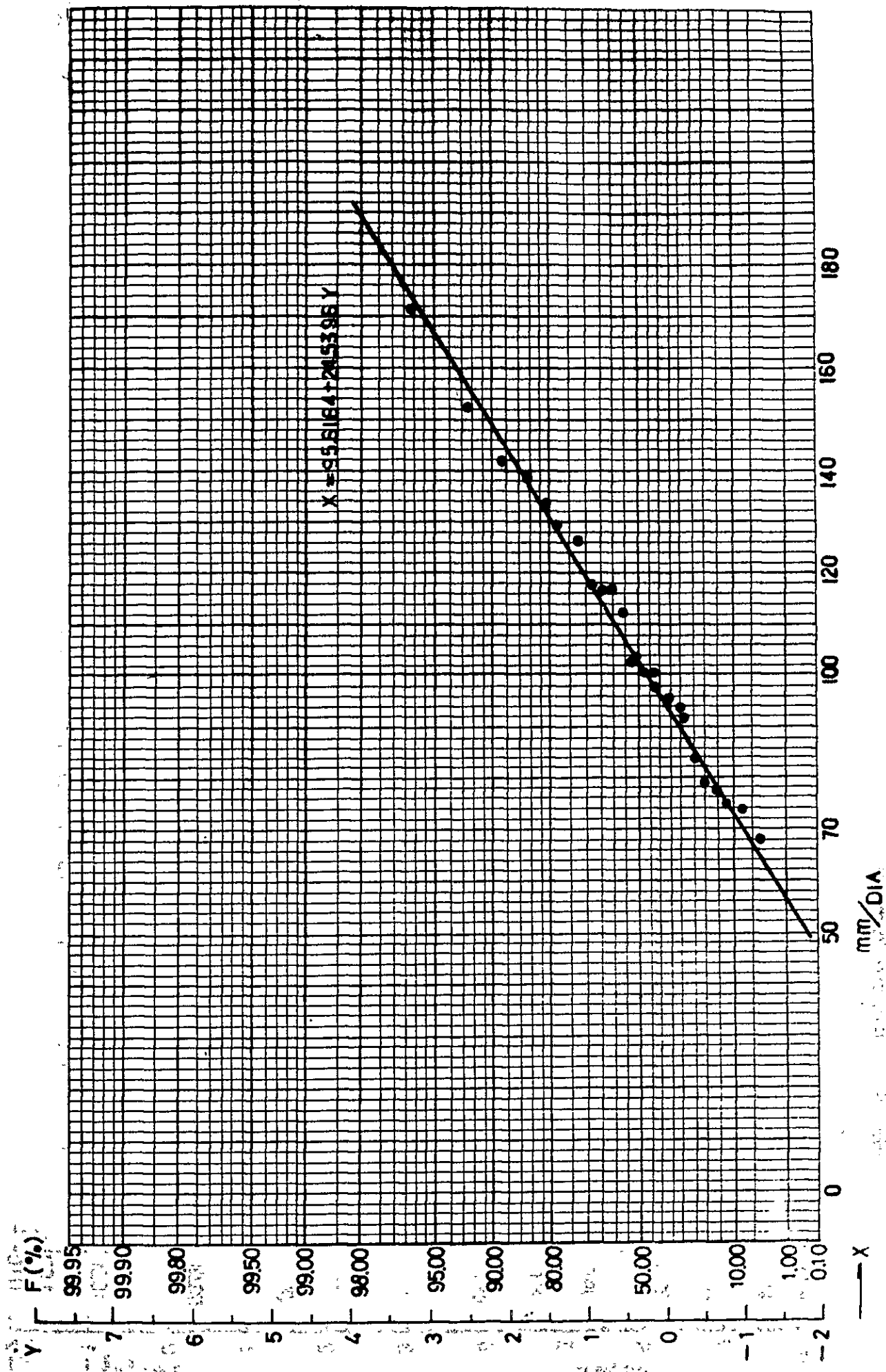


Fig. 5-5 CALCULO DE PROBABILIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL: CARAPEGUA

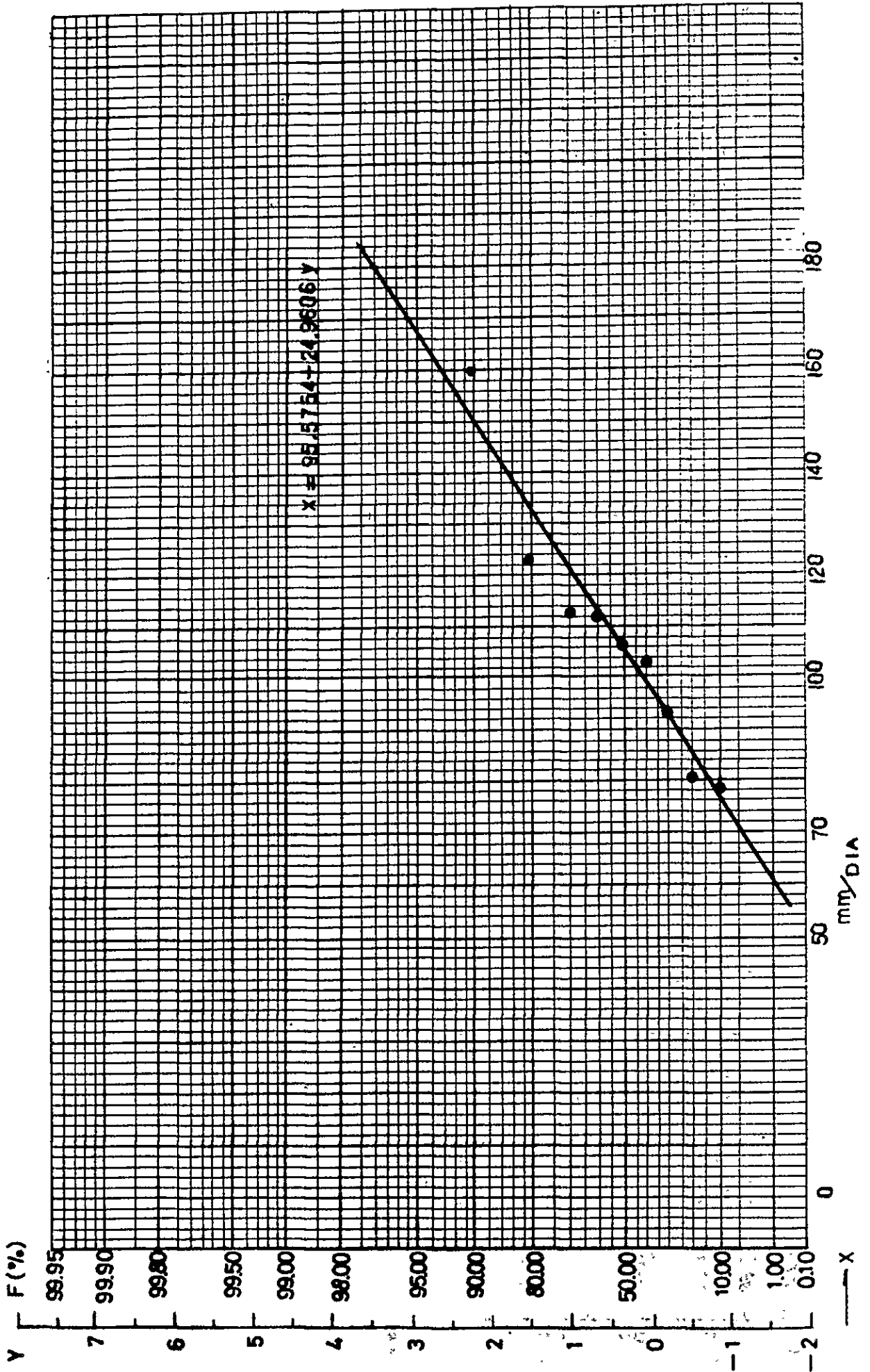


TABLA 5-2 CANTIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL EN ASUNCION

<u>ORDEN</u>	<u>PREC. DIARIO</u> mm	<u>FECHA DE</u> <u>OCCURRIDO</u>	<u>ORDEN</u>	<u>PREC. DIARIO</u> mm	<u>FECHA DE</u> <u>OCCURRIDO</u>
<u>17</u>	103.2	9.M .40	<u>13</u>	115.5	9.N .61
<u>14</u>	107.9	12.A .41	<u>25</u>	95.4	23.E .62
<u>19</u>	102.9	12.A .42	<u>36</u>	67.9	15.JN.63
<u>24</u>	96.2	9.N .43	<u>7</u>	153.6	28.MR.64
<u>39</u>	62.5	20.N .44	<u>66</u>	138.5	15.E .65
<u>12</u>	116.1	14.F .45	<u>22</u>	99.0	19.A .66
<u>16</u>	103.4	8.M .46	<u>1</u>	238.6	16.F .67
<u>34</u>	68.4	16.A .47	<u>38</u>	63.3	1.E .68
<u>20</u>	100.5	6.F .48	<u>11</u>	126.7	1.N .69
<u>41</u>	57.2	22.D .49	<u>40</u>	62.1	15.MR.70
<u>32</u>	75.5	27.MR.50	<u>30</u>	84.8	28.JL.71
<u>4</u>	164.8	20.F .51	<u>18</u>	103.2	29.N .72
<u>8</u>	133.4	24.F .52	<u>35</u>	68.2	5.O . 7
<u>2</u>	190.0	1.M .53	<u>5</u>	155.2	15.O .74
<u>3</u>	188.9	28.M .54	<u>15</u>	105.8	7.A .75
<u>31</u>	76.4	13.M .55	<u>33</u>	74.1	20.E .76
<u>26</u>	93.2	4.E .56	<u>37</u>	66.2	6.D .77
<u>29</u>	87.3	23.E .57	<u>23</u>	97.0	31.O .78
<u>10</u>	131.2	20.A .58	<u>28</u>	87.4	22.M .79
<u>9</u>	131.8	15.D .59	<u>21</u>	100.0	23.E .80
<u>27</u>	93.0	3.N .60			

TABLA 5-3 CANT DE PRECIP MAXIMA ANUAL EN SAN LORENZO

<u>ORDEN</u>	<u>PREC. DIARIA</u> mm	<u>FECHA DE OCCURRIDO</u>	<u>ORDEN</u>	<u>PREC. DIARIA</u> mm	<u>FECHA DE OCCURRIDO</u>
<u>12</u>	103.1	8.E .57	<u>5</u>	134.3	7.E .69
<u>7</u>	127.0	16.F .58	<u>21</u>	77.5	15.MR.70
<u>1</u>	172.2	6.F .59	<u>13</u>	100.7	7.E .71
<u>3</u>	141.9	3.N .60	<u>18</u>	92.0	9.MR.72
<u>6</u>	129.9	9.N .61	<u>17</u>	93.8	7.MR.73
<u>16</u>	96.2	23.E .62	<u>15</u>	98.5	15.O .74
<u>19</u>	84.3	17.D .63	<u>10</u>	117.4	7.A .75
<u>2</u>	153.1	26.MR.64	<u>23</u>	68.2	30.E .76
<u>9</u>	117.4	25.F .65	<u>22</u>	75.0	6.D .77
<u>4</u>	138.8	31.MR.66	<u>23</u>	74.4	19.F .78
<u>8</u>	118.3	15.F .67	<u>14</u>	100.7	12.A .79
<u>20</u>	78.7	27.S .68	<u>11</u>	113.3	23.E .80

TABLA 5-4 CANT. DE PRECIP. MAXIMA ANUAL EN CARAPEGUA

<u>ORDEN</u>	<u>PREC. DIARIA</u> mm	<u>FECHA DE OCCURRIDO</u>	<u>ORDEN</u>	<u>PREC. DIARIA</u> mm	<u>FECHA DE OCCURRIDO</u>
<u>5</u>	106.1	31.E .71	<u>9</u>	78.4	24.N .76
<u>3</u>	113.5	10.JN.72	<u>8</u>	80.8	20.E .78
<u>6</u>	103.4	15.O .73	<u>7</u>	93.0	3.A .79
<u>4</u>	112.3	24.M .74	<u>2</u>	122.8	23.E .80
<u>1</u>	160.0	9.E .75			

Fig. 5-6 PLANO SISTIMATICO DE DRENAJE

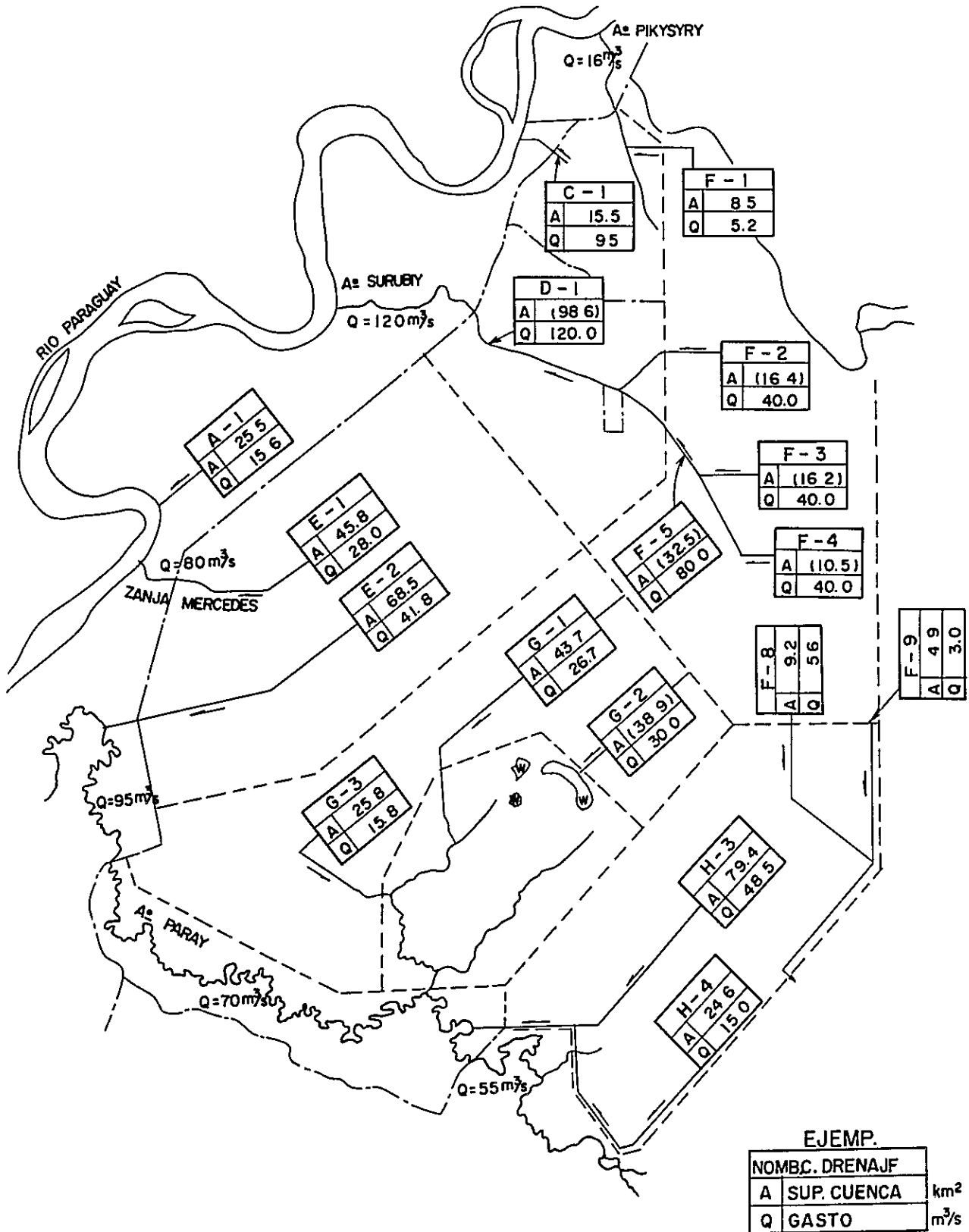
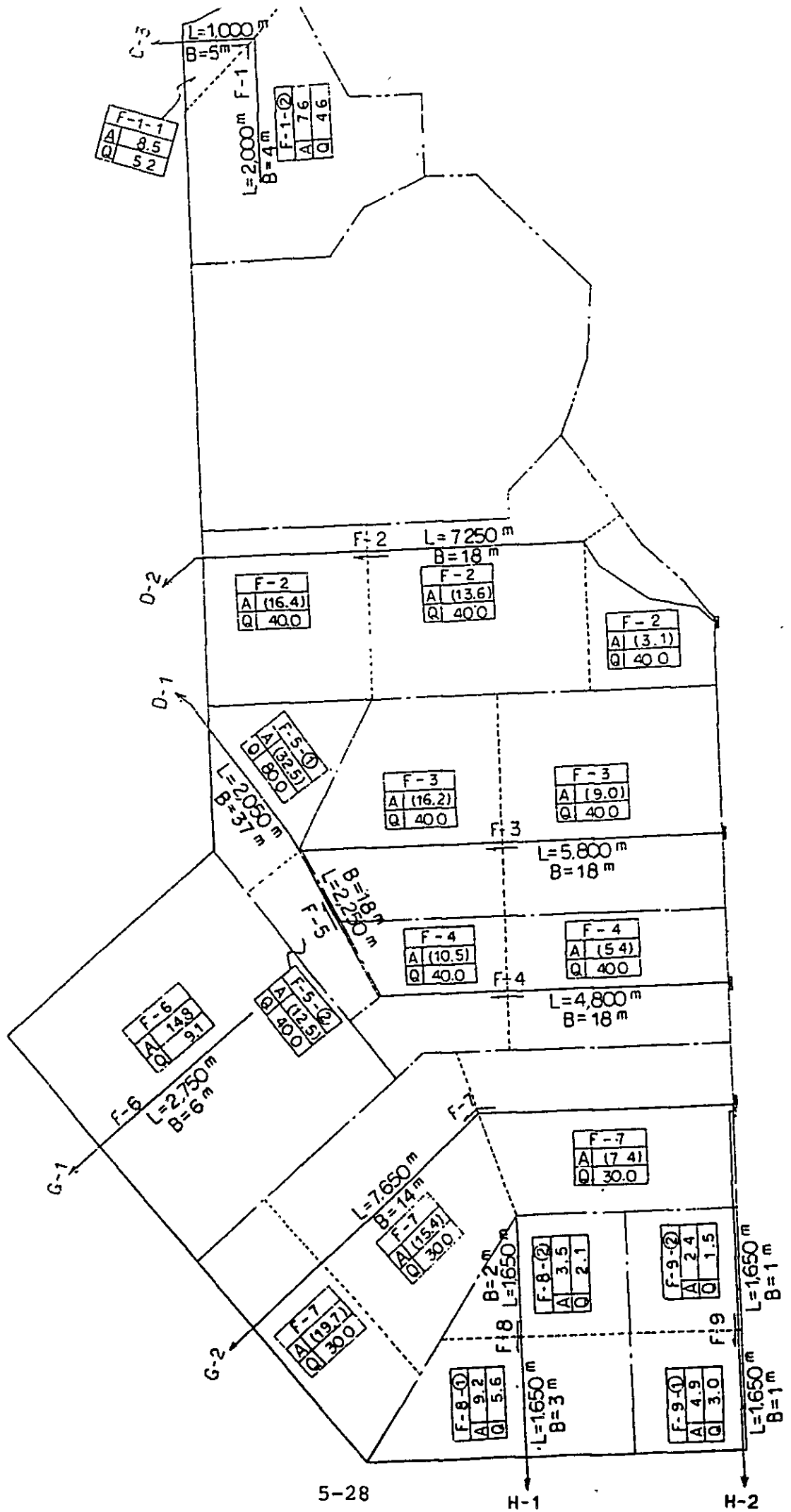


Fig. 5-7 PLANO SISTEMATICO DE CANAL PRINCIPAL DE DRENAJE
(BLOQUE F)



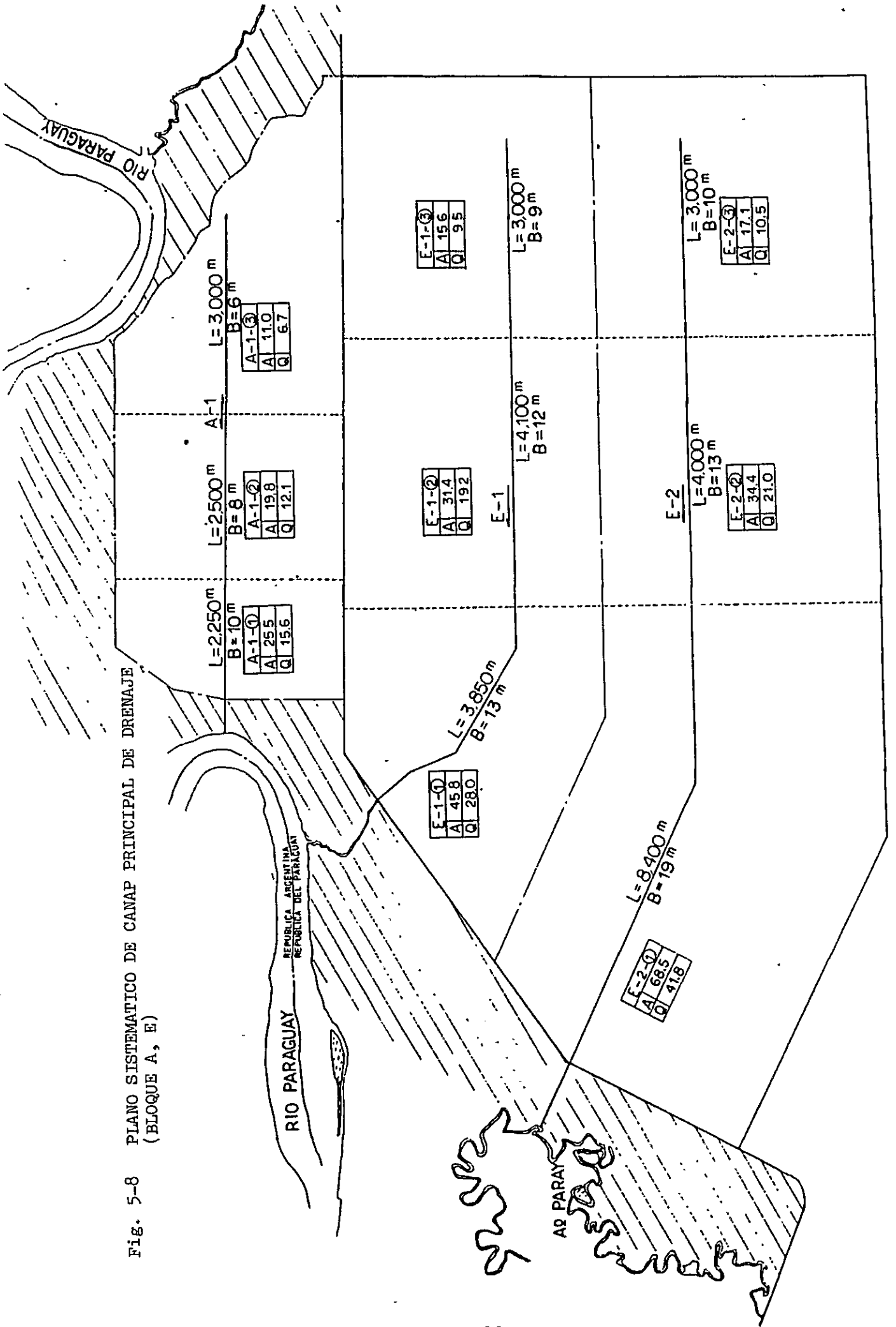


Fig. 5-8 PLANO SISTEMATICO DE CANAP PRINCIPAL DE DRENAJE (BLOQUE A, E)

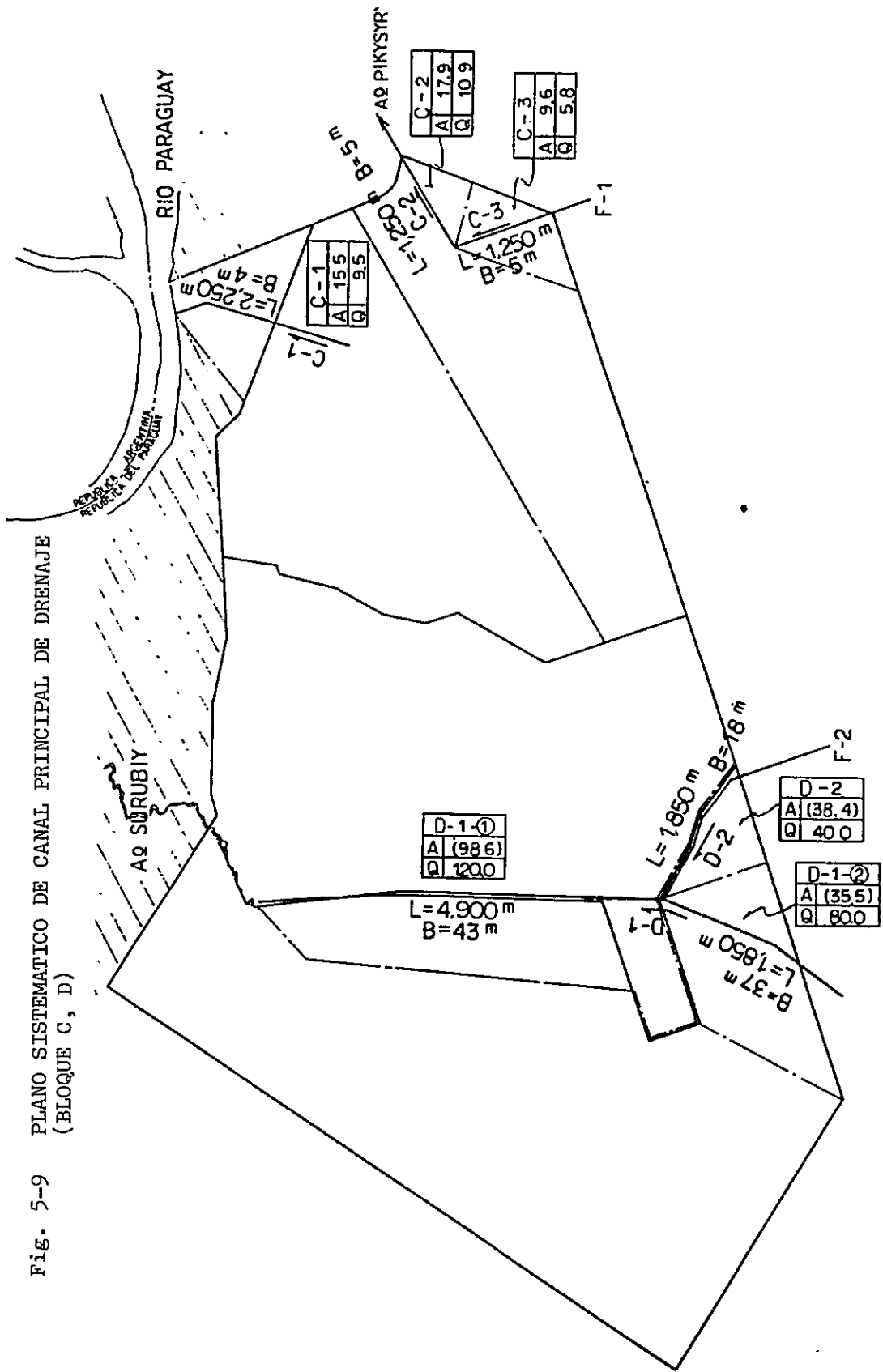


Fig. 5-9 PLANO SISTEMÁTICO DE CANAL PRINCIPAL DE DRENAJE (BLOQUE C, D)

Fig. 5-10 PLANO SISTEMATICO DE CANAL PRINCIPAL DE DRENAJE
(BLOQUE G)

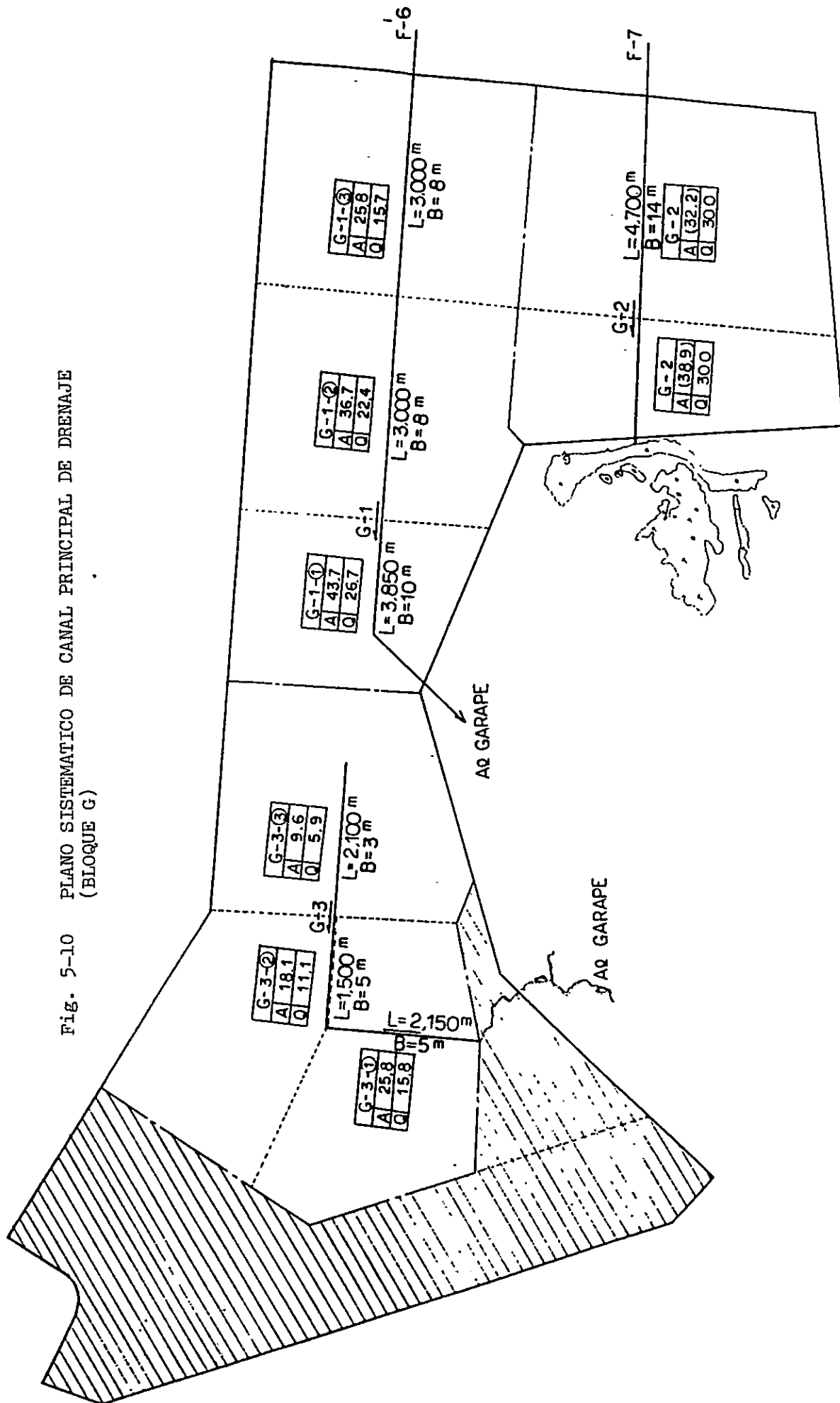


Fig. 5-12 PLANO DE CALCULO HIDRAULICO DE CANAL PRINCIPAL DE DRENAJE (FORMA MANING)

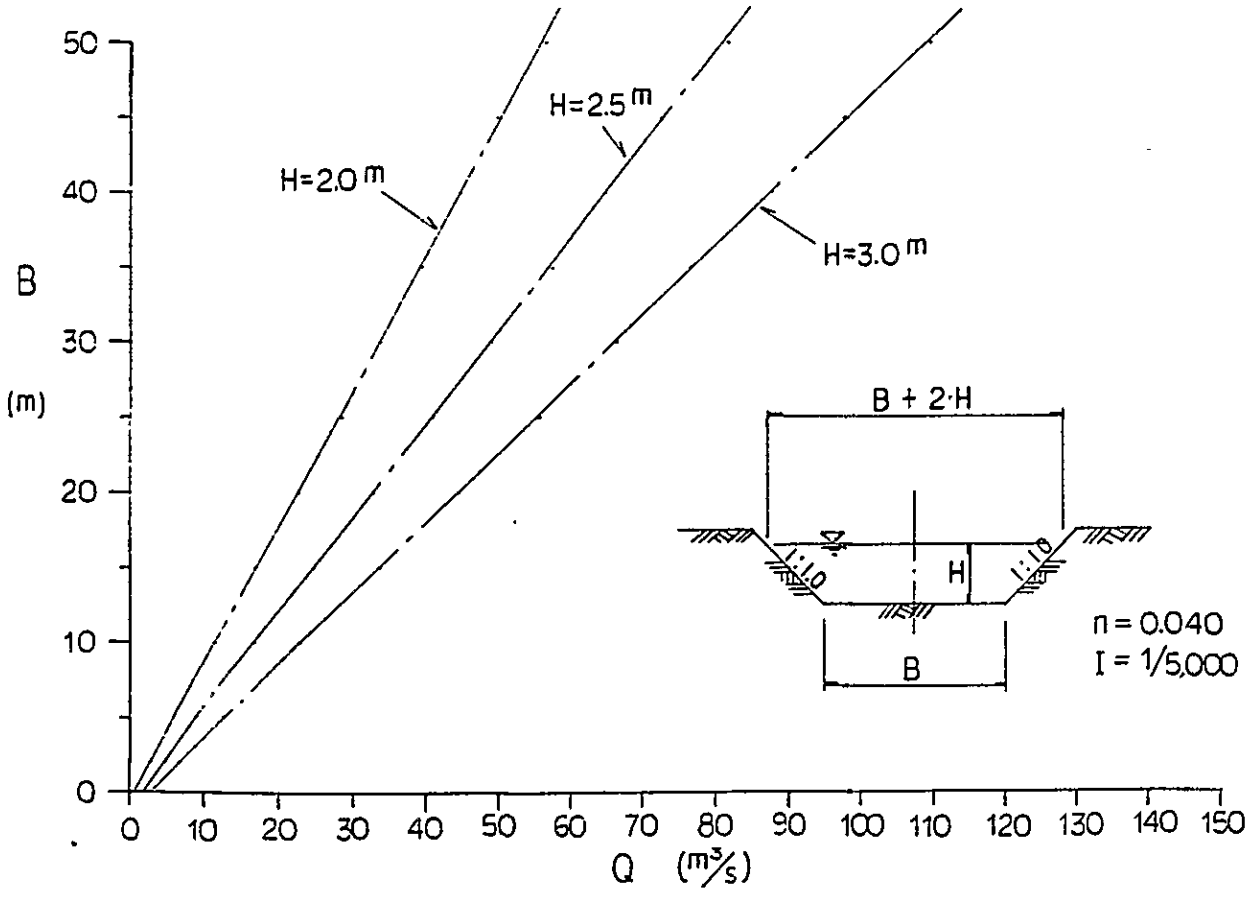
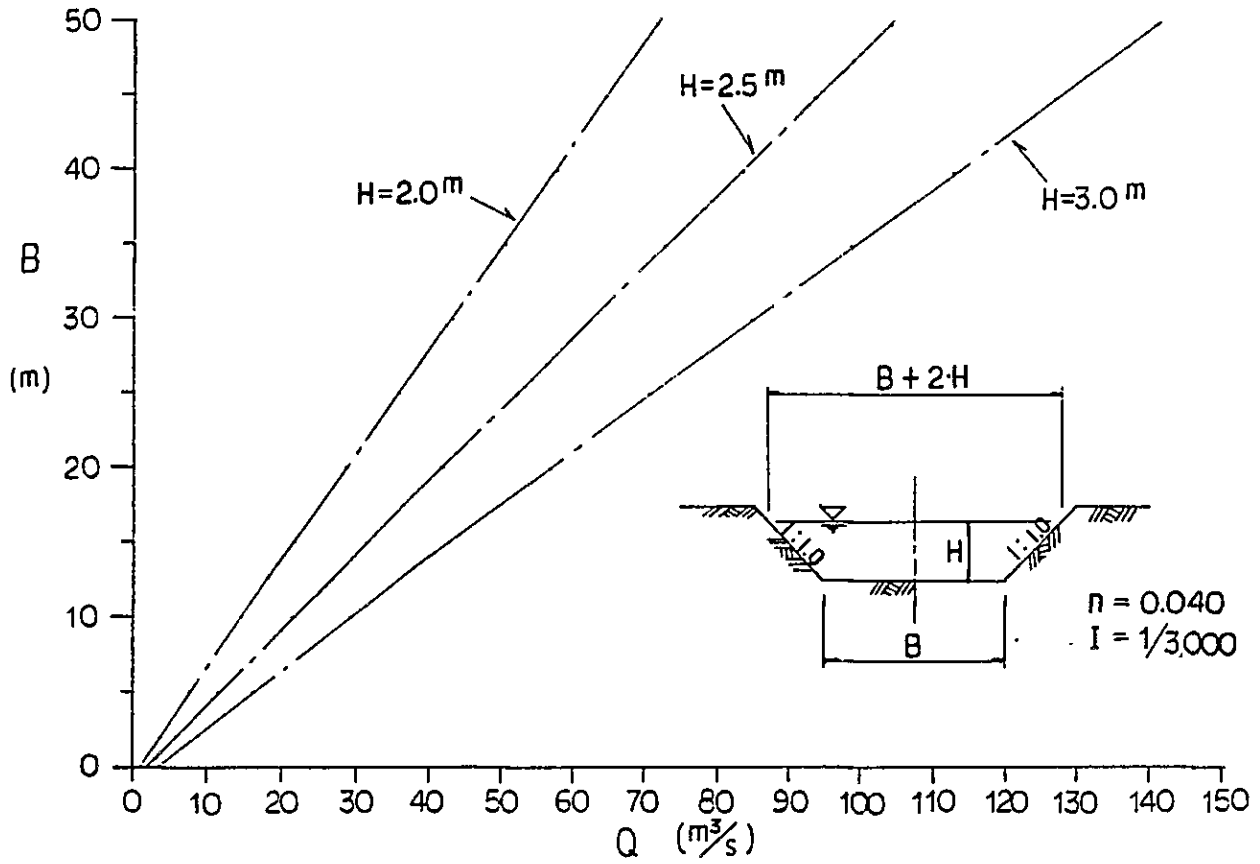


TABLA 5-5 RESULTADO DE CALCULO HIDRAULICO DEL CANAL PRINC DE DRENAJE (1/2)

BLOQUE DE HABILITACION	NOMBRE DE LINEA	LONGITUD (m)	SUPERFICIE DE CUENCA (km ²)	CANTIDAD DE DRENAJE (m ³ /s)	PENDIENTE	PROFUNDIDAD (m)	ANCHURA DE LECHO DEL CANAL (m)	VELOCIDAD (m/s)	CAPACIDAD (m ³ /s)
A	1-1	2,250	25.5	15.6	1/5,000	2.5	10	0.53	16.6
	1-2	2,500	19.8	12.1	1/5,000	2.5	8	0.51	13.5
	1-3	3,000	11.0	6.7	1/5,000	2.0	6	0.44	7.0
	SUB TOTAL	7,750							
C	1	2,250	15.5	9.5	1/3,000	2.5	4	0.59	9.6
	2	1,250	17.9	10.9	1/3,000	2.5	5	0.61	11.5
	3	1,250	9.6	5.8	1/5,000	2.0	5	0.42	5.9
	SUB TOTAL	4,750							
D	1-1 *	4,900	98.6	120.0	1/3,000	3.0	43	0.88	121.4
	1-2 *	1,850	35.5	80.0	1/5,000	3.0	37	0.68	81.1
	2	1,850	38.4	40.0	1/5,000	3.0	18	0.63	40.0
	SUB TOTAL	8,600							
E	1-1	3,850	45.8	28.0	1/5,000	3.0	13	0.60	29.0
	1-2	4,100	31.4	19.2	1/5,000	2.5	12	0.54	19.7
	1-3	3,000	15.6	9.5	1/5,000	2.0	9	0.46	10.2
	2-1	8,400	68.5	41.8	1/5,000	3.0	19	0.63	41.9
	2-2	4,000	34.4	21.0	1/5,000	2.5	13	0.55	21.3
	2-3	3,000	17.1	10.5	1/5,000	2.0	10	0.47	11.3
	SUB TOTAL	26,350							
F	1-1	1,000	8.5	5.2	1/5,000	2.0	5	0.42	5.9
	1-2	2,000	7.6	4.6	1/5,000	2.0	4	0.41	4.9
	2 *	7,250	16.4	40.0	1/5,000	3.0	18	0.63	40.0
	3 *	5,800	16.2	40.0	1/5,000	3.0	18	0.63	40.0
	4 *	4,800	10.5	40.0	1/5,000	3.0	18	0.63	40.0
	5-1 *	2,050	32.5	80.0	1/5,000	3.0	37	0.68	81.1
	5-2 *	2,250	12.5	40.0	1/5,000	3.0	18	0.63	40.0
	6	2,750	14.8	9.1	1/5,000	2.5	6	0.49	10.4
	7 *	7,650	19.7	30.0	1/5,000	3.0	14	0.61	31.2
	8-1	1,650	9.2	5.6	1/5,000	2.5	3	0.44	6.0
8-2	1,650	3.5	2.1	1/5,000	2.0	2	0.36	2.9	

TABLA 5-5 RESULTADO DE CALCULO HIDRAULICO DEL CANAL PRINC DE DRENAJE (2/2)

BLOQUE DE HABILITACIÓN	NOMBRE DE LINEA	LONGITUD (m)	SUPERFICIE DE CUENCA (km ²)	CANTIDAD DE DRENAJE (m ³ /s)	PENDIENTE	PROFUNDIDAD (m)	ANCHURA DEL CANAL (m)	VELOCIDAD (m/s)	CAPACIDAD (m ³ /s)
F	9-1	1,650	4.9	3.0	1/5,000	2.5	1	0.37	3.3
	9-2	1,650	2.4	1.5	1/5,000	2.0	1	0.33	2.0
	SUB TOTAL	42,150							
G	1-1	3,850	43.7	26.7	1/3,000	3.0	10	0.75	29.3
	1-2	3,000	36.7	22.4	1/3,000	3.0	8	0.72	23.9
	1-3	3,000	25.8	15.7	1/3,000	2.5	8	0.66	17.3
	2 *	4,700	38.9	30.0	1/5,000	3.0	14	0.61	31.2
	3-1	2,150	25.8	15.8	1/3,000	3.0	5	0.67	16.1
	3-2	1,500	18.1	11.1	1/5,000	3.0	5	0.52	12.5
	3-3	2,100	9.6	5.9	1/5,000	2.5	3	0.44	6.0
	SUB TOTAL	20,300							
H	1-1	3,550	15.5	9.5	1/5,000	2.5	6	0.49	10.4
	1-2	2,750	11.9	7.3	1/5,000	2.5	4	0.46	7.4
	2-1	4,000	31.6	19.3	1/5,000	3.0	9	0.57	20.6
	2-2	4,700	10.0	6.1	1/5,000	2.5	4	0.46	7.4
	3-1	4,300	79.4	48.5	1/3,000	3.0	17	0.81	48.5
	3-2	3,350	47.4	29.0	1/5,000	3.0	13	0.60	29.0
	3-3	3,000	31.1	19.0	1/5,000	2.5	12	0.54	19.7
	3-4	2,000	15.6	9.6	1/5,000	2.0	9	0.46	10.2
	4-1	5,000	24.6	15.0	1/5,000	2.5	10	0.53	16.6
	4-2	2,400	20.9	12.8	1/5,000	2.5	8	0.51	13.5
	4-3	3,450	18.0	11.0	1/5,000	2.5	7	0.50	11.9
	4-4	3,050	11.6	7.1	1/5,000	2.0	7	0.45	8.1
	4-5	2,500	6.1	3.7	1/5,000	2.0	3	0.39	3.9
	SUB TOTAL	44,050							
	TOTAL	153,950 m							
CONTENIDO									
C. DRENAJE DENT. ZONA 118,850 m									
* C. CONTRA INUND. 43,100 m									

Fig. 5-13 PLANO DE SECCIÓN NORMAL DE CANAL PRINCIPAL DE DRENAJE.

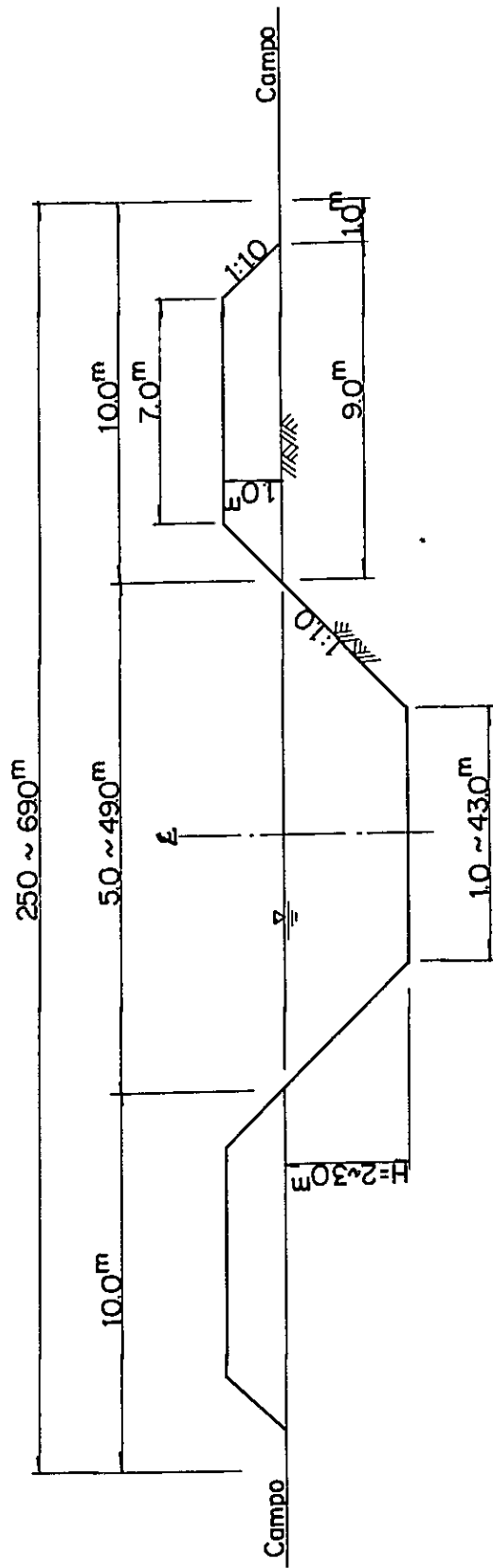
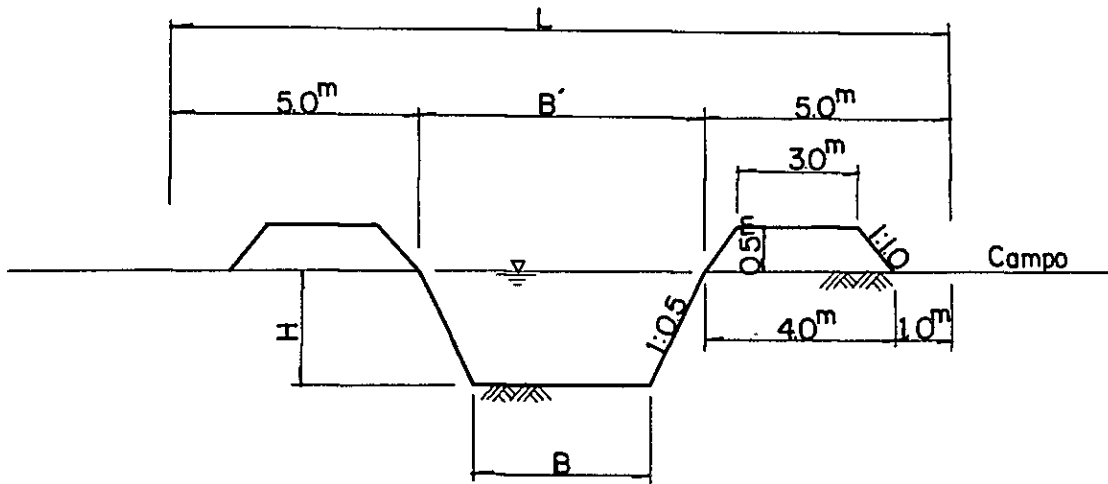


Fig.5-14 PLANO DE SECCIÓN NORMAL DEL CANAL SECUND. DE DRENAJE



FORMA DE SECCIÓN Y CAPACIDAD DE DRENAJE EN EL ZONA DE MODELO (BLOQUE.E)

SIGNO	PARTEA.ARRIBA	PALTEA.BAJA
B	3.0 m	3.0 m
H	1.0 m	1.5 m
B'	4.0 m	4.5 m
L	14.0 m	14.5 m
CANT.DRENAJE	0.91 m ³ /sec	1.81 m ³ /sec
VELOCIDAD	0.27 m/sec	0.33 m/sec
CAPACIDAD DEFLUJO	0.95 m ³ /sec	1.84 m ³ /sec

LA CAPACIDAD DE FLUJO POR SIG.FORMA

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times l^{1/2} \quad \text{m/sec}$$

$$Q = V \times A \quad \text{m}^3/\text{sec}$$

$$n = 0.040$$

$$l = 1/5,000$$

5-3 COMPUERTA DE RECOGIMIENTO DE AGUA PARA IRRIGACION

La compuerta para recogimiento de agua será de sección tal que pueda contener la cantidad de corriente máxima del Plan $Q = 2.15 \text{ m}^3/\text{s}$.

El canal de riego de al costa del dique es un canal excavado en el momento de construcción del mismo. Su profundidad es de 2.20 m y posee un área de sección suficiente para su función.

Cuando corre $2.15 \text{ m}^3/\text{s}$ de agua por el canal, la profundidad de la misma será de 1.60 m el punto de recogimiento de agua; el nivel del agua será GL -0.60 m.

Por otro lado, el nivel del agua de fuera del dique, en el lado Estero, si se considera GL ± 0 m, la diferencia de nivel dentro y fuera del dique será de 0.60 m.

Utilizando ésto se hará el estudio de la sección de la compuerta.

Suponiendo la sección de la compuerta de 1.0 m x 1.0 m x 1 caja, $Q = 2.15 \text{ m}^3/\text{s}$, la obtención de pérdida de carga total será como sigue:

$$\text{Area de sección del cauce } A = 1.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 1 = 1.0 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado } P = 1.0 \text{ m} \times 4 = 4.0 \text{ m}$$

$$\text{Radio Hidráulico } R = A/P = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad } V = Q/A = 2.15 \text{ m/s}$$

Pérdida de aportación

$$H_i = f_i (V^2/2g) = 0.5 \times (2.15^2/2 \times 9.8) \\ = 0.12 \text{ m}$$

$$f_i = \text{coeficiente de pérdida de aportación} \\ = 0.5$$

Pérdida en boca de descarga

$$h_o = f_o (V^2/2g) = 1.0 \times (2.15^2/2 \times 9.8) = 0.24 \text{ m} \\ f_o = \text{coef. de pérdida } (1.0)$$

$$\text{Pérdida por fricción } h_f = f' \cdot L/R \cdot V^2/2g = 0.007 \times 23.35/0.25 \times \\ 2.15^2/2 \times 9.8 = 0.15$$

$$f' = 2gn^2/R^{1/3} = (2 \times 9.8 \times 0.015^2)/0.25^{1/3} \\ = 0.007$$

De donde:

$$\begin{aligned} \text{Pérdida de carga total } \Sigma h &= h_1 + h_0 + h_f \\ &= 0.12 + 0.24 + 0.15 \\ &= 0.51 \text{ m} \end{aligned}$$

La diferencia de nivel es 0.60 m la sección es
1.0 m x 1.0 m x 1

TABLA 5 - 6 DATOS HIDROLOGIA DEL PERIODO DE IRRIGACION
(Agosto - Noviembre)

Año	Cant. de sequia	Cant. Precp.	Cant. total de	Observatorio: San Lorenzo
	(Dia)	Necesaria(mm)	Precipitación(mm)	Observación
1957	20	241.7	325.0	
1958	16	441.7	606.2	
1959	16	381.8	520.2	
1960	13	580.0	750.4	
1961	20	620.5	798.2	
1962	27	216.3	299.4	
1963	26	216.3	277.0	
1964	20	298.2	389.0	
1965	17	422.8	554.0	
1966	26	277.7	376.4	
1967	42	184.3	254.8	
1968	24	381.6	505.4	
1969	44	512.1	651.1	
1970	16	328.5	429.1	
1971	21	231.5	302.0	
1972	23	398.3	534.4	
1973	24	353.3	475.7	
1974	20	459.8	459.8	
1975	17	419.2	537.3	
1976	25	264.7	359.9	
1977	41	217.0	298.8	
1978	27	419.3	544.9	
1979	19	553.0	707.8	
1980	23	457.2	583.8	
Promedio	Dia 24	mm 369.8	mm 486.5	

TABLA 5 - 7 CULCULO DE AÑO NORMAL DEL PLAN

CANT. SECUA CONTINUO 29 dias
 CANT. PRECIP. NECESARIA 260 mm
 CANT. TOTAL DE PRECIPITACIÓN
 EPOCA DE IRRIGACIÓN 349 mm

Año	Cant. seguia continuo		Cant. precip. necesaria		Cant. total de precip. Epoca de irrigación	Desición
	Dia	Prob.	Cant. precip.	Prob.		
1962	27	1/4	216.3	1/11	299.4	1/10
1966	26	1/4	277.7	1/4	376.4	1/4
1973	24	1/3	353.3	1/2	475.7	1/2
1976	25	1/3	264.7	1/5	359.9	1/5
1977	41	1/26	217.0	1/11	298.8	1/10

Año normal

TABLA 5 - 8 CALCULO DE CANTIDAD DE AGUA CONSUMIDA POR LA LEY BLANEY-CRIDDLE

NOMBRE DE CULTIVO: ARROZ

Observatorio: San Lorenzo

Mes	Temp. medio <u>mensual</u>		P	P · t'	K	e	Cant.cons.	
	t ^o (C)	t'(F)					diario	Observa.
E	27.1	80.8	0.095	7.68	-			
F	26.6	79.9	0.082	6.55	-			
M	25.4	77.7	0.086	6.68	-			
A	24.0	75.2	0.078	5.87	-			
M	19.2	66.6	0.077	5.13	-			
J	17.9	64.2	0.072	4.62	-			
J	18.0	64.4	0.075	4.83	-			
A	17.4	63.3	0.079	5.01	110	140.0	4.5	
S	20.9	69.6	0.081	5.64	110	157.6	5.3	
O	22.4	72.3	0.089	6.43	105	171.5	5.5	
N	24.1	75.4	0.090	6.79	95	163.8	5.3	
D	26.1	79.0	0.096	7.58	-			

$$t'(F) = \frac{9}{5} \times t^o(C) + 32$$

P: Porcentaje del insolación anual contra insolación mensual %

K: Coeficiente de cultivo Latitud sur 25°40'

e = 0.254 × K × P × t' (Cant. cons. mensual : mm/mes)

TABLA 5 - 9 RESULTADO DEL INVESTIGACIÓN DE LÁMINA DE RIEGO EN EL CAMPO DE EXPERIMENTACIÓN

Fecha	Hora	Campo de 30 cm de arado		Campo de 10 cm de arado		Observación
		Leida de N ^o 1	Leida de N ^o 2	Leida de N ^o 1	Leida de N ^o 2	
		Prof. (10.0)cm	Prof. (11.4)cm	Prof. (12.4)cm	Prof. (9.5)cm	
'81	AM					
Set. 4,	11:00	9.0	11.0	12.0	9.0	5
Set. 5,	9:00	8.4	10.5	11.5	8.5	5
Set. 6,	9:30	7.8	10.4	11.0	8.2	3*
Set. 7,	9:00	6.9	9.8	10.8	7.5	7
Set. 8,	8:30	5.8	9.0	9.2	6.7	8
Set. 9,	10:30	4.5	8.0	8.7	5.5	12*
		(8.8)		(6.5)		
	PM					
Set. 10,	2:30	7.0	7.5	7.8	5.5	15*
				(7.0)		
	AM					
Set. 11,	9:30	6.4	7.0	7.2	6.5	5
Promedio lámina de riego		8.7	5.5*	5.7		6.0
Promedio del campo			8.7 mm/día		5.9 mm/día	Promedio 7.3 mm/día

* Sello y valor de medición de No. 2 está en la tabla por ser valor extremado.

TABLA 5-10 CALCULO DE BALANCE HIDROLOGICO (AREA DE CULTIVO 2,000 has)

MES	LAM. RIEGO mm/día	CANT. NECES. m ³ /S	PREC. NECES. m ³ /S	VOLUMEN NETO DE AGUA DE RIEGO		DEMANDA TOTAL DE AGUA m ³ /S	GASTO FLUVIAL m ³ /S	PROPORCIÓN DE UTILIZACION L OIZQUIERDA %	OBSERVACIÓN AREA DE RIEGO
				RIEGO m ³ /S	DE AGUA DE RIEGO m ³ /S				
AGO	8.8	0.51	0.06	0.45	0.56	3.63	15	500 has	
SEP	9.6	1.67	0.36	1.31	1.64	2.75	60	1,500	
OCT	9.8	2.26	0.80	1.46	1.83	15.84	12	2,000	
NOV	9.6	2.22	0.50	1.72	2.15	38.74	6	2,000	
PROMEDIO	9.5	1.67	0.43	1.24	1.55	15.24	10		

* DEMANDA TOTAL DE AGUA = VOLUMEN NETO DE AGUA DE RIEGO x 1/0.80
(PERDIDA POR CANAL 20%)

Fig. 5-15 PLANO DE UBICACIÓN DE EQUIPO DE RECOGIMIENTO DE AGUA

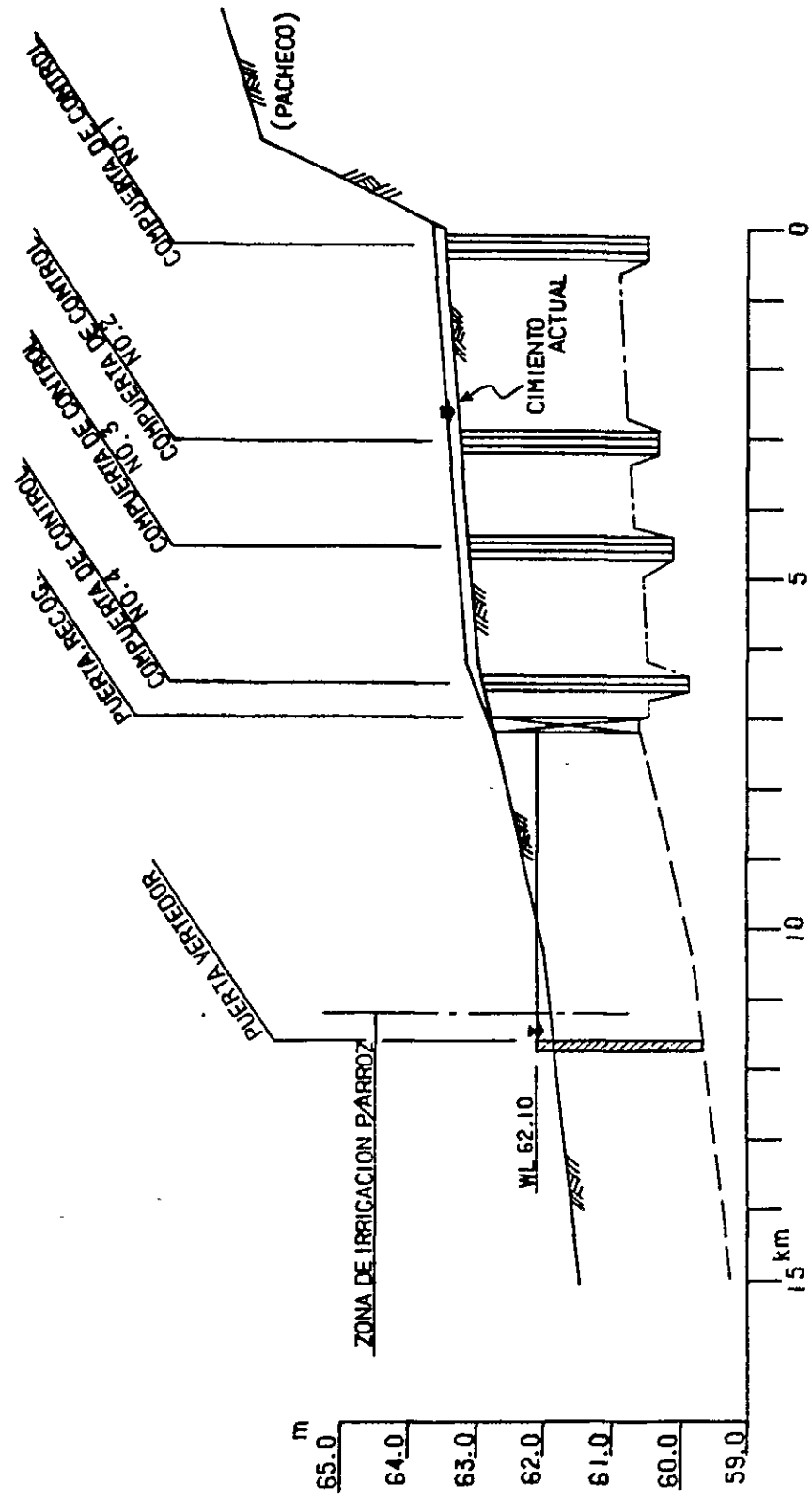
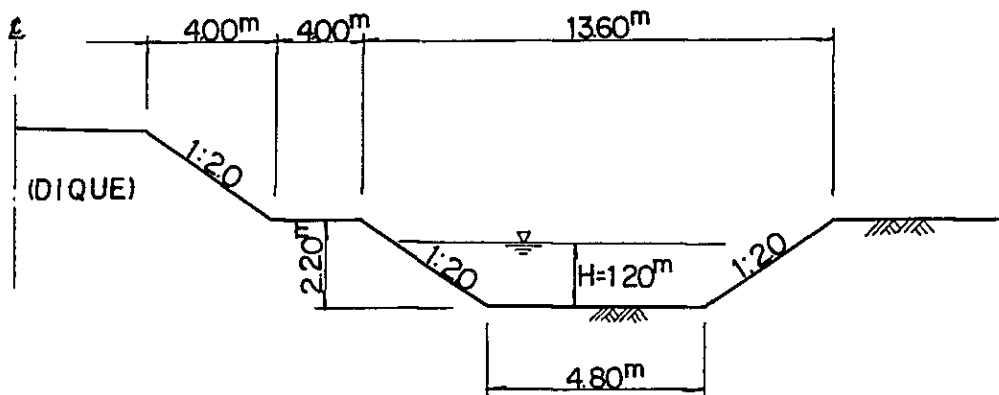


Fig.5-16 CALCULO HIDRAULICO DE SECCIÓN DE REQUERIMIENTO AGUA DEL CANAL PRINCIPAL DE DRENAJE F-Nº-9



o CALCULO HIDRAULICO

$$Q = 2.15 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$A = 8.64 \text{ m}^2$$

$$P = 10.17 \text{ m}$$

$$l = 1/7000$$

$$R = A/P = 0.85 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = 0.90 \text{ m}$$

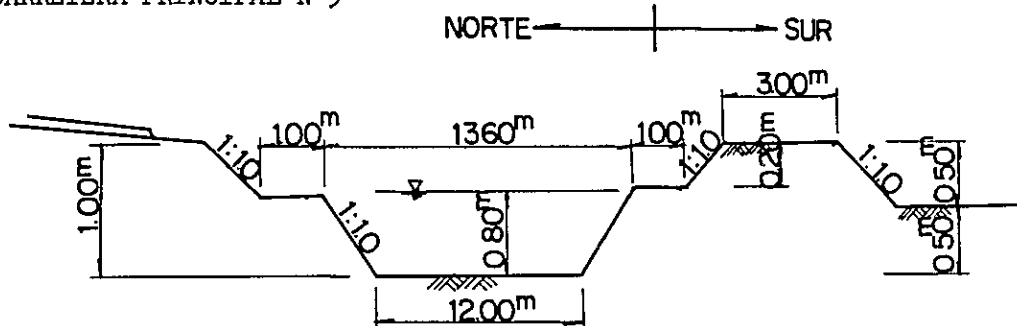
$$n = 0.040$$

$$\text{VELOCIDAD } V_m = 1/n \cdot I^{1/2} \cdot R^{2/3} = 0.299 \times 0.90 = 0.27 \text{ m/sec}$$

$$\text{GASTO } Q = A \cdot V_m = 8.64 \times 0.27 = 2.33 \text{ m}^3/\text{sec}$$

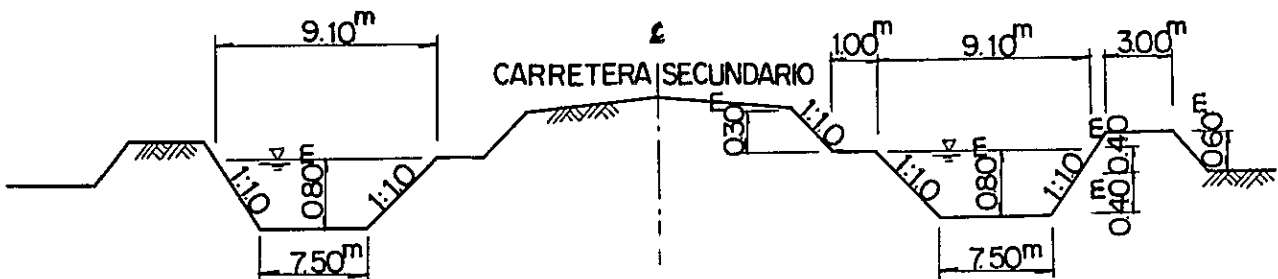
Fig.5-17 PLANO DE SECCIÓN NORMAL DEL CANAL PRINCIPAL DE REQUERIMIENTO TIPO I

CARRETERA PRINCIPAL Nº5



$$\begin{aligned}
 L &= 1.5 \text{ km} \\
 A &= 10.24 \text{ m}^2 \\
 P &= 12.26 \text{ m} \\
 R &= A/P = 0.84 \text{ m} \quad R^{2/3} = 0.89 \text{ m} \\
 1/n \cdot l^{1/2} &= 0.299 \quad (n=0.040 \quad l=1/7,000) \\
 V &= 1/n \cdot l^{1/2} \cdot R^{2/3} = 0.299 \times 0.89 = 0.27 \text{ m/sec} \\
 Q &= A \cdot V = 10.24 \times 0.27 = 2.76 \text{ m}^3/\text{sec} > \text{CANTO REQ. PLANEADA.} \\
 &\quad 2.15 \text{ m}^3/\text{sec}
 \end{aligned}$$

Fig.5-18 PLANO DE SECCIÓN NORMAL DEL CANAL PRINCIPAL DE REQUERIMIENTO TIPO II



$$\begin{aligned}
 L &= 10.8 \text{ km} \times 2 = 21.6 \text{ km} \\
 A &= 6.64 \text{ m}^2 \\
 P &= 9.76 \text{ m} \\
 R &= A/P = 0.68 \text{ m} \quad R^{2/3} = 0.77 \text{ m} \\
 1/n \cdot l^{1/2} &= 0.25 \quad (n=0.040 \quad l=1/10,000) \\
 V &= 1/n \cdot l^{1/2} \cdot R^{2/3} = 0.25 \times 0.77 = 0.19 \text{ m/sec} \\
 Q &= A \cdot V = 6.64 \times 0.19 = 1.26 \text{ m}^3/\text{sec} > \text{CANTO REQ. PLANEADA.} 1.08 \text{ m}^3/\text{sec}
 \end{aligned}$$

5-4 PLAN DE MANTENIMIENTO DE COMUNIDAD URBANA

5-4-1 FORMACION DE COLONIAS

La zona del proyecto tiene pocas variaciones con las colonias tradicionales del Paraguay, por estar situado en un lugar bajo y llano. Como una de las alternativas para la colonización será la formación de comunidad urbanas en las lugares altas.

Al comienzo de la habilitación, los colonos deberán realizar conjuntamente habilitación de tierras y cultivo de productos agrícolas como también la construcción de viviendas en uno de los extremos de l lote para posibilitar la cría de animales domésticos.

Por lo tanto, en éste proyecto será utilizado y serán mantenidas lás instituciones relacionadas en forma de viviendas dispersas. Una vez estabilizada la administración de la colonia formada, éstas serán trasladadas hacia las comunidad urbanas. (Los colonos tendrán una solar dentro del manzana).

Por lo expuesto, en el plan de urbanización se han planteado Plan de Instituciones Públicas y de Calles dentro del Comunidad Urbana.

5-4-2 POBLACION Y SITUACION DE COMUNIDAD URBANA

Por ser llano y bajo el area en proyecto, la ubicacion del comunidad urbana se encontrará bajo condiciones limitativas.

Se ha planeado situarla en la zona alta, considerando el transporte de materiales y productos agricolas, a lo largo de la carretera principal.

Se reservara un lugar en el centro para la instalación de centros comunitarios, e instituciones públicas.

Dada la amplitud de superficie del área en proyecto serán necesarios más de un solar, considerando las funciones que cumplan las administraciones agricolas y los medios de transporte.

De tal forma se han planteado 3 zonas para la habilitación de las comunidades.

El centro de la comunidad está localizada casi en el centro del área de habilitación, de tal forma a comunicarse directamente con las carreteras y los demas solares, en el punto (X-41; Y-35), a lo largo de la carretera principal.

Las otras comunidades también fueron planeados a lo largo de la carretera principal:

A 2 Km de Pto. Guyrati, dirección este, Comunidad Urbana A,

Punto del arroyo Paray, Comunidad Urbana B,

En Estanzuela, Comunidad Urbana C.

Las comunidades urbanas A y B serán para los colonos del lado oeste del área en Proyecto y estará comunicada directamente con la carretera pavimentada que comunica con Asunción.

La comunidad urbana C será necesario para los colonos del lado sur del área de habilitación.

Los siguientes son ^{1/} área y población de colonos de cada comunidad urbana.

Nombre C.Urbana	Nº de	Población	Area de	Situación (Coord.s/plano)
	familias	Habit.	C. Urbana Total	
	Fam.	Pers.	Pers.	
Centro	800	4,800	5,500	X-41;Y-35
A	400	2,400	2,700	X-41;Y-69
B	400	2,400	2,700	X-27;Y-47
C	400	2,400	2,700	X-39;Y-39
TOTAL	2,000	12,000	13,600	

Nota: ^{1/} Cálculo incluido 15% al población de los colonos como población relacionado al funcionarios de instalaciones públicas y otros.

5-4-3 MANTENIMIENTO DE LA COMUNIDAD URBANA

La utilización de terrenos dentro de los poblados se planeará de acuerdo a la Ley de Reforma Agraria, según Capítulos 11 y 14.

El terreno para solares serán loteados en 100 m x 100 m, como se indica en la Fig. 5-19. Estarán separados por las calles horizontal y vertical de 25 m de ancho.

Los terrenos serán distribuidos a los colonos para la construcción de viviendas en una dimensión de 50 m x 50 m (1/4 de cada división).

Las instituciones públicas como administración de la colonia, campos de experimentación, puestos sanitarios serán habilitadas uno en cada poblado, y 2 escuelas.

Además se reservarán lotes para la construcción del Juzgado de Paz, Alcaldía Policial, Oficina de Telecomunicaciones, Agencia de Impuestos Internos, Plaza Pública y terreno para el I.B.R.

Este último (IBR) será utilizado para las instituciones que normalmente acompañan al desarrollo de una zona, tales como Bancos, Correos, Oficinas de Extensión, Cooperativas, Salones de Reunión, Depósitos para el almacenamiento de productos, Talleres de reparación y ampliación de escuelas.

En las comunidades urbanas A - C serán construídos como instituciones públicas, escuela y puesto de salud en número de uno cada uno en cada poblado. Además se reservarán terrenos para plaza pública y terrenos para el I.B.R.

TERRENO RESERVADO PARA CENTRO URBANO

<u>Division</u>	<u>Superficie</u> (has)	<u>Contenido</u>
Terreno P/Vivienda de Colono	200	800 fam. x 2,500 m ² /fam.
Oficina de Administración	8	3 has oficina y 5 has campo experimento
Escuela 2	4	2 has por/escuela (1 ha/canch. 1 ha terreno)
Centro de Salud	1	300 m ² para 1 manzana (8 cama)
Otros terreno res. Publico	1	IMP, INT. Alcaldía Antelco, juzg. paz
Plaza	2	2 manzana
Terreno reserv. P/I.B.R. ^{1/}	34	
Calle Com. Urbana	90	250 x 0.35 ≐ 90 has
<u>Total</u>	<u>340</u>	

TERRENO RESERVADO DEL COM. URBANA
A-C (Por /1 C. Urbana)

<u>Division</u>	<u>Superficie</u> (has)	<u>Contenido</u>
Terreno P/Vivienda de Colono	100	400 fam. x 2,500 m ² /fam.
Escuela 1	2	1 ha cancha y 1 ha de terreno
Puesto de Salud	0.25	35 m ² 1 solar
Plaza	2	2 manzana
Terreno Reserv. P/I.B.R. ^{1/}	15.75	
Calle Com. Urbana	45	120 x 0.35 ≐ 45 has
<u>Total</u>	<u>165</u>	

1/ Reservado 15% de terreno para vivienda de colonos.

5-4-4 DIMENSION DE LAS INSTITUCIONES PUBLICAS

(1) OFICINA ADMINISTRATIVA

El edificio constará además de la oficina administrativa en sí, viviendas para los empleados, depósitos, y canchas de deportes.

El local administrativo constará de 600 m², donde las siguientes organismos ejecutores tendrán sus oficinas reservadas: MAG; IBR; BNF.

Además el complejo tendrá las siguientes dependencias: salón de reuniones, cocina, cuarto de baño y en uno de sus lados se situará el campo experimental de 5.0 has.

(2) ESCUELA

Esta impartirá la enseñanza primaria obligatoria, con un albergue para 300 estudiantes (150 alumnos x 2 turnos).

La dimensión del edificio será de 200 m² y constará de 3 aulas, un cuarto para empleados, comedor y cuartos de servicios. Además reservará un solar para cancha de deportes.

Suponiendo un número de 300 estudiantes por cada escuela son necesarias 10 escuelas en total.

En la primera etapa de la colonización, las escuelas estarán dispersas 2 en el centro, y una por cada solar. Las restantes 5 escuelas están en un radio aprox. de 5 km. alrededor de los poblados.

(3) INSTITUCIONES SANITARIAS

Se construirá un Centro de Salud en el centro de la comunidad. El edificio tendrá 300 m², tendrá un mínimo de 8 camas y el cuerpo profesional estará compuesto por un médico, dos enfermeras, un ayudante.

En las comunidades urbanas A - C se instalarán Puesto de Salud en la cual permanecerá una enfermera. El edificio será de 85 m².

Según lo planeado, se construirá la oficina de administración en el año de la habilitación, y los demás será de acuerdo a la colonización y avance de las obras.

5-4-5 PLAN DEL AGUA DE VIDA

(1) FUENTE Y CALIDAD DEL AGUA

El suelo del área en proyecto está formado por capas acuíferas (arenosas) relativamente no profundas, por la cual en ésta zona existe abundante agua subterránea.

Los resultados de investigaciones locales sobre calidad del agua, coeficiente de permeabilidad de las capas, localización de las mismas, son como se detalla a continuación.

Las aguas en el punto de la Comunidad Urbana A contienen abundante hierro, aparte, de ello puede ser utilizada como agua potable.

LOCALIZACION

(por eje de coordenadas)

DESCRIPCION	P(x-41;y-69)	P(x-40;y-53.5)	P(x-40;y-41.5)
Profundidad de la capa (GL:m)	9 - 15	4 - 8	9 - 15
Coeficiente de permeabilidad(cm/s)	1.45×10^{-2}	4.33×10^{-3}	1.35×10^{-2}
P _H	7.2	7.2	6.9
Conductividad eléctrica ($\mu\Omega/cm$)	650	540	450
Hierro en fusión (p p m)	0.3	<0.1	2.5
Hierro total (ppm)	0.3	<0.1	5.0
Ion salino (ppm)	<10	<10	<10

P(x-41;y-69) . Comunidad Urbana B, C

P(x-40;y-53.5)= Centro comunal

P(x-40;y-41.5)= Comunidad Urbana A

(2) PLAN DE FUENTE DE AGUA DE LA 1ª ETAPA DE HABILITACION

En la primera etapa de habilitación, cada colono preparará su vivienda en el lote que le fue distribuido. Cada uno obtendrá su agua potable del pozo artesiano.

Las siguientes son la dimensión del pozo artesiano que instalarán los colonos.

Diámetro del pozo 1.0 m
Profundidad 10.0 m

$$Q = \frac{2 \pi kD(S_1 - S_2)}{1.36 R/r}$$

$$k = 1.0 \times 10^{-2} \text{ cm/s} = 6 \times 10^{-3} \text{ m/min}$$

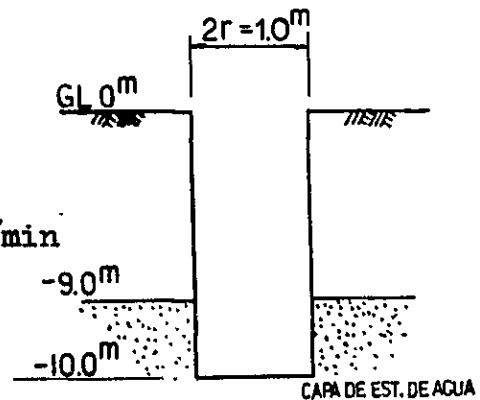
$$D = 1.0 \text{ m} \quad S_1 - S_2 = 0.5 \text{ m}$$

$$R = 20 \text{ m} \quad r = 0.5 \text{ m}$$

$$Q = \frac{2 \times \pi \times 6.0 \times 10^{-3} \times 0.5}{1.36 \times 20.0/0.5}$$

$$= 0.005 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$= 7 \text{ m}^3/\text{día}$$



Las siguientes son las dimensiones del pozo para instituciones públicas como la oficina de administración, puesto de salud y escuela.

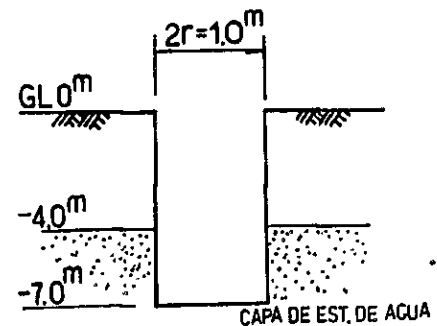
Diámetro del pozo = 1.0 m
Profundidad = 7.0 m

$$Q = \frac{2 \pi kD(S_1 - S_2)}{1.36 R/r}$$

$$k = 4.0 \times 10^{-3} \text{ cm/s} = 24 \times 10^{-3} \text{ m/min}$$

$$D = 3.0 \text{ m} \quad S_1 - S_2 = 0.5 \text{ m}$$

$$R = 20 \text{ m} \quad r = 0.5 \text{ m}$$



Por el resultado del estudio de agua subterránea para los colonos del bloque C, será mejor eliminar hierro del agua subterránea instalando un sencillo sistema de eliminación de hierro cercano al pozo. El plan de estructura del pozo está indicado en la Fig.5-20.

(3) ASPECTO DEL PLAN FUTURO DE FUENTE DE AGUA DENTRO DE LA
COMUNIDAD URBANA

1) POBLACION

Se puede imaginar que en el futuro los colonos construirán viviendas dentro de la comunidad urbana que las serán distribuidos.

El número de familias estimada por cada comunidad urbana es como sigue;

Centro de comunidad (1) Nº de familias: 800
Comunidad urbana A - C (3) Nº de familias: 400

El número de personas requerida en instituciones públicas más el promedio del número de familias (que será de 6 personas) y otros son las siguientes;

° CENTRO COMUNAL

Población de colonos 800 fam. x 6 pers. = 4,800 pers.

Número de personas de Inst. Públicas y otros

4,800 pers. x 0.15 = 720 pers.

Total = 5,520 pers. = 5,500 p.

Institución Pública: Oficina de administración, Centro de salud, alcaldía, escuela, juzgado de paz y otros.

° COMUNIDAD URBANA A - C (de cada lugar)

Población de colonos: 400 fam. x 6 pers. = 2,400 pers.

Número de personas en Inst. Pública y otros

2,400 pers. x 0.15 = 360 pers.

Total = 2,760 pers. = 2,700 p.

Instituciones públicas: Puesto de salud, escuela.

2) VOLUMEN DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

Se ha considerado 200 litros de abastecimiento diario por persona. Los siguientes son volúmenes de agua necesaria por cada comunidad urbana.

Centro de comunidad: 5,500 pers. x 200 lt/día = 1,100 m³/día = 13 lt/s

Comunidad urbana A-C: 2,700 pers. x 200 lt/día = 540 m³/día = 6 lt/s

VOLUMEN POSIBLE DE ABASTECIMIENTO DE AGUA (Subterránea)

a) PLANTEAMIENTO CONDICIONAL DEL POSIBLE VOLUMEN RECOLECTADO DE AGUA SUBTERRANEA

Se ha considerado la siguiente condición para el cálculo del posible volumen recolectado de agua subterránea:

① FORMA DEL POZO

- Se ha planeado un pozo un poco mas grande del actual que se consideró como ejemplo, este pozo tendrá un diametro de 2.0 m.
- Suponiendo perforación a mano, la profundidad de penetración de capa de estancamiento de agua será 3.0 m.
- Para evitar la entrada de arena no se considerará filtro especial o estructura, sino se prevendrá por la velocidad de entrada del agua subterránea. (manteniendo en forma menor el descenso de agua).

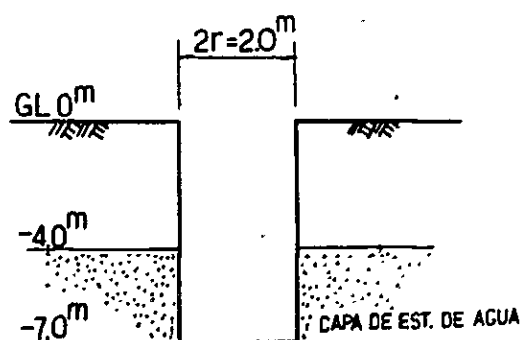
② NUMERO FIJO EN LA CAPA DE ESTANCAMIENTO DE AGUA

En el coeficiente de permeabilidad, utilizaremos el valor promedio del resultado del estudio de estiaje local.

- Para el radio de influencia se utilizará el valor máximo considerado en el resultado del estudio de bombeo $R = 20 \text{ m}$
- Para el volumen de descenso en el nivel de agua en la época de estiaje el resultado fue 0.9 - 1.3 m. Al pasar estos puntos, la cantidad de penetración de arena fue extrema, considerando esto el volumen de descenso en el nivel del agua planeado será $\Delta S = S_1 - S_2 = 0.5 \text{ m}$.

b) VOLUMEN POSIBLE OBTENIBLE EN EL CENTRO COMUNAL

Es como sigue:



$$Q = 2\pi kD(S_1 - S_2) / \ln(R/r)$$

$$k = 4.0 \times 10^{-3} \text{ cm/s} = 24 \times 10^{-3} \text{ m/min}$$

$$D = 3.0 \text{ m} \quad S_1 - S_2 = 0.5 \text{ m}$$

$$R = 20 \text{ m} \quad r = 1.0 \text{ m}$$

$$Q = \frac{2 \times \pi \times 2.4 \times 10^{-3} \times 3.0 \times 5.0}{\ln 20.0/1.0} = 0.0075 \text{ m}^3/\text{min} = 10 \text{ m}^3/\text{día}$$

Para la reserva de 1,100 m³/día en volumen del abastecimiento de agua planeado, se necesitará 110 pozos dentro de la comunidad urbana y sus cercanías.

c) VOLUMEN POSIBLE OBTENIBLE DE LAS COMUNIDADES URBANAS B, C

Es como sigue:

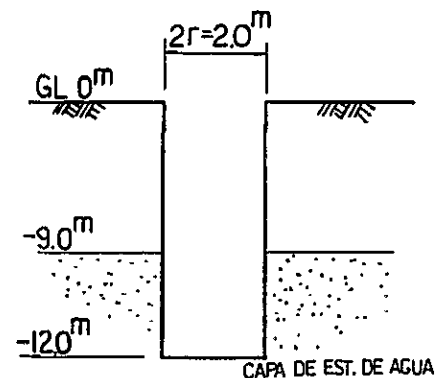
$$Q = \frac{2\pi kD(S_1 - S_2)}{\ln R/r}$$

$$k = 1.0 \times 10^{-2} \text{ cm/s} = 6.0 \times 10^{-3} \text{ m/min}$$

$$D = 3.0 \text{ m} \quad S_1 - S_2 = 0.5 \text{ m}$$

$$R = 20 \text{ m} \quad r = 1.0 \text{ m}$$

$$Q = \frac{2 \times \pi \times 6.0 \times 10^{-3} \times 3.0 \times 0.5}{\ln 20.0/1.0} = 0.018 \text{ m}^3/\text{min} = 25 \text{ m}^3/\text{día}$$



Se necesitarán pozos (22) de abastecimiento de agua para almacenar 540 m³/día en volumen de agua planeado.

En la comunidad urbana A está el Plan de abastecimiento de agua en la siguiente página.

4) PLAN DE ABASTECIMIENTO Y DISTRIBUCION DE AGUA

a) CENTRO COMUNAL

Para el abastecimiento y distribución global de agua por bombeo para toda la población se necesitará administración y ubicación de 110 pozos.

En vez de abastecer y distribuir el agua en forma global sería mejor

- . Elaborar por pozos cada familia de los colonos.
- . El abastecimiento y distribución de agua mediante bomba en forma comunal para varias familias.

En ésta forma será un plan más actualizado. De ese se planeará uno posteriormente.

El tiempo de utilización será principalmente de día, por lo tanto se considerarán 12 horas de bombeo.

El número de familias a las que se destinarán será de 4.

$$10 \text{ m}^3/\text{día} \times 12/24 \times 1/(200\text{lt}/\text{pers.} \times 6\text{pers}/\text{fam}): \\ = 4 \text{ familias.}$$

El abastecimiento de agua se hará en 8 horas mediante presión natural desde la torre de abastecimiento, y su capacidad necesaria será de 2.0 m^3 .

$$200 \text{ lt}/\text{pers.} \times 6\text{pers}/\text{fam.} \times 4 \text{ fam.} \times (12 - 8)/12 = \\ = 1.6 \text{ m}^3 = 2.0 \text{ m}^3.$$

En éste plan se necesitará una bomba de calibre 32 mm y la potencia de motor será de 0.75 Kw (Por cada bomba). (Volumen de bombeo = $10 \text{ m}^3/\text{día} \times 24/12 \times 1/1440 = 0.02 \text{ m}^3/\text{min}$).

b) COMUNIDADES URBANAS B, C

Se ha planeado en la misma forma que la del centro, es decir, la utilización comunal (por varias familias de colonos).

Si se planean 12 horas de bombeo como en el centro, el número de familias que utilizarán un pozo será de 10 familias.

$$25 \text{ m}^3/\text{día} \times 12/24 \times 1/(200\text{lt}/\text{p} \times 6\text{Pers}/\text{fam.}) = 10 \text{ familias}$$

La capacidad necesaria de la torre de abastecimiento de agua es 4.0 m^3 (8 horas de abastecimiento).

$$200 \text{ lt}/\text{pers.} \times 6 \text{ Pers}/\text{fam.} \times 10 \text{ fam.} \times (12-8)/12 = 4.0 \text{ m}^3$$

El calibre de bomba necesaria para este plan es de 32 mm y la potencia del motor es 0.75 Kw (Por cada bomba). (Volumen de bombeo = $25 \text{ m}^3/\text{día} \times 24/12 \times 1/1440 = 0.04 \text{ m}^3/\text{min}$)

c) COMUNIDAD URBANA A

Como se había mencionado anteriormente, en ésta zona hay abundancia de hierro (0.3 ppm). Por lo tanto sería mejor eliminar el hierro para utilizar el agua subterránea.

Por no estar favorecidos en la calidad del agua, en el futuro, existe la posibilidad de obtener abastecimiento de agua del Río Paraguay conjuntamente con la elevación del nivel de vida.

En caso de obtener el abastecimiento de agua del Río Paraguay, el resumen de las principales instalaciones necesarias

para el plan son:

. Detalle

Cantidad planeada obtenible:

15 lt/s (Hora máxima 6 lt/s x 2.5 doble)

Plan de volumen de abastecimiento:

6 lt/s = 500 m³/dia (Población por abastecer: 2,700 p.)

Distancia de conducción:

2,000 m (Río Paraguay - Comunidad Urbana)

Instalaciones principales

Bomba de recolectamiento (2 con 1 reserva)

Caño de conducción 2,000 m

Tanque de sedimentación 1 punto

Tanque de filtración 1 punto

Bomba de presión (1) (para abastecimiento)

Torre de abastecimiento 1 punto

. Instalación de bomba de recolectamiento

Bomba de recolectamiento:

Q= 15 lt/s = 900 lt/min

H = 20 m

Clase de bomba: Bomba voluta 2 Ø80

1 de reserva

Máquina: Motor de 5.5 kw (1)

Motor diesel 8 ps (1) reserva

Base p/ bomba: hecho a ladrillo 10 m²

. Caño de conducción

Ø del caño de cloruro de hidrógeno 2,000 m
(V= 0.85 m/s)

. Tanque de sedimentación (normal, hecho de concreto armado)

Horas de sedimentación= 8 hrs.

Capacidad utilizable necesaria:

V=Q/24 x 8 hrs= 500/24 x 8 hrs= 167 m³

- Tanque de filtración (de velocidad lenta, hecho de concreto armado).

Velocidad de filtración planeada 4.0 m/día

Nº de tanques de filtración: 3/uso normal
1 p/ reserva

Cantidad de filtración por tanque:

$$(500 \text{ m}^3/\text{día})/3 = 167 \text{ m}^3/\text{día}$$

Superficie necesaria por tanque:

$$(167 \text{ m}^3/\text{día})/(4.0 \text{ m}/\text{día}) = 42 \text{ m}^2$$

Espesor del tanque: 50 cm de capa de arena, 50 cm de capa de pedregullo.

Nivel de agua sobre la capa de pedregullo: 1.0m

altura de sobra: 0.3 m

Profundidad de tanque de filtración: 2.5 m(incluido el dique)

Dimensión de tanque de filtración:

7m x 6m x 2.5m x 4 tanques

(L) (W) (H)

- Bomba de abastecimiento de agua

$$Q = 15 \text{ lt/s} = 900 \text{ lt/min}$$

$$H = 15 \text{ m}$$

Clase de bomba: Ø80 bomba voluta (1)

Máquina: Motor de 3.7 kw (1)

Base p/ bomba: Hecho a ladrillo 10 m²

- Torre de abastecimiento de agua (Hecho de concreto armado).

$$V = 1/4 \times Q_p \times t$$

$$t = 20 \text{ minutos}$$

$$Q_p = 900 \text{ lt/min} = 0.9 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$V = 0.9/4 \times 20 = 5.0 \text{ m}^3$$

Fig. 5-19 LOTEAMIENTO NORMAL DE SOLAR URBANO

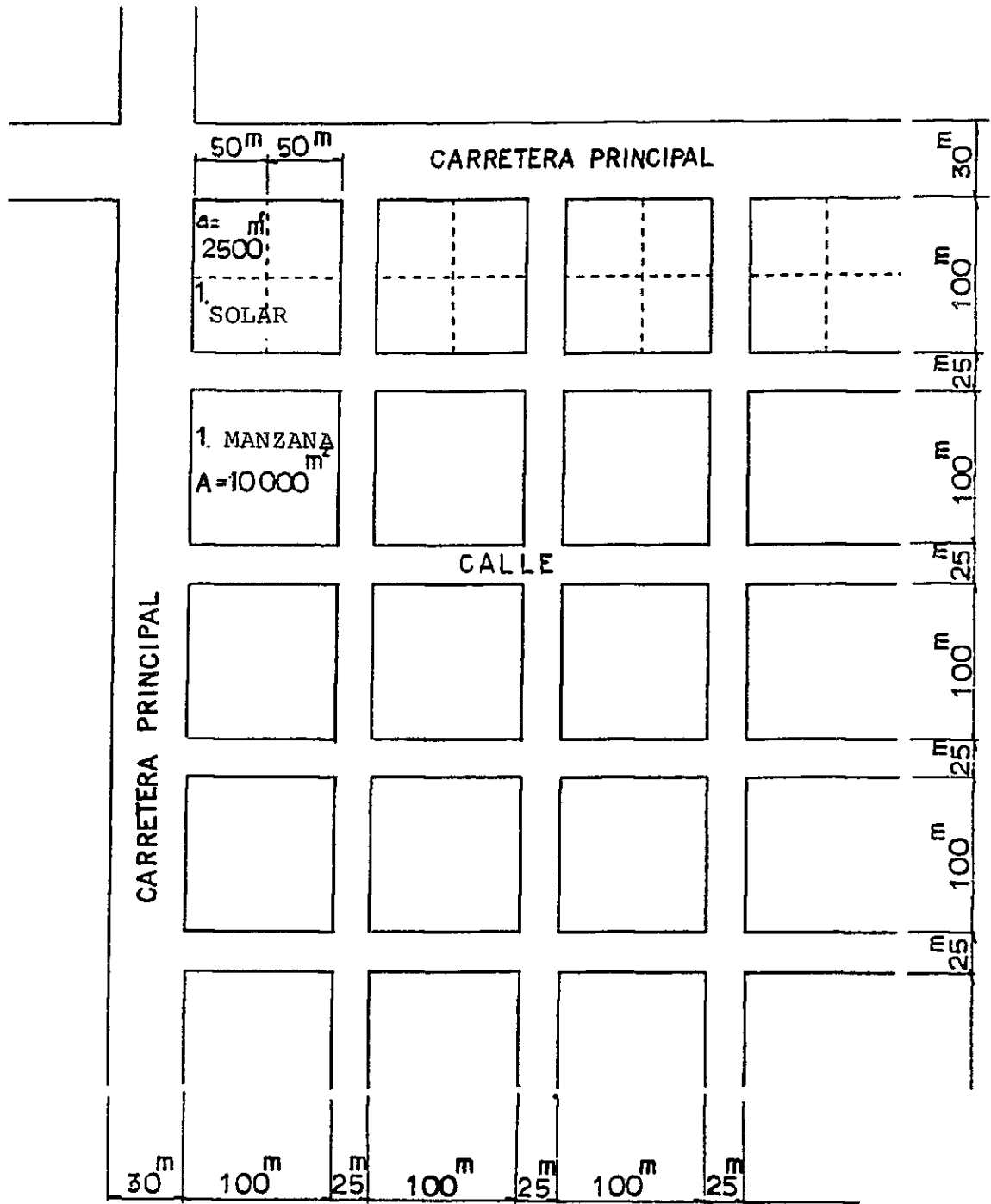
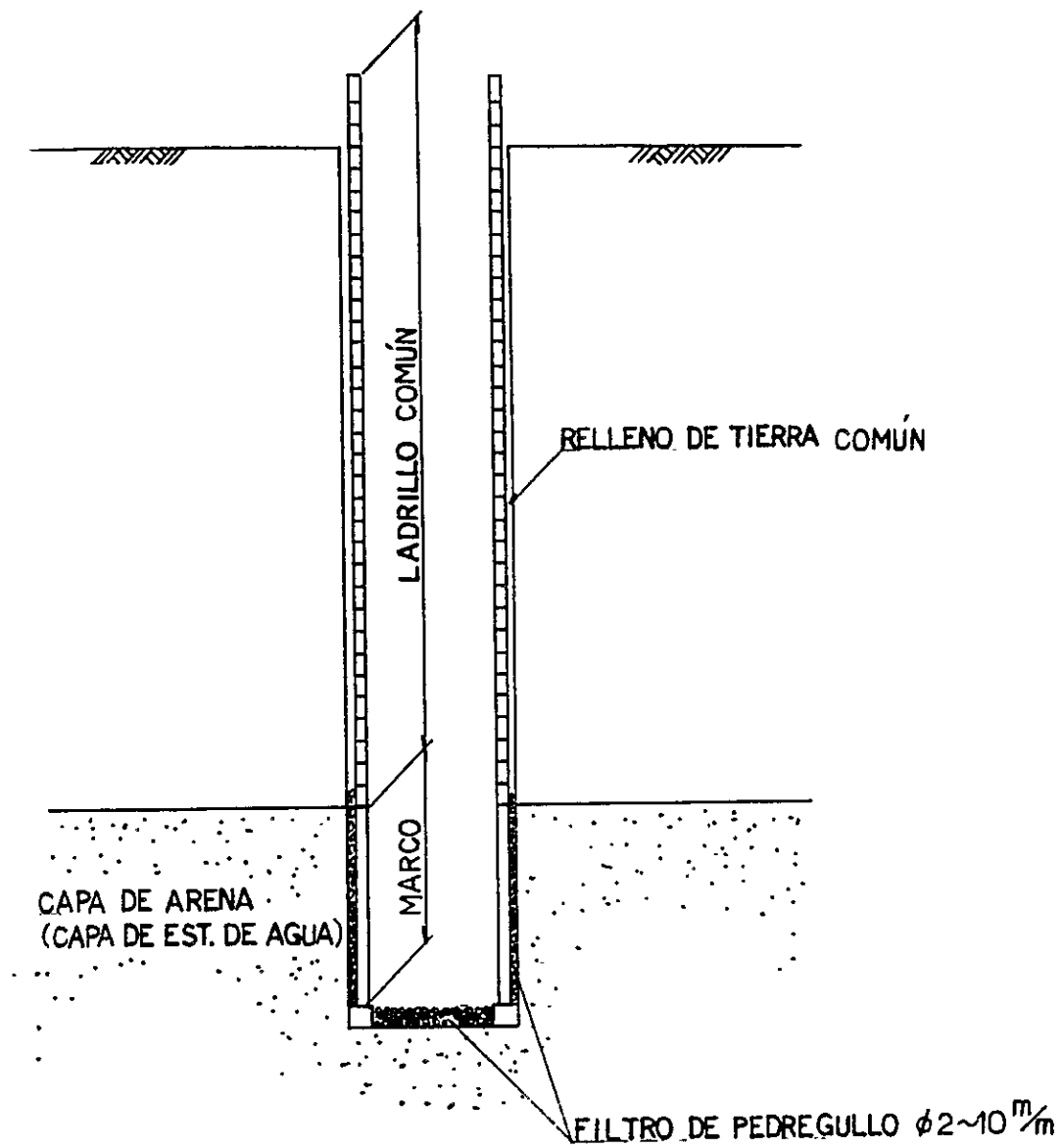


Fig. 5-20 PLANO DE ESTRUCTURA NORMAL DE POZO COLONOS



6. PLAN EJECUCIÓN DE OBRA

6-1 ORIENTACION DEL PLAN EJECUCIÓN

El plan será ejecutado como parte integral del proyecto de bienestar rural, aunque le promoverá en cooperación de organismo, relacionado observando desde dimensión y contenido.

La estimación del costo^{1/} necesario para construcción de las instalaciones es valor total de 10,949,000 Gs (4,263,000 Gs^{2/}) como menciona en la Tabla 7-2, dentro de ella corresponde es US\$37,411,000 (US\$15,185,000^{2/} que será financiado por organismo financiero internacional lo mismo que otros proyectos ejecutados.

También, los colonos realizarán roturación por su propia cuenta, mejoramiento de suelo, instalaciones granjas, mantenimiento de maquinaria agrícola y actividad de producción agropecuaria.

El capital necesario para estos se cubrirá préstamo por B.N.F. Asistencia técnica de explotación agrícola realizará servicio de extensión agricultura y ganadería.

Sobre mantenimiento y administración de principales construcciones de instalación después de culminación de obra se realizará estableciendo organismo de mantenimiento y administración por el gobierno.

El mantenimiento y administración de instalación en cuanto a colono realizará en cooperación mutua de los colonos.

1/ En caso de forma englobada está incluida la parte aumentada por inflación, costo de roturación, costo de instalaciones relacionada, costo de manejo de la oficina de administración.

2/ Solamente la parte de habilitación primaria.

6-2 ORGANISMO DE EJECUCIÓN DE OBRA

6-2-1 MECANISMO DEL ORGANISMO

El ejecución del plan suponiendo desde obra en realización en otras zonas en el Paraguay como indica en la Figura 6-1 se promoverá con estos organismos.

- Fundará el consejo del proyecto que se compone de los ministros o presidentes de ministerios relacionados, y establecerá el sujeto de obra de bajo de Poder Ejecutivo.
- Los ministerios relacionados y contenido de cooperación son los siguientes:

Ministerio de Agricultura y Ganadería

La agricultura en general, extensión agricultura y ganadería

Ministerio de Obras Públicas y Comunicación

La obra de edificación en general, la obra de supervisión

Ministerio de Educación y Culto

La edificación de escuela, administración

Ministerio de Salud Pública y Bienestar Social

La edificación del centro de salud y puesto de salud, administración

Instituto de Bienestar Rural

Obtención de terreno, terreno de parcelación, colonización y emisión de titulo

Banco Nacional de Fomento

Financiamiento agricola, administración y explotación del capital de obra

Secretaria de Planificación

Coordinación del planificación contra socio-economico como el proyecto del pais

- Se fundará organización de la coordinación de obra como

organismo de ejecución y será nombrado el coordinador.

- La coordinación será núcleo de promoción de obra, y realizará demanda de presupuesto, administración de presupuesto, licitación y contrato de obra. También, será organismo de préstamo final de moneda interna y moneda externa a través de los bancos de B.C.P. y B.N.F.
- Los miembros que se componen la coordinación van destinado desde los ministerios relacionados, y ayudará al coordinador.
- El coordinador se encargará todas las responsabilidades de promoción de obra.

6-2-2 OFICINA DE ADMINISTRACION DE OBRA

La oficina de administración de obra se establecerá en local, y su operación principal y dimensión son las siguientes:

- Realizarán coordinación de planificación del plan ejecución, decisión del plan ejecución de obra, encarga de obra, administración de procedimiento, alteración de diseño, inspección y medición, control de calidad, modificación de contrato, emisión de certificado de terminación de obra, etc.
- El organismo de la oficina de administración de obra es como indicado en la Figura 6-2, y miembro necesario de la oficina se estima como Figura 6-2.
- El gasto administrativo anual dentro del periodo de realización de obra es valor de 15,300,000 Gs en moneda interna según las Tablas 6-1, 6-2.

6-2-3 ORGANISMO DE COOPERACIÓN DE OBRA

(1) I.B.R.

El I.B.R. realizarán obtención de terreno, terreno de parcelación, colonización (loteamiento, mensura, selección de colono, petición de costo de terreno, etc.) y emisión de título. También, se encargará una parte de construcción de carretera secundaria y canal secundario de drenaje en la zona del proyecto.

(2) M.A.G.

Realizará orientation de explotación agricola en general, administración de campo de experimentación y demostración, fundación de cooperativa y realización de asistencia de la actividad de cooperativa.

(3) B.N.F.

Realizará servicio crediticia agricola contra adquisición de maquinaria agricola y materiales para explotación agricola de colono y cooperative, además realizará recuperación de préstamo de inversion en el principio de habilitación.

(4) M.O.P. y C.

Realizará supervisión y administración de la obra de edificación de instalaciones principales como dique, canal principal.

6-2-4 OTROS

- Establecerá el comite de campo que se compone cada organización de cooperación debajo de la coordinación, y tramará eficiencia y coordinación de trabajo en el campo.

- Sobre la coordinación será controlada por Comité de Trabajo (se compone por director que tiene carga de obra o gerente del organismo de cooperación). En cuanto a los problemas dificultosos de coordinación.
- Artículo de coordinado sobre Comité de Trabajo será discutido y acordado por reunion conjunta de obra.

Fig. 6-1 PLANO DE ORGANISMO EJECUTORA DE OBRA

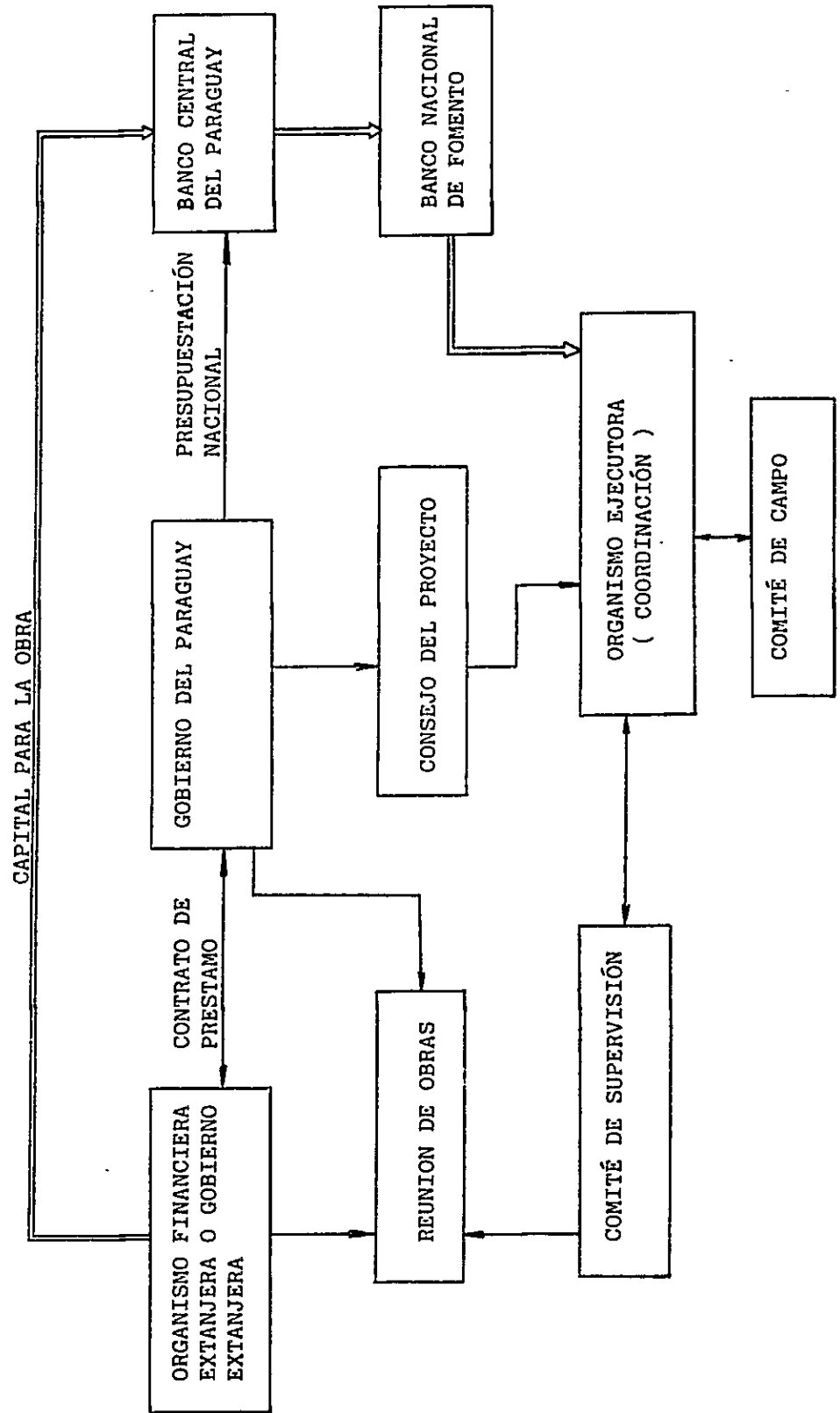


Fig. 6-2 ORGANIGRAMA DE OFICINA ADMINISTRATIVE

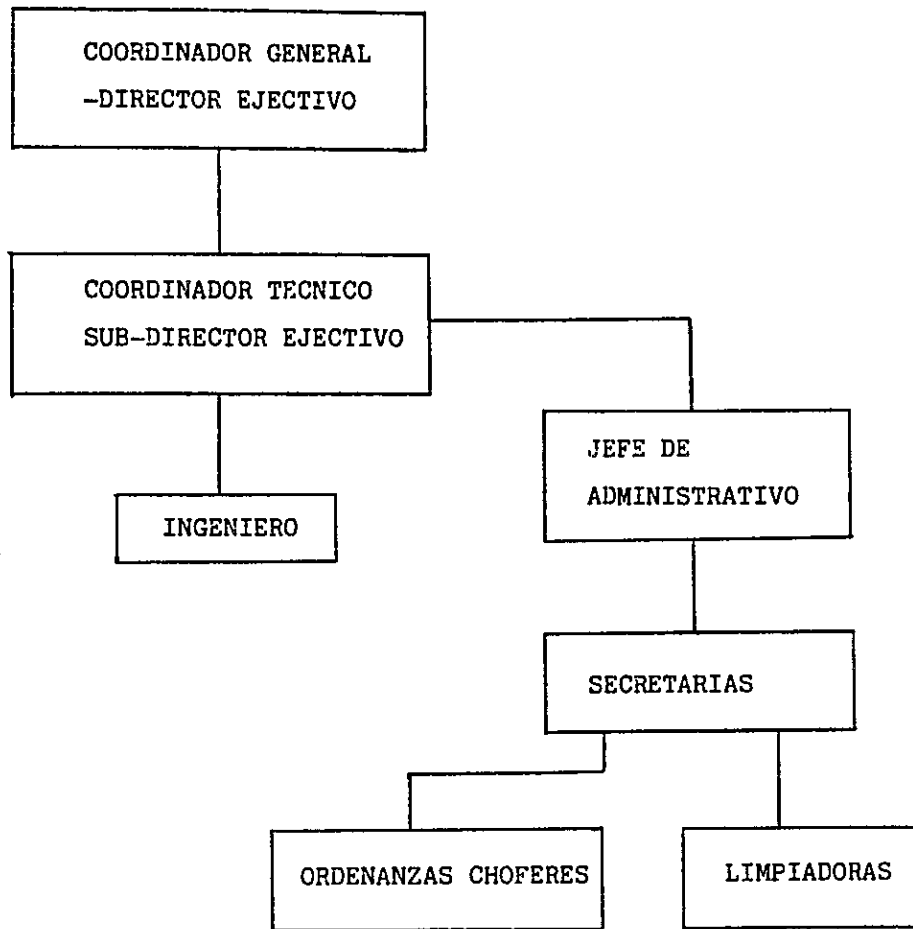


TABLA 6 - 1 GASTO DE OPERACIÓN ANUAL DEL OFICINA ADMINISTRATIVA

<u>División</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Importe</u> ¢.	<u>Observación</u>
Telefono			
Comunicación	1	352,800	
Gasto de viaje	1	252,000	
Suministros de oficina	1	630,000	
Combustible	1	504,000	para generación.
Gasto para automovil	1	1,890,000	Seguro, conservación combustible y otros.
Gasto varios	1	406,000	
Total		4,035,600	

TABLA 6 - 2 NUMERO DE PERSONA DE QUERIDA PARA OFICINA DE ADMINISTRACIÓN
Y GASTOS DE PERSONAL

<u>División</u>	<u>N^o de persona</u>	<u>Gasto mensual</u> (Salario)	<u>Gasto anual</u> (Salario)	<u>Observación</u>
Coordinador General		¢.	¢.	
-Director Ejectivo	1	315,000	3,780,000	
Coordinador Tecnico				
-Sub-Director Ejectivo	1	252,000	3,024,000	
Ingeniero				
-Ayudante	1	52,500	630,000	
Jefe de Administración	1	105,000	1,260,000	
Secretario	3	113,400	1,360,800	@ 37,800 ¢.
Ordenanzas Choferes	2	50,400	604,000	@ 25,200 ¢.
Limpiadoras	2	50,400	604,000	@ 25,200 ¢.
Total			11,264,400	

TABLA 6 - 3 PLAN DE ADQUISICION DE CAPITAL FIJO PARA OFICINA
DE SUPERVISIÓN

División	Cantida	Unidad	Importe
		¢.	¢.
1. Mobiliario y equipos de oficina			
Escritorios ejecutivos			
con su silla	4	63,000	252,000
Mesa de dibujo con			
su silla	1	44,100	44,100
Escritorios personal			
auxiliar con su silla	3	31,500	94,500
Mesa de reuniones con			
12 sillas	1	126,000	126,000
Maquina de escribir			
carro largo	1	56,700	56,700
Maquina de escribir	3	44,100	132,300
Gavetas metálicas			
(archivos)	10	37,800	378,000
Foto copiadora	1	630,000	630,000
Aire acondicionadores	3	75,600	226,800
Refrigerador	1	50,400	50,400
Telefono	1	113,400	113,400
Instalaciones de radio	1	1,260,000	1,260,000
Generador de energia			
electrica	1	2,016,000	2,016,000
Total			5,380,200
2. Vehiculos			
Camioneta	2	1,512,000	3,024,000
Jeep	1	1,260,000	1,260,000
Total			4,284,000
3. Suma			9,664,200

6-3 PLAN DE CONSTRUCCIONES

6-3-1 ORIENTACION DEL PLAN DE EJECUCIÓN

En dentro de la zona como objeto de habilitación, está comparativamente seca la zona a lo largo de Río Paraguay hacia el oeste, por tanto es simple en cuanto a la transformación como granja. También, en parte de ejecución podrá empezar la obra de drenaje desde curso bajo al mismo tiempo con la utilización de carretera principal planeada. Para empezar desde dique del este se penetrará desde extremo norte y extremo sur.

El camino a lo largo del arroyo Paray es necesario ampliar para el transporte de maquinaria de construcciones. Por tanto elevará el costo de obra. Con ésta razones hemos planeado realizar habilitación desde la zona del lado oeste que podrá utilizar la carretera principal como camino para las obras, se dividirá la zona de habilitación por cada bloque en 2 etapas siguientes (habilitaciones primaria - secundaria).

<u>Etapas de Habil.</u>	<u>Bloque de Habil.</u>	<u>Sup.Habil.</u>	<u>Sup.Perif.</u>
1º Habil.	A,B,C,D,E y una Parte de F <u>1/</u>	20,000 has	26,190 has
2º Habil.	G.H. y una parte de F <u>2/</u>	20,000	25,760
	Total	40,000	51,950

- 1/ Superficie de habilitación 3,670 has
Superficie periferica 4,960 has
- 2/ Superficie de habilitación 5,290 has
Superficie periferica 6,530 has

Las maquinarias de ejecución se utilizará tipo crawler por las condiciones de local.

- La zona del bloque A - E generalmente la mayor parte está seca, la base de tierra está formada por capa de silt y luego sigue capa arcillosa dura.
- El bloque F - H está estancado, pero la profundidad normal de estancamiento es 0.20 m - 0.40 m.
0.50m de capa superficial está formado por arcilla blanda, pero más de ese profundidad es capa de arcilla dura al igual que el bloque A - E, es suficiente la elasticidad de tierra.
- El bloque F - H será de 0.10 m - 0.20 m de profundidad de estancamiento en la época de estiaje.
- El dique será de ejecución independiente en dentro de estero, pero por ser playa la profundidad de estancamiento, con la utilización de Mudy Excavator será posible la incorporación de maquinaria del tipo crawler.

6-3-2 ORIENTACIÓN DE EJECUCIÓN

(1) DIQUE

La altura de dique planeado es 2.0 m - 3.0 m, la tierra de amontonamiento se utilizará la tierra excavada del ambos lados del dique.

Orden de ejecución, clases de maquinarias de uso es como sigue:

- Se realizará el despojamiento de capa superficial con Mudy Excavator (0.4 m^3) unos 0.50 m de grosor. Utilizando esta tierra construirá el dique provisorio y desaguará con bomba el agua del dique provisorio.
- La excavación realizará con Back Hoe (1.2 m^3) y amontonamiento de la tierra del dique se realizará con Bulldozer (21 tn). La forma de amontonamiento de la tierra será de cada 10 m por etapa.
- Después de culminación del dique, se transportará pedregullo desde colina norte del curso arriba del arroyo Surubiy (Tractor Shovel 1.0 m^3 - camión de tumba 8 tn) para extender en la superficie del dique. La anchura de extensión es 6.0 m y el grosor es 20 cm .

MAQUINARIAS DE UTILIZACION

Obras de tierra Back Hoe 1.2 m^3 , Bulldozer de estero 21 tn, Mudy Excavator 0.4 m

Obras de pavimentación ... Tractor Shovel 1.0 m^3
Bulldozer de estero 21tn, Camión de tumba 8 tn.

El aspecto de ejecución está indicado en la Fig. 6-3.

(2) CARRETERA PRINCIPAL

La altura de carretera principal será 10 m , la tierra de amontonamiento se utilizará la tierra excavada de ambos lados de la carretera principal.

- Back Hoe (1.2 m^3) excavará ambos lados de carretera.
- Con Bulldozer (21 tn) se realizará extrucción y compactación y en superficie se extenderá pedregullo al igual que el dique. La anchura de extensión es 6.0 m y su grosor es de 20 cm .

MAQUINARIAS DE UTILIZACION

Obras de tierra ... Back Hoe 1.2 m³, Bulldozer
de estero 21 tn

Obras de pavimentación ... Tractor Shovel 1.0 m³
Bulldozer de estero 21 tn, Camión de tumba 8 tn.

(3) CANAL PRINCIPAL DE DRENAJE

Se realizará la obra desde extremo del curso bajo
del linea planeada. La profundidad de excavación es 2.0-3.0 m.

- Se excavará el canal con Back Hoe (1.2 m³), la tierra
excavada se ubicará provisoriamente en ambos lados
del canal.
- La ubicación provisorio se dispondrá con Bulldozer
(21 tn) en lugar de 10 m de la anchura, en ambos lados
del canal.

MAQUINARIAS DE UTILIZACION

Obras de tierra Back Hoe 1.2 m³, Bulldozer de
estero 21 tn.

(4) CARRETERA, CANAL SECUNDARIO

La carretera secundario se construirá amontonando la
tierra de excavación con Bulldozer de estero (21 tn), unos
12 m en ambos lados del centro de la linea planeada.

El canal secundario de drenaje se excavará utilizando
Back Hoe (1.2 m³), la tierra excavada se distribuirá en
lugar de unos 5 m de la anchura en ambos lados del canal
de drenaje.

MAQUINARIAS DE USO

Carretera secundaria ... Bulldozer de estero 21tn
Canal secundario de drenaje... Back Hoe 1.2 m³,
Bulldozer de estero 21 tn

6-3-3 PROGRAMAS DE OBRA

Se realizará el diseño de ejecución para habilitación primaria en 1º año - 2º años, y realizará el diseño de ejecución para habilitación secundaria en 6º año - 7º años.

La obra de habilitación primaria en 3º - 7º años, la obra de habilitación secundaria en 8º - 12º años, cada uno culminará en 5 años (Ver Tabla 6-4). El sumario de la obra sobre cada habilitación es como sigue y su volumen de la obra de habilitación está indicado en la Tabla 6-5.

- Habilitación primaria (3º - 7º años de ejecución de obra)

Empezando con la obra de habilitación del bloque A - F, se realizará paralelamente la carretera principal, el canal principal de drenaje.

La roturación se realizará por orden desde la mitad de 3º año de ejecución de la obra.

En 4º año y 7º año de ejecución de la obra se construirá puesto de salud, escuela.

Bloque de habilitación	A,B,C,D,E y una parte de F
Superficie de habilitación	20,000 has (Sup.Perif. 26,190 has)
Dique	4.1 km
Carretera principal	43.2 km
Canal principal de drenaje	41.9 km
Canal de desague	23.7 km
Compuerta	2 lugares
Puentes	5 puentes
Carretera secundaria	145.2 km
Canal secundario de drenaje	130.3 km

Roturación	20,000 has
Oficina de administración	1 lugar
Puesto de salud	2 lugares
Escuela	4
Comunidad urbana	3

- Habilitación secundario (8º - 12º años del ejecución de obra)

Conjuntamente con el empiezo de obra del dique desde lado norte del estero, se realizará paralelamente obras de carretera principal, canal principal de drenaje desde la zona seca del bloque F, G y H. Acuerdo al aspecto de desarrollo de realización del dique, carretera principal se construirá compuerta y puentes.

Desde 10º años hasta 12º años de ejecución de la obra se construirá puesto de salud, escuela y centro de salud.

Bloque de habilitación	G,H y una parte de F
Superficie de habilitación	20,000 has (Sup. perif. 25,760 has)
Dique	30.4 km
Carretera principal	41.1 km
Canal principal de drenaje	69.0 km
Canal de desague	19.4 km
Compuerta	2 lugares
Puentes	9 puentes
Carretera secundaria	142.6 km
Canal secundaria de drenaje	127.8 km
Roturación	20,000 has

Escuela	6
Centro de salud	1
Comunidad urbana	1

6-3-4 PLAN DE INCORPORACION DE MAQUINARIA DE CONSTRUCCION

Las condiciones de trabajo y numero de año de duración de las maquinarias de construcciónse ha fijado como mencionado en abajo, y hemos calculado numero de año necesario por cada clase de obra. De su resultado el numero de adquisición de maquinaria de construcciones es como sigue:

Tipo	Medida	Nº de Adquisición	Observación
Mudy Excavator	0.4 m ³	4	
Back Hoe	1.2 m ³	26	
Bulldozer	p/estero 21 tn	31	Incluido 8
Tractor Shovel	1.0 m ³	2	p/roturación

Condiciones de trabajo, año de duración de las clases de maquinaria de construcción.

Clases de obras	Tipo	Hora abol. p/día	Hora abol. p/año	Año duración
Obras civil	Mudy Excavator (0.4 m ³)	7.0	170	6 años
	Back Hoe (1.2 m ³)	7.0	185	5
	Bulldozer (p/estero 21 tn)	7.0	170	6
	Tractor Shovel (1.0 m ³)	6.9	145	6
Obras de roturación	Bulldozer (p/estero 21 tn)	7.0	230	6