

169
Egus



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**" REHABILITACION DEL RIO SABINAL EN EL
TRAMO URBANO DE TUXTLA GUTIERREZ,
CHIAPAS. "**

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



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Pág.
CAPITULO I. INTRODUCCION	1
CAPITULO II. FISIOGRAFIA E HIDROLOGIA DE LA CUENCA	5
II.1. Aspectos generales	5
II.2. Area de la cuenca	9
II.3. Pendiente de la cuenca ...	10
II.3.1. Criterio de Alvord	10
II.3.2. Criterio de Horton	12
II.3.3. Criterio de Nash	14
II.4. Elevación de la cuenca ...	15
II.5. Orden de las corrientes ..	21
II.6. Densidad de corriente	21
II.7. Densidad de drenaje	24
II.8. Pendiente del cauce	25
II.9. Información hidrométrica .	27
II.10. Análisis de frecuencias de gastos medios diarios.	34
II.10.1. Epoca de estiaje	34
II.10.2. Epoca de lluvias	35

II.11. Mediciones hidrométricas recientes en el río Sa- binal.....	35
II.11.1. Estación de aforo po- niente	47
II.11.2. Estación de aforo cen- tro	50
II.11.3. Estación de aforo oriente	60
II.11.4. Arroyo San Roque	68
II.11.5. Arroyo Poti	68
II.11.6. Arroyo San Pascualito..	71
II.11.7. Consideraciones en los aforos	76

CAPITULO III. HIDRAULICA DEL RIO EN EL TRAMO DE ESTUDIO	77
III.1. Cálculo del perfil de flujo	78

Pag.

CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .. 87

BIBLIOGRAFIA 96

I. INTRODUCCION.

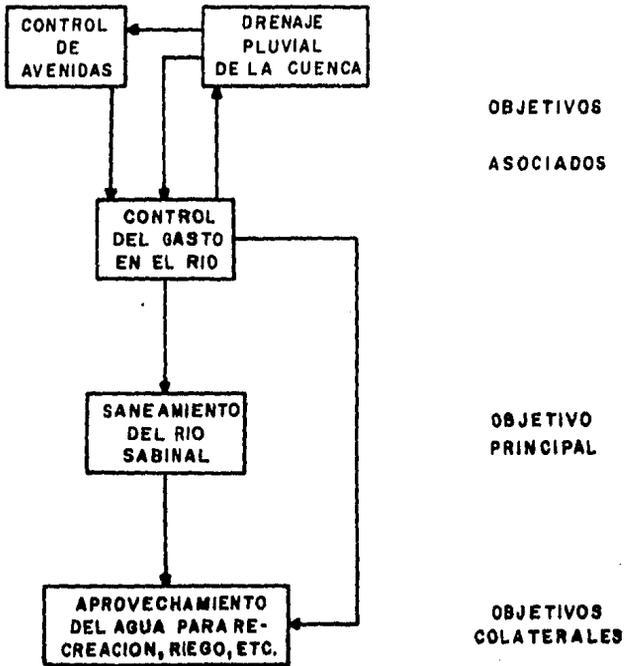
La ciudad de Tuxtla Gutiérrez posee un desagüe natural el cual recibe los escurrimientos generados en la cuenca y parte de las aguas residuales de la población. Dicho desagüe es el río Sabinal cuyo curso atraviesa la ciudad, pero debido a lo irregular de los escurrimientos y a que las aguas de sus afluentes y del río mismo antes de entrar a la zona urbana son aprovechadas para diversos usos (dotación de agua potable, riego de zonas agrícolas, uso doméstico, etc.) el volumen de escurrimientos en la época de estiaje se ve reducido únicamente a las aportaciones ocasionadas por las descargas de aguas residuales, que se efectúan de manera directa. Esto hace que en el río se presenten características críticas de contaminación, principalmente por descomposición del agua estancada y por la acumulación de desechos orgánicos, lo que re

presenta una grave amenaza para la salud, además de dar un aspecto desagradable a lo largo de su recorrido por la ciudad.

El Sabinal es un río de los llamados torrenciales, pues la constitución de la roca de la región, formada por calizas altamente degradadas, la escasa cobertura vegetal y la fuerte pendiente de la cuenca hacen que ésta tenga poca capacidad en la regulación, lo que provoca que al registrarse lluvias de alta intensidad se presenten gastos fuertes que aunque duran cortos períodos de tiempo, causan desbordamientos que en algunos casos ocurren dentro de la zona urbana, trayendo consigo pérdidas materiales y diversas molestias en la población.

Los graves problemas que causa el Sabinal en un centro de población de la importancia de Tuxtla Gutiérrez, plantean la necesidad de una rehabilitación permanente del río. Por este motivo se presenta este estudio cuyo objetivo principal es el de proporcionar una herramienta de ayuda en el saneamiento del río Sabinal, cuyo enfoque sistémico obliga a contemplar al menos dos aspectos como parte de los objetivos, que son el papel de colector pluvial que juega el río en la cuenca y el manejo de las avenidas, en parte consecuencia de lo anterior y vinculado con el control del flujo. El objetivo del saneamiento, entonces, debe tomarse en cuenta siempre asociado a los objetivos secundarios para dirigir el problema a una solución integral, además que se pueden generar beneficios colaterales como son el uso del agua para recreación, riego, etc.

En general existen dos aspectos básicos que desde



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

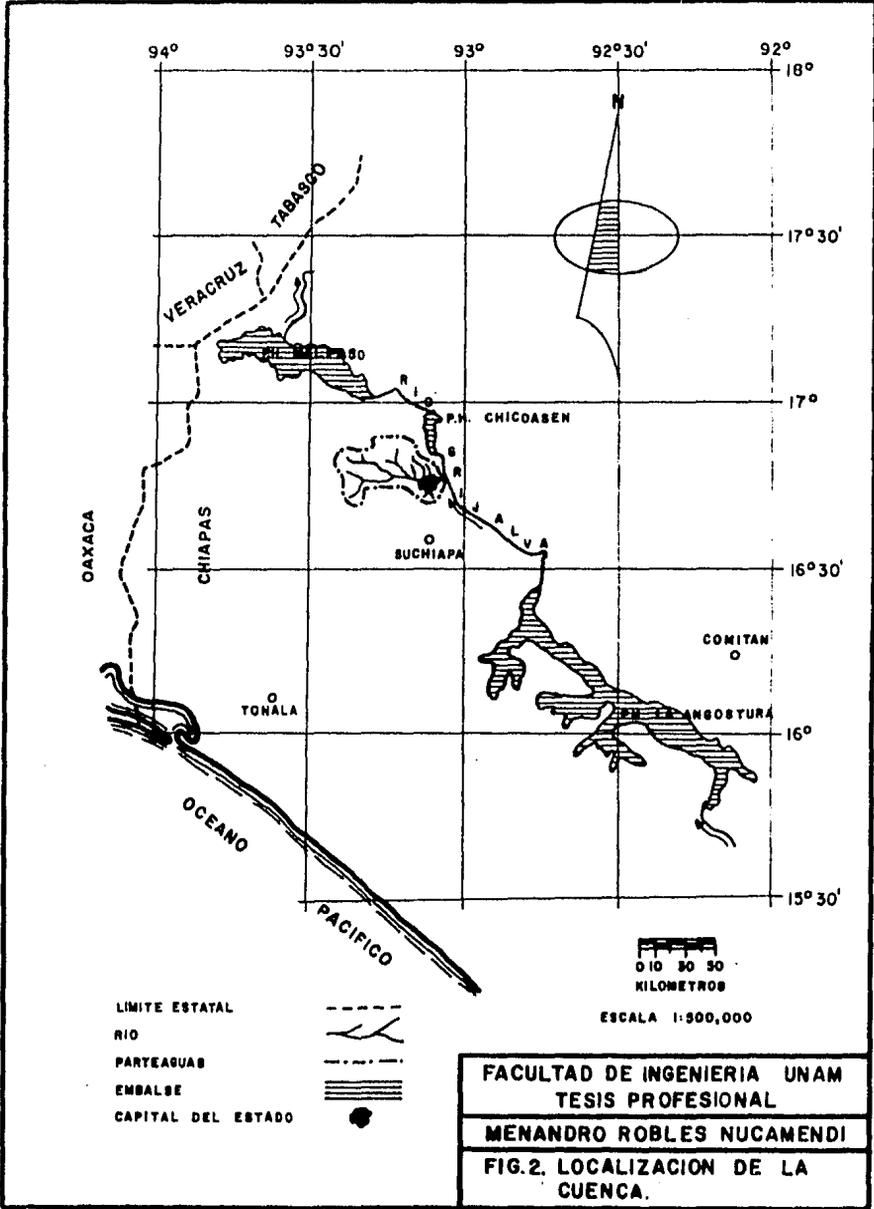
FIG. I. ESQUEMA DE OBJETIVOS DEL ESTUDIO.

siempre han constituido el problema fundamental de la rehabilitación del río Sabinal y que son la acentuada escasez en la temporada de estiaje y el exceso durante la época de avenidas durante cortos períodos. Al mismo tiempo debe pensarse que las condiciones que durante el estiaje son convenientes, durante las lluvias no lo son, pues debe entonces controlarse el tirante del río, particularmente en la zona urbana de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez.

II. FISIOGRAFIA E HIDROLOGIA DE LA CUENCA.

II.1. ASPECTOS GENERALES.

El río Sabinal es una pequeña corriente situada en el valle central de Chiapas, nace en una zona cercana a la población denominada Berriozábal e inicia su recorrido hacia el oriente, en la parte baja de su trayectoria atraviesa la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, donde al recibir las aportaciones del arroyo San Roque modifica su rumbo hacia el noreste y continúa su curso hasta desembocar en el río Grijalva por su margen izquierda, aguas arriba del Cañon del Sumidero. La longitud de su recorrido es aproximadamente de 30 kms., a lo largo de los cuales confluyen numerosas corrientes emíferas e intermitentes, esto quiere decir que el Sabinal recibe de sus a-

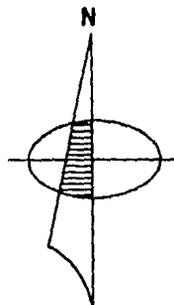


fluentes aportaciones de importancia únicamente en la temporada de lluvias.

Hasta hace algún tiempo el Sabinal se clasificaba como un río de tipo perenne, tenía escurrimientos aún en época de estiaje, pero en la actualidad presenta características muy peculiares, pues las aguas de sus afluentes y del propio río son aprovechadas para diferentes usos, principalmente el riego y la dotación de agua, que provocan que en la temporada de secas el río antes de entrar a la zona urbana este totalmente apotado, mas inmediatamente después de internarse por la ciudad el río vuelve a presentar escurrimientos debido a las descargas de aguas residuales de la población. Esto hace que se presente un fenómeno singular, pues en estiaje una parte intermedia del río, a diferencia del resto del recorrido, se encuentra completamente seca.

La cuenca del río Sabinal está localizada en la región central del Estado de Chiapas, geográficamente se sitúa entre los $16^{\circ}54'$ y $16^{\circ}41'$ Latitud Norte y entre los $93^{\circ}20'$ y $93^{\circ}04'$ al oeste del meridiano Greenwich.

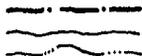
Las montañas que conforman el parteaguas en la zona norte y noreste de la cuenca hacen que las corrientes de aire húmedas del Golfo se descarguen prematuramente, siendo además desviadas y llegando a la cuenca como vientos casi secos, a su vez las colinas del sur y suroeste no pueden mantener alejados los vientos del sur que traen la sequía. De esta manera se registran temperaturas máximas hasta de $38^{\circ}C$, pero también temperaturas mínimas de solamente $10^{\circ}C$. A consecuen-



KILOMETROS

ESCALA 1:250 000

PARTEAGUAS
CURVA DE NIVEL
CORRIENTES



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

FIG.3. LA CUENCA DEL RIO
SABINAL.

cia de esto en la cuenca prevalece una maleza de bosque seco de arbustos, que se caracterizan por la pérdida de follaje durante el período seco del año.

La configuración del terreno es de relieve variado, existen en él partes planas con pendientes menores del 1%, áreas fuertemente onduladas con lomeríos de poca elevación con pendientes mayores del 15% y áreas de fuerte pendiente.

II. 2. AREA DE LA CUENCA.

En una cuenca el área se delimita por los puntos de mayor nivel topográfico, ésta línea imaginaria distribuye los escurrimientos que origina una precipitación. Ven Te Chow con sidera un límite de hasta 250 km² para clasificar una cuenca como pequeña*, según esto la cuenca en estudio es una cuenca grande, sin embargo, resulta complicado el diferenciar las cuencas sólo por su tamaño, en el caso del Sabinal se debe con siderar su cuenca como pequeña ya que las características físicas de su suelo, calizas altamente degradadas, influyen en la forma y cantidad del escurrimiento, haciéndolo sensible a las precipitaciones muy intensas.

El área de la cuenca del río Sabinal tiene una ex tensión de 414 km².

En este caso el área está calculada por medio de u-

*Eskurrimiento en Cuencas Pequeñas.

na cuadrícula compensando los cuadros que no están totalmente dentro del límite del parteaguas (fig. 4).

II. 3. PENDIENTE DE LA CUENCA.

Para obtener la pendiente de la cuenca se han utilizado diferentes criterios con el fin de conseguir diversos resultados y lograr así una mejor valuación de la pendiente.

II. 3. 1. CRITERIO DE ALVORD.

Según Alvord la pendiente de una cuenca se obtiene con la siguiente ecuación:

$$Sc = \frac{DL}{A}$$

donde:

Sc= Pendiente de la cuenca.

D= Desnivel constante entre las curvas de nivel, en km.

L= Longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca, en km.

A= Area de la cuenca en km²

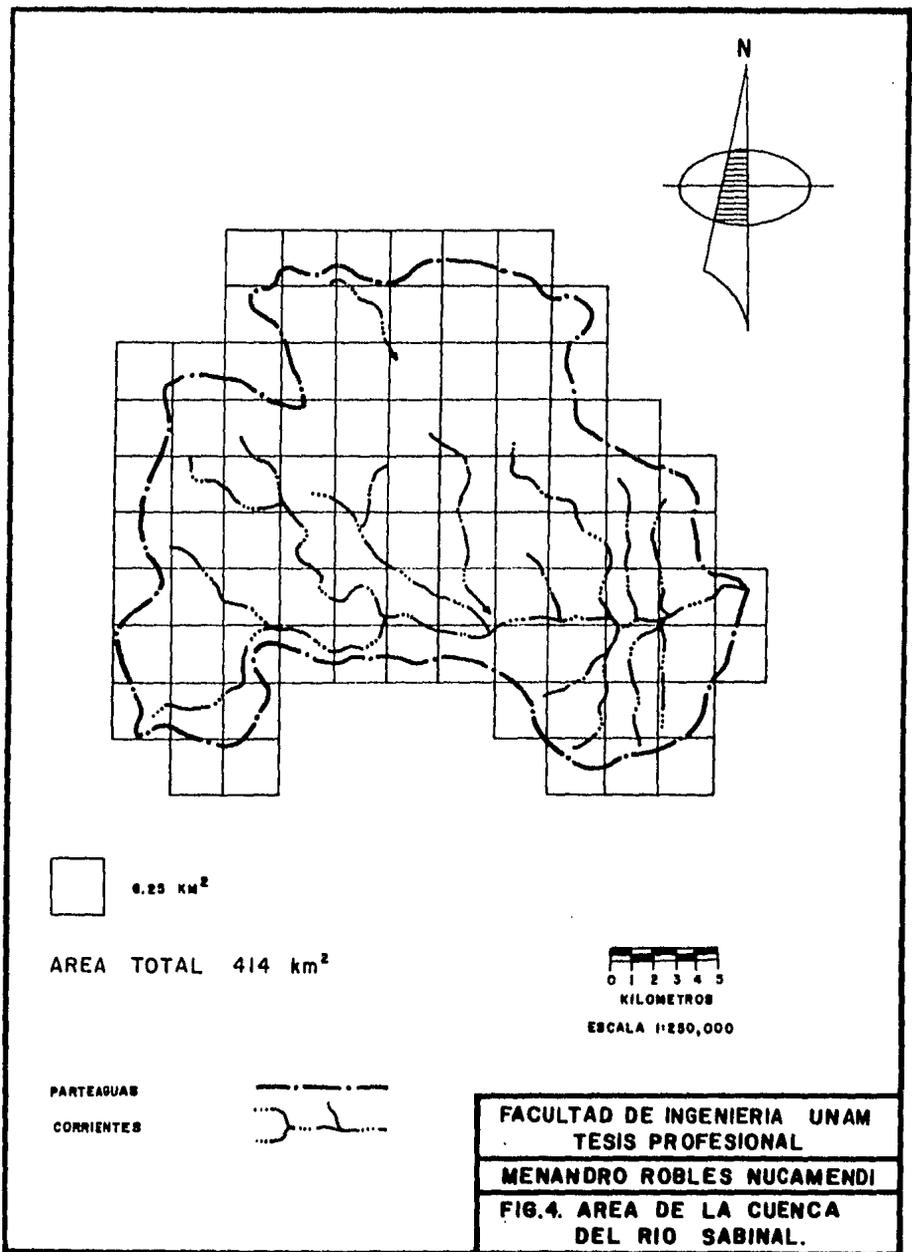
Para la cuenca del río Sabinal se tienen estos valores:

D= 0.10 km.

L= 655 km.

A= 414 km²

substituyendo estos valores en la ecuación de Alvord se obtie-



ne :

$$Sc = \frac{0.10 \text{ km} \times 655 \text{ km}}{414 \text{ km}^2} = 0.158$$

entonces la pendiente de la cuenca es $Sc = 0.158$

II. 3. 2. CRITERIO DE HORTON.

Para obtener la pendiente por este criterio se ha trazado una malla de cuadrados (fig. 5) y se aplicaron las siguientes ecuaciones:

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \quad \text{y} \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y}$$

donde:

S_x = Pendiente de la cuenca en la dirección x.

S_y = Pendiente de la cuenca en la dirección y.

N_x = Número total de las intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección x, con las curvas de nivel.

N_y = Número total de las intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección y, con las curvas de nivel.

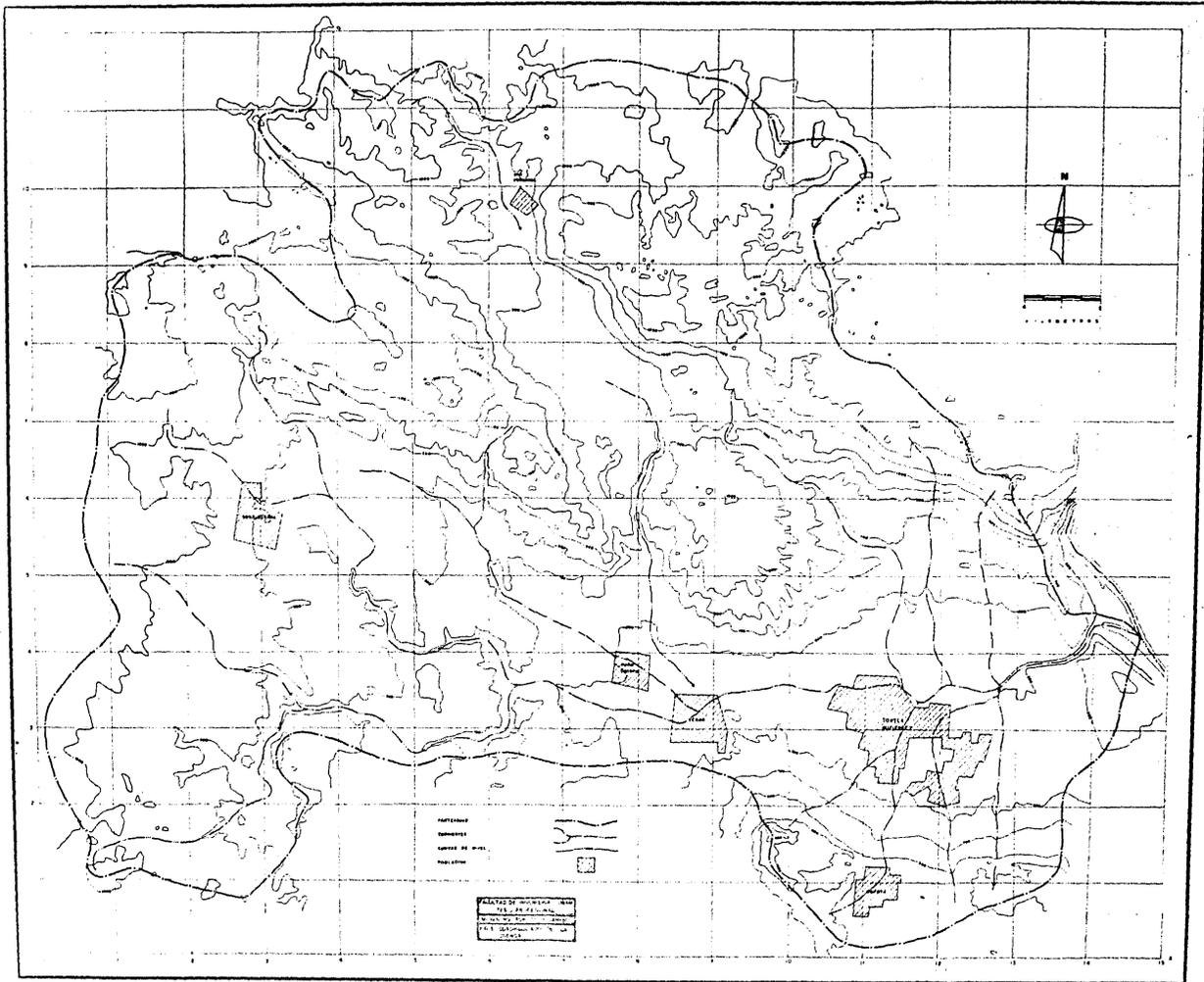
D = Desnivel constante entre curvas de nivel.

L_x = Longitud total de las líneas de la malla en la dirección x, comprendidas dentro de la cuenca.

L_y = Longitud total de las líneas de la malla en la dirección y, comprendidas dentro de la cuenca.

Se obtuvieron los resultados que muestra la tabla-

II.1.



Número de la línea de la malla	Intersecciones		Longitudes, en km.	
	N _x	N _y	L _x	L _y
0	0	0	0	0
1	8	5	9.600	11.656
2	15	11	14.456	16.371
3	14	18	28.400	16.000
4	21	13	27.600	15.714
5	24	15	25.029	17.914
6	34	25	24.628	16.400
7	26	17	22.400	17.914
8	18	19	18.771	18.000
9	18	20	15.857	17.857
10	10	30	14.142	19.229
11	14	12	10.928	15.256
12	-	10	-	13.428
13	-	16	-	10.086
14	-	4	-	3.914
Suma	202	215	211.811	209.739
S. total	417		421.550	

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

TABLA X.I. CALCULO DE LA PENDIENTE. METODO DE HORTON.

Substituyendo los valores anteriores en las ecuaciones de Horton se obtienen las pendientes en cada dirección:

$$S_x = \frac{202 \times 0.100 \text{ km}}{211.811 \text{ km}} = 0.095$$

$$S_y = \frac{215 \times 0.100 \text{ km}}{209.739 \text{ km}} = 0.103$$

Finalmente para obtener la pendiente media de la cuenca se tiene:

$$S_c = \frac{ND \sec \theta}{L}$$

donde:

$$L = L_x + L_y$$

$$N = N_x + N_y$$

θ = Angulo entre las líneas de la malla y las curvas de nivel.

Por lo complicado que resulta determinar la $\sec. \theta$ de cada intersección, Horton sugiere usar un valor promedio de 1.57. Entonces tenemos:

$$S_c = \frac{(417 \times 0.100 \times 1.57) \text{ km}}{421.550 \text{ km}}$$

$$S_c = 0.155$$

por lo que la pendiente de la cuenca es $S_c = 0.155$.

II. 3. 3. CRITERIO DE NASH.

Para aplicar este criterio se empleó la misma cua

drícula de la fig. 5. En cada intersección se midió la distancia mínima entre las curvas de nivel, la pendiente en ese punto se considera como la relación entre el desnivel de las curvas de nivel y la mínima distancia medida. Así se obtiene la pendiente en cada intersección y su media se considera la pendiente en la cuenca; cuando la intersección se encuentra entre dos curvas de nivel de igual valor, la pendiente se considera nula y ese punto no se toma en cuenta para el cálculo de la media. En la tabla II. 2 se tiene la aplicación del criterio, de donde obtenemos la pendiente de la cuenca:

$$S_c = \frac{7.6534}{50}$$

$$S_c = 0.1531$$

II. 4. ELEVACION DE LA CUENCA.

Para obtener la elevación de la cuenca se ha utilizado la cuadrícula de la cuenca que aparece en la fig. 5 la elevación media es igual a la suma de todas las elevaciones entre el número total de intersecciones, es decir:

$$E_m = \frac{94153}{107} = 879 \text{ m.s.n.m.}$$

Dibujando los porcentajes de área abajo o arriba de las distintas elevaciones obtendremos la gráfica de distribuciones área-elevaciones fig. 6, que es útil cuando se desea

INTER SECCION	COORDENADAS		DISTANCIA MINIMA km	PENDIENTE S	ELEVAC. mnm
	X	Y			
1	1	2	-	-	990
2	1	3	2.171	0.0461	976
3	1	4	-	-	1010
4	1	5	-	-	1020
5	1	6	-	-	1020
6	1	7	2.500	0.0400	1040
7	2	1	-	-	985
8	2	2	1.686	0.0593	947
9	2	3	-	-	903
10	2	4	2.686	0.0372	959
11	2	5	2.857	0.0350	963
12	2	6	-	-	1010
13	2	7	1.114	0.0897	1028
14	2	8	1.343	0.0744	1086
15	2	9	-	-	1090
16	3	1	1.000	0.1000	929
17	3	2	-	-	860
18	3	3	0.543	0.1842	879
19	3	4	-	-	920
20	3	5	-	-	890
21	3	6	-	-	905
22	3	7	0.914	0.1094	937
23	3	8	-	-	1100
24	3	9	-	-	1110
25	4	3	-	-	830
26	4	4	2.086	0.0479	853
27	4	5	2.086	0.0479	819
28	4	6	-	-	850
29	4	7	0.229	0.4366	931
30	4	8	1.343	0.0745	1149
31	4	10	0.509	0.1966	1084
32	4	11	-	-	1000

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

TABLA II.2. PENDIENTE DE LA
CUENCA. METODO DE NASH.

INTER SECCION	COORDENADAS		DISTANCIA MINIMA km	PENDIENTE S	ELEVAC. msnm
	X	Y			
33	5	3	1.457	0.0686	741
34	5	4	-	-	760
35	5	5	-	-	800
36	5	6	-	-	810
37	5	7	0.657	0.1522	1035
38	5	8	1.486	0.0673	1173
39	5	9	0.771	0.1296	1035
40	5	10	0.714	0.1400	975
41	5	11	0.657	0.1522	1043
42	6	3	-	-	690
43	6	4	-	-	670
44	6	5	-	-	700
45	6	6	0.414	0.2414	821
46	6	7	-	-	1110
47	6	8	0.314	0.3182	1041
48	6	9	1.286	0.0778	918
49	6	10	-	-	960
50	7	3	0.943	0.1061	609
51	7	4	2.143	0.0467	661
52	7	5	0.543	0.1842	710
53	7	6	-	-	1005
54	7	7	0.457	0.2188	906
55	7	8	-	-	850
56	7	9	0.229	0.4375	1000
57	7	10	0.600	0.1667	1052
58	7	11	-	-	980
59	8	3	-	-	570
60	8	4	-	-	580
61	8	5	-	-	660
62	8	6	-	-	780
63	8	7	1.086	0.0921	820
64	8	8	0.314	0.3182	1036

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

TABLA II.2. (CONTINUACION)

INTER SECCION	COORDENADAS		DISTANCIA MINIMA km	PENDIENTE S	ELEVAC. manm
	X	Y			
65	8	9	-	-	1085
66	8	10	0.314	0.3182	1064
67	8	11	-	-	1005
68	9	3	-	-	570
69	9	4	-	-	595
70	9	5	-	-	915
71	9	6	-	-	985
72	9	7	-	-	985
73	9	8	-	-	915
74	9	9	0.229	0.4375	1005
75	9	10	0.600	0.1667	1052
76	9	11	-	-	990
77	10	1	-	-	1025
78	10	2	0.514	0.1944	833
79	10	3	-	-	590
80	10	4	-	-	600
81	10	5	0.471	0.2121	860
82	10	6	0.657	0.1522	870
83	10	7	0.514	0.1944	1042
84	10	8	-	-	1220
85	10	9	0.743	0.1346	1154
86	10	10	-	-	1105
87	11	1	1.829	0.0547	878
88	11	2	0.786	0.1273	647
89	11	3	-	-	535
90	11	4	-	-	560
91	11	5	0.743	0.1346	787
92	11	6	1.206	0.0829	795
93	11	7	-	-	1215
94	12	1	0.914	0.1094	844
95	12	2	-	-	590
96	12	3	-	-	540

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

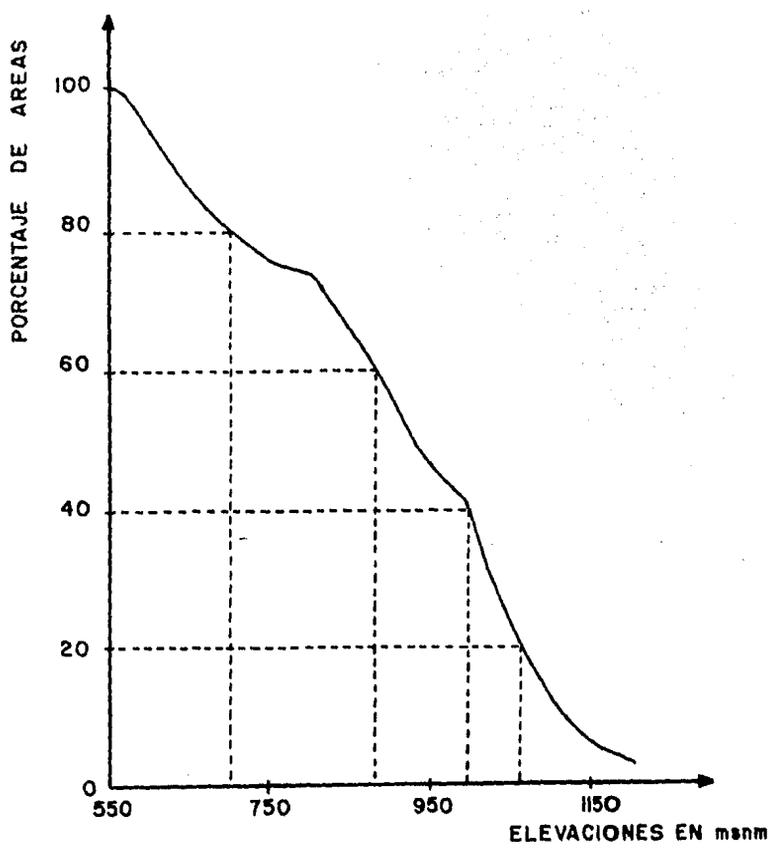
TABLA II.2. (CONTINUACION)

INTER SECCION	COORDENADAS		DISTANCIA MINIMA km	PENDIENTE S	ELEVAC. msnm
	X	Y			
97	12	4	-	-	570
98	12	5	1.000	0.1000	649
99	12	6	0.200	0.5000	829
100	12	7	-	-	1195
101	13	1	-	-	910
102	13	2	0.743	0.1346	612
103	13	3	2.771	0.0361	531
104	13	4	1.486	0.0673	525
105	13	5	-	-	700
106	14	3	-	-	595
107	14	4	-	-	605
Σ				7.6534	94153

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

TABLA II. 2. (CONTINUACION)



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

FIG.6. GRAFICA DE DISTRIBUCIONES AREA-ELEVACIONES.

comparar distribuciones de elevaciones en cuencas de diferentes tamaños. Para obtener la gráfica de distribuciones área-elevaciones se utilizó el método de las intersecciones, donde se acepta que la elevación en cada intersección de la malla es representativa de un área igual a un cuadro de ésta, por lo que la frecuencia en porcentaje se puede relacionar directamente con el área de la cuenca; el análisis estadístico de la gráfica se muestra en la tabla II.3.

II. 5. ORDEN DE LAS CORRIENTES.

El orden de las corrientes en una cuenca nos indica el grado de bifurcación que hay en un río, la clasificación se hace considerando como corrientes de orden uno aquellas que no tienen ningún tributario; de orden dos a las que sólo tienen tributarios de orden uno; de orden tres aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden dos; etc.

El orden de las corrientes en la cuenca del río Sabinal se indica en la fig. 7.

II. 6. DENSIDAD DE CORRIENTE.

La densidad de una corriente queda definida con la siguiente relación:

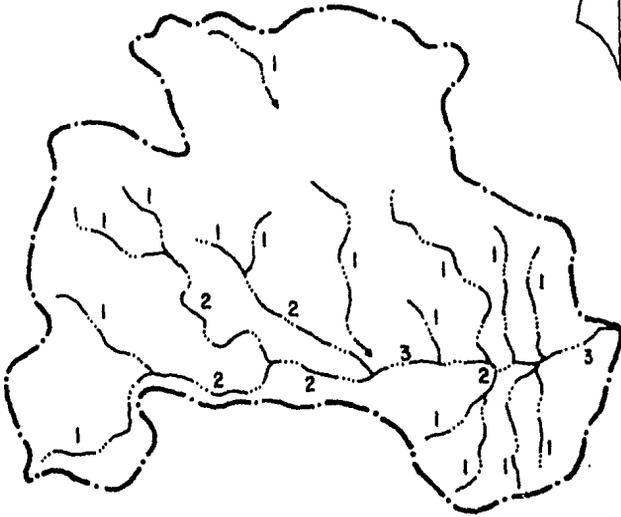
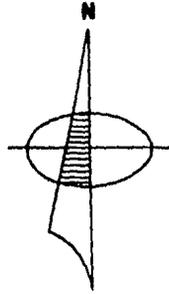
$$D_s = \frac{N_s}{A}$$

ELEVACIONES msnm	n	n/107	n/107 EN PORCENTAJE	n/107 EN PORCENTAJE ACUMULADO
1200	3	0.0280	2.80	2.80
1150	3	0.0280	2.80	5.60
1100	7	0.0654	6.54	12.14
1050	12	0.1122	11.22	23.36
1000	17	0.1589	15.89	39.25
950	7	0.0654	6.54	45.79
900	11	0.1028	10.28	56.07
850	10	0.0935	9.35	65.42
800	8	0.0748	7.48	72.90
750	3	0.0280	2.80	75.70
700	4	0.0374	3.74	79.44
650	5	0.0467	4.67	84.11
600	9	0.0841	8.41	92.52
550	8	0.0748	7.48	100.00
SUMA	107	1.0000	100.00	

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

TABLA II.3. RELACIONES AREA-E-
LEVACIONES.



PARTEAGUAS
CORRIENTES



KILOMETROS
ESCALA 1:250,000

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

FIG.7. ORDEN DE LAS CO-
RRIENTES.

donde:

A= Area total de la cuenca, en km²

Ns= Número de corrientes de la cuenca.

Ds= Densidad de corrientes.

En la cuenca del río Sabinal se tendrá la siguiente densidad de corriente:

$$Ds = \frac{15}{414 \text{ km}^2}$$

$$Ds = 0.0362 / \text{km}^2$$

II. 7. DENSIDAD DE DRENAJE.

La densidad de drenaje da una información más real sobre el drenaje de la cuenca que la densidad de corriente, y queda definida por la siguiente expresión:

$$Dd = \frac{L}{A}$$

donde:

L= Longitud total de las corrientes perennes e intermitentes en la cuenca, en km.

A= Area total de la cuenca, en km²

Dd= Densidad de drenaje por km.

En el caso de la cuenca del río Sabinal se tiene la siguiente densidad de drenaje:

$$Dd = \frac{135.200 \text{ km}}{414 \text{ km}^2}$$

$$Dd = 0.3266 / \text{km}$$

II. 8. PENDIENTE DEL CAUCE.

Una manera simple de obtener la pendiente del cauce es considerar el desnivel entre los extremos y dividirlo entre la longitud total del río, este procedimiento nos lleva a obtener el siguiente resultado:

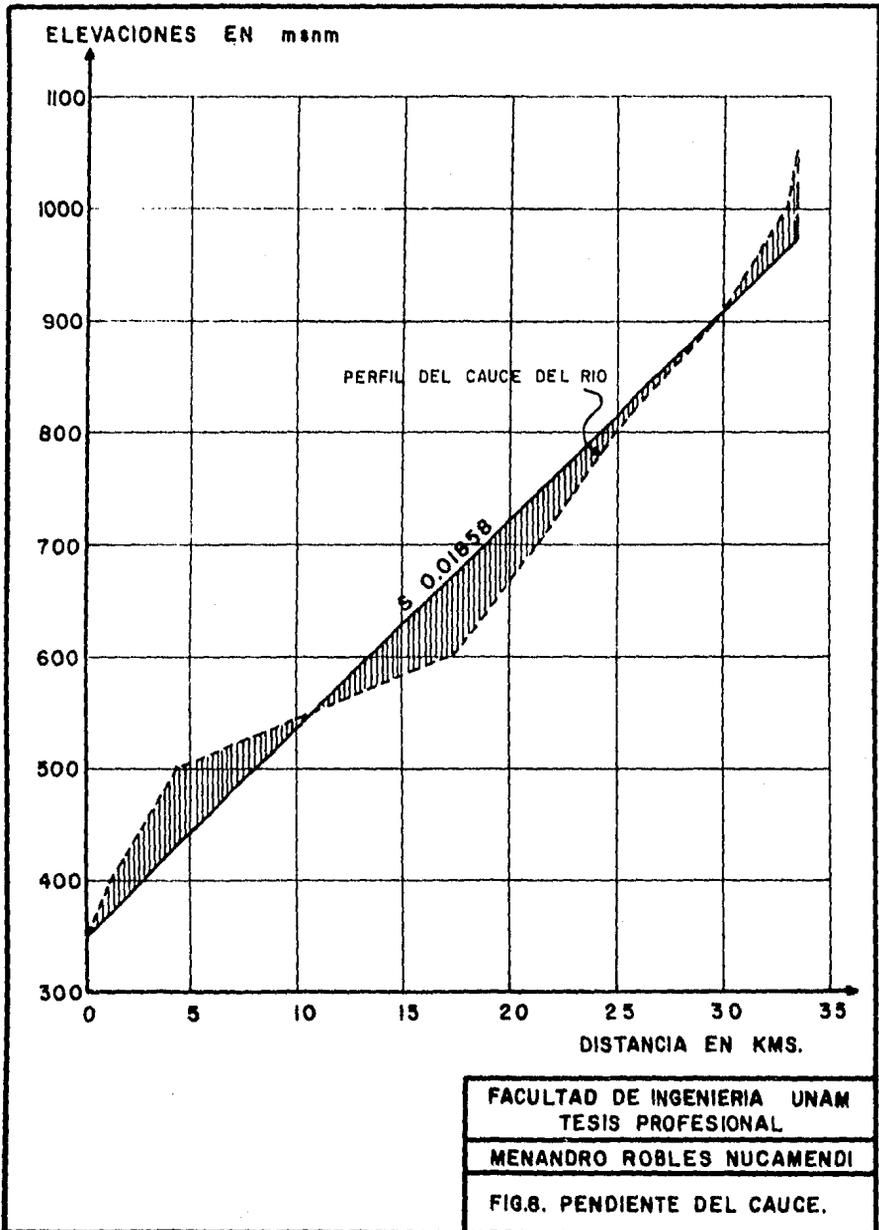
$$S = \frac{1050 \text{ m} - 350 \text{ m}}{33370 \text{ m}}$$

$$S = 0.02098$$

Sin embargo resulta más real aceptar la pendiente como una línea que se apoya en el extremo final del tramo por estudiar y cuya propiedad es contener la misma área abajo de ella como en su parte superior, respecto al perfil del cauce. En la fig. 8 se observa que la pendiente compensada tiene un desnivel de 620 m., por lo tanto la pendiente será:

$$S = \frac{620 \text{ m}}{33370 \text{ m}}$$

$$S = 0.01858$$



II.9. INFORMACION HIDROMETRICA.

La totalidad de los datos hidrológicos, con que se cuenta, provienen de una estación hidrométrica habilitada por la Secretaría de Recursos Hidráulicos y localizada en un punto aguas abajo de la zona urbana de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, sus coordenadas son $16^{\circ}45'$ de latitud norte y $93^{\circ}07'$ al oeste del meridiano Greenwich. El área de la cuenca hasta la estación es de 330 km^2 , el objeto de su instalación fue el de emplear los datos obtenidos en el proyecto de alcantarillado y drenaje que tenía en estudio la Dirección de Ingeniería Sanitaria.

El tramo donde se localiza la estación es aproximadamente recto en una longitud de 80 mts., sus márgenes están formadas por material arcilloso arenoso, con abundantes cantos rodados en el fondo del cauce y con numerosos árboles en las riberas; el control es bueno pues el cauce es firme. Como estructura para aforos se utilizaba el puente Parque Madero, el cual es de mampostería de piedra con tres claros de seis metros cada uno y dos pilas de un metro de espesor. Durante el estiaje se aforaba vadeando.

Desafortunadamente la información registrada en la estación hidrométrica es limitada en tiempo y presenta interrupciones importantes en su funcionamiento, pues abarca dos períodos, de agosto de 1951 a junio de 1954 y de mayo de 1965 a diciembre de 1966.

Los registros hidrométricos se muestran en las siguientes tablas:

AÑO DE 1951
GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1								0.600	1.089	6.525	1.530	0.432
2								0.600	1.090	12.860	1.894	0.424
3								0.600	1.085	7.900	1.708	0.416
4								0.599	0.459	2.846	1.329	0.408
5								0.537	1.083	3.990	0.860	0.400
6								0.536	1.101	4.274	0.854	0.394
7								0.536	2.156	4.000	0.761	0.388
8								0.536	1.935	3.709	0.759	0.382
9								0.536	1.287	3.502	0.711	0.378
10								0.536	3.184	3.987	0.662	0.370
11								0.510	2.682	3.432	0.614	0.364
12								0.510	1.393	3.042	0.557	0.357
13								0.510	1.320	2.870	0.564	0.350
14								0.510	1.257	2.700	0.515	0.351
15								0.510	0.956	2.530	0.500	0.351
16								0.515	1.317	2.391	0.470	0.351
17								0.967	1.379	2.335	0.440	0.351
18								0.972	1.658	1.782	0.455	0.351
19								0.972	27.560	2.354	0.455	0.351
20								0.942	3.687	2.358	0.440	0.351
21								0.258	3.660	2.112	0.432	0.351
22								0.919	25.160	2.109	0.432	0.351
23								0.928	15.360	2.051	0.432	0.351
24								1.137	10.990	2.048	0.432	0.351
25								1.080	5.350	1.681	0.432	0.351
26								0.956	4.541	1.831	0.432	0.351
27								0.844	2.459	1.830	0.432	0.351
28								0.593	3.209	1.830	0.432	0.351
29								0.844	2.869	1.790	0.432	0.351
30								0.985	2.458	1.790	0.432	0.351
31								1.020				0.350

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

TABLA II.4. REGISTROS HIDROMETRICOS EN EL RIO SABINAL.

AÑO DE 1952
GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DI	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	0.214	0.213	0.044	0.042	0.039	0.039	0.924	0.231	0.237	0.141	0.142	0.338
2	0.213	0.213	0.044	0.042	0.039	0.039	0.920	0.283	0.230	0.120	0.142	0.338
3	0.213	0.213	0.044	0.042	0.039	0.039	0.918	0.283	0.235	0.120	0.142	0.338
4	0.213	0.213	0.044	0.042	0.039	0.037	0.586	0.230	0.748	0.104	0.120	0.338
5	0.213	0.213	0.044	0.042	0.038	0.377	0.586	0.230	0.917	0.182	0.120	0.338
6	0.213	0.110	0.044	0.042	0.038	1.250	0.343	0.250	0.532	4.931	0.120	0.338
7	0.213	0.108	0.044	0.042	0.038	0.598	0.445	0.208	0.147	4.072	0.104	0.338
8	0.213	0.108	0.044	0.042	0.038	0.981	0.445	0.208	0.142	4.072	0.104	0.338
9	0.213	0.108	0.044	0.042	0.038	1.255	0.231	0.262	0.187	4.072	0.088	0.338
10	0.213	0.108	0.044	0.042	0.038	0.748	0.230	0.262	0.336	2.710	0.088	0.338
11	0.213	0.108	0.044	0.042	0.038	0.748	0.230	5.270	0.337	2.280	0.185	0.338
12	0.213	0.108	0.044	0.042	0.038	1.476	0.250	1.890	0.235	1.831	0.186	0.338
13	0.213	0.108	0.044	0.042	0.038	4.546	0.250	1.217	0.444	1.501	0.186	0.338
14	0.213	0.108	0.044	0.042	0.038	0.711	0.250	1.210	0.445	1.224	0.186	0.338
15	0.213	0.108	0.044	0.042	0.038	0.323	0.230	1.210	0.339	2.255	0.230	0.338
16	0.213	0.043	0.044	0.042	0.038	1.371	0.232	1.230	0.337	0.932	0.230	0.338
17	0.213	0.044	0.044	0.042	0.039	1.703	0.444	3.083	0.231	0.764	0.231	0.338
18	0.213	0.044	0.044	0.042	0.039	1.331	0.444	1.917	0.193	0.337	0.337	0.338
19	0.213	0.044	0.044	0.042	0.039	1.947	0.282	1.300	0.142	0.750	0.338	0.338
20	0.213	0.044	0.044	0.042	0.039	0.450	0.232	1.497	0.142	0.386	0.339	0.338
21	0.213	0.044	0.044	0.042	0.039	0.675	0.487	1.215	0.142	0.384	0.443	0.337
22	0.213	0.044	0.044	0.042	0.039	0.875	0.487	1.215	0.142	0.384	0.443	0.337
23	0.213	0.044	0.044	0.042	0.039	1.317	2.855	1.221	0.186	0.383	0.446	0.230
24	0.213	0.044	0.044	0.042	0.039	1.698	0.687	2.269	0.186	0.447	0.446	0.230
25	0.213	0.044	0.044	0.042	0.039	0.932	0.500	2.278	0.230	0.444	0.446	0.230
26	0.213	0.044	0.044	0.042	0.038	2.252	0.339	1.843	0.230	0.232	0.446	0.230
27	0.213	0.044	0.044	0.042	0.038	2.750	0.231	0.782	0.235	0.230	0.443	0.230
28	0.213	0.044	0.044	0.042	0.038	1.335	0.231	0.586	0.740	0.186	0.339	0.230
29	0.213	0.044	0.044	0.042	0.037	1.352	0.336	0.388	0.111	0.186	0.338	0.230
30	0.213	0.044	0.044	0.042	0.037	1.316	0.231	0.917	0.104	0.142	0.338	0.230
31	0.213	0.044	0.044	0.042	0.039	1.316	0.230	0.913	0.104	0.142	0.338	0.230

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

TABLA II.4 (CONTINUACION)

AÑO DE 1953
GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	0.230	0.184	0.047	0.047	0.048	0.049	0.185	0.283	0.385	0.237	0.231	0.174
2	0.230	0.184	0.047	0.047	0.048	0.049	0.218	0.384	0.385	0.171	0.231	0.174
3	0.230	0.184	0.047	0.047	0.048	0.049	0.218	0.385	0.385	2.114	0.182	0.182
4	0.230	0.184	0.047	0.047	0.048	0.049	0.184	0.384	0.385	1.144	0.041	0.174
5	0.230	0.128	0.047	0.047	0.048	0.049	0.184	0.287	0.384	3.082	0.032	0.174
6	0.230	0.128	0.047	0.047	0.048	0.049	0.185	0.288	0.259	7.984	0.026	0.174
7	0.230	0.128	0.047	0.047	0.048	0.052	0.185	0.286	0.258	4.137	0.246	0.174
8	0.230	0.128	0.047	0.047	0.048	0.052	0.184	0.286	0.257	2.923	0.075	0.171
9	0.230	0.128	0.047	0.047	0.049	0.052	0.219	0.286	0.131	1.628	0.099	0.168
10	0.230	0.128	0.047	0.047	0.049	0.052	0.346	0.286	0.130	1.235	0.198	0.185
11	0.230	0.128	0.047	0.047	0.049	0.052	0.347	0.287	0.130	1.318	0.225	0.185
12	0.230	0.128	0.047	0.047	0.049	0.052	0.347	0.347	0.130	1.111	0.251	0.158
13	0.230	0.087	0.047	0.047	0.049	0.052	0.347	0.345	0.130	1.069	0.325	0.155
14	0.230	0.087	0.047	0.047	0.049	0.052	0.347	0.345	0.130	0.908	0.300	0.152
15	0.230	0.087	0.047	0.047	0.049	0.052	0.347	0.345	0.130	0.854	0.226	0.149
16	0.217	0.087	0.047	0.047	0.049	0.052	0.347	0.345	0.130	0.741	0.199	0.146
17	0.217	0.087	0.047	0.047	0.049	0.052	0.347	0.345	0.130	0.658	0.211	0.143
18	0.217	0.087	0.047	0.047	0.049	0.052	0.347	0.345	0.129	0.587	0.099	0.140
19	0.217	0.087	0.047	0.047	0.049	0.116	0.347	0.345	0.129	0.837	0.074	0.137
20	0.203	0.087	0.047	0.048	0.049	0.116	0.347	0.345	0.129	0.837	0.074	0.137
21	0.203	0.087	0.047	0.048	0.049	0.117	0.347	0.345	0.129	0.808	0.148	0.134
22	0.203	0.087	0.047	0.048	0.049	0.117	0.347	0.345	0.129	0.637	0.174	0.131
23	0.203	0.087	0.047	0.048	0.049	0.117	0.347	0.345	0.170	0.574	0.225	0.128
24	0.203	0.087	0.047	0.048	0.049	0.117	0.347	0.345	0.170	0.574	0.273	0.124
25	0.203	0.087	0.047	0.048	0.049	0.117	0.347	0.345	0.170	0.573	0.151	0.121
26	0.194	0.087	0.047	0.048	0.049	0.139	0.347	0.345	0.170	0.468	0.224	0.118
27	0.194	0.087	0.047	0.048	0.049	0.139	0.347	0.345	0.171	0.359	0.200	0.115
28	0.184	0.087	0.047	0.048	0.049	0.153	0.347	0.345	0.257	1.359	0.225	0.102
29	0.184	0.087	0.047	0.048	0.049	0.153	0.347	0.345	0.258	0.358	0.224	0.109
30	0.184	0.087	0.047	0.048	0.049	0.153	0.347	0.345	0.258	0.358	0.175	0.107
31	0.184	0.087	0.047	0.048	0.049	0.153	0.346	0.345	0.258	0.359	0.198	0.102

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

TABLA II.4 (CONTINUACION)

AÑO DE 1954
GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	0.100	0.054	0.059	0.056	0.039	0.121						
2	0.097	0.054	0.059	0.054	0.038	0.120						
3	0.095	0.054	0.059	0.053	0.038	0.120						
4	0.093	0.052	0.059	0.051	0.038	0.120						
5	0.091	0.052	0.059	0.050	0.038	0.121						
6	0.088	0.051	0.059	0.048	0.038	0.231						
7	0.086	0.050	0.059	0.047	0.038	0.442						
8	0.084	0.049	0.059	0.045	0.038	0.286						
9	0.081	0.049	0.059	0.044	0.040	0.337						
10	0.079	0.048	0.059	0.042	0.042	0.358						
11	0.077	0.047	0.059	0.041	0.044	0.358						
12	0.074	0.047	0.059	0.039	0.047	0.358						
13	0.072	0.046	0.059	0.038	0.049	0.444						
14	0.071	0.045	0.059	0.038	0.051	0.358						
15	0.070	0.044	0.059	0.038	0.053	0.231						
16	0.068	0.044	0.059	0.040	0.055	0.237						
17	0.067	0.043	0.059	0.042	0.057	0.236						
18	0.065	0.042	0.059	0.044	0.060	3.087						
19	0.065	0.042	0.074	0.046	0.062	3.087						
20	0.063	0.041	0.074	0.047	0.064	0.953						
21	0.062	0.041	0.072	0.045	0.064	1.845						
22	0.061	0.041	0.071	0.045	0.064	2.756						
23	0.061	0.059	0.069	0.043	0.066	2.780						
24	0.060	0.058	0.068	0.042	0.062	3.478						
25	0.059	0.058	0.068	0.040	0.068	1.844						
26	0.059	0.058	0.065	0.039	0.064	1.840						
27	0.058	0.058	0.063	0.038	0.066	0.950						
28	0.057	0.058	0.062	0.038	0.063	0.991						
29	0.056	0.058	0.060	0.036	0.060	0.235						
30	0.056	0.058	0.059	0.035	0.055	0.235						
31	0.055	0.057	0.057	0.035	0.054	0.234						

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

TABLA II.4 (CONTINUACION)

AÑO DE 1965
GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1						0.138	1.146	0.409	0.388	2.351	1.499	0.193
2						0.180	0.813	0.281	0.281	1.448	1.448	0.192
3						0.138	1.108	5.514	0.117	1.497	1.386	0.186
4						1.311	0.959	9.254	0.211	1.550	1.327	0.184
5						12.830	0.809	3.035	0.245	1.330	1.327	0.185
6						16.030	1.415	7.179	0.275	6.041	1.126	0.187
7						0.250	2.257	2.923	0.275	18.060	0.018	0.197
8						1.057	1.375	6.909	0.298	2.483	0.985	0.210
9						0.447	1.320	2.312	0.291	2.438	0.711	0.225
10						3.624	1.317	1.260	0.251	1.738	0.790	0.204
11						2.402	0.913	1.034	0.324	1.490	0.851	0.187
12						0.392	1.034	1.490	0.324	1.490	0.851	0.187
13						0.247	0.909	1.072	0.616	1.052	0.842	0.186
14						0.198	0.373	1.011	0.578	0.978	0.860	0.169
15						0.197	0.309	0.977	0.528	1.530	0.926	0.154
16						0.181	0.305	0.832	0.498	8.430	0.948	0.149
17						0.150	0.317	0.858	0.454	5.134	0.827	0.128
18						0.277	0.493	0.909	0.577	2.650	0.723	0.122
19						0.246	0.428	0.878	0.723	1.929	0.682	0.117
20						0.394	0.411	0.691	0.873	1.777	0.679	0.112
21						0.392	0.402	0.672	1.050	2.074	0.660	0.115
22						0.332	0.416	0.898	1.057	2.080	0.682	0.119
23						0.731	0.412	0.675	0.809	2.079	0.650	0.121
24						1.532	0.394	0.685	0.699	2.082	0.588	0.139
25						1.331	0.366	0.637	0.689	1.759	0.274	0.162
26						1.360	0.384	0.928	0.689	1.600	0.189	0.165
27						0.371	34.420	0.767	1.567	1.567	0.193	0.208
28		0.110				0.376	18.490	1.688	1.549	1.549	0.186	0.166
29		0.082				1.678	0.441	3.583	1.544	1.544	0.196	0.173
30		0.085					0.411	0.488	4.149	1.532		0.156
31												

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

TABLA II. 4 (CONTINUACION)

AÑO DE 1966
GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	0.153	0.085	0.044	0.045	0.081	0.052		0.677	0.528	3.961	0.075	0.284
2	0.184	0.072	0.044	0.050	0.068	0.056		0.954	0.544	3.810	0.751	0.304
3	0.154	0.082	0.043	0.055	0.068	0.070		1.938	0.515	3.600	0.724	0.295
4	0.143	0.083	0.043	0.056	0.088	0.067		0.892	0.488	3.143	0.654	0.287
5	0.134	0.044	0.043	0.043	0.089	0.058	1.117	0.652	0.470	2.916	0.659	0.280
6	0.130	0.044	0.042	0.037	0.086	0.052	0.840	0.499	0.491	2.793	0.738	0.282
7	0.128	0.044	0.042	0.037	0.083	0.052	0.708	0.639	0.572	2.542	0.757	0.295
8	0.104	0.044	0.042	0.038	0.071	0.047	0.888	1.023	0.583	2.256	0.754	0.285
9	0.107	0.044	0.042	0.038	0.082	0.048	0.852	1.948	0.497	2.160	0.718	0.273
10	0.114	0.044	0.041	0.039	0.089	0.055	0.675	1.876	0.447	2.032	0.591	0.257
11	0.101	0.044	0.041	0.038	0.079	0.102	1.786	2.637	0.550	2.049	0.555	0.269
12	0.118	0.044	0.041	0.031	0.054	0.078	2.782	0.640	0.585	1.858	0.550	0.278
13	0.100	0.044	0.040	0.041	0.049	0.057	2.430	1.918	0.479	1.701	0.533	0.271
14	0.087	0.044	0.040	0.035	0.049	0.058	0.782	1.930	0.469	1.658	0.609	0.262
15	0.085	0.044	0.042	0.027	0.061	0.060	0.712	1.809	5.771	1.652	0.525	0.245
16	0.082	0.044	0.042	0.039	0.061	0.084	0.738	1.110	8.319	1.556	0.525	0.245
17	0.078	0.044	0.044	0.044	0.048	0.100	0.707	1.045	2.338	1.538	0.510	0.239
18	0.086	0.044	0.044	0.046	0.040	0.173	0.654	1.536	2.327	1.531	0.468	0.235
19	0.086	0.044	0.044	0.048	0.039	1.008	3.815	0.788	2.845	1.423	0.468	0.230
20	0.088	0.044	0.044	0.048	0.042	4.270	4.358	1.192	2.845	1.382	0.393	0.216
21	0.090	0.044	0.044	0.042	0.042	5.464	1.858	3.082	2.595	1.308	0.384	0.198
22	0.092	0.044	0.044	0.033	0.049	1.407	1.542	13.670	2.515	1.088	0.370	0.178
23	0.088	0.044	0.044	0.029	0.037	2.349	1.938	4.594	2.660	1.088	0.359	0.175
24	0.087	0.044	0.045	0.032	0.053	2.542	1.842	0.862	4.397	1.082	0.359	0.175
25	0.097	0.044	0.041	0.035	0.053	1.005	1.082	0.897	3.778	0.865	0.359	0.176
26	0.097	0.044	0.046	0.036	0.052	1.271	0.725	1.368	21.040	0.857	0.307	0.179
27	0.098	0.044	0.039	0.051	0.054	4.178	0.710	1.194	26.520	0.813	0.305	0.177
28	0.095	0.044	0.038	0.051	0.054	3.594	6.650	0.868	11.170	0.809	0.302	0.175
29	0.095	0.044	0.037	0.054	0.053		8.424	0.787	5.893	0.832	0.286	0.168
30	0.092	0.044	0.039	0.051	0.053	2.134	3.534	0.787	4.444	0.854	0.285	0.167
31	0.088	0.044	0.041	0.054	0.0470		0.910	0.635		0.784		0.172

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

TABLA II.4 (CONTINUACION)

Además de estos registros hidrométricos la Residencia General de Ingeniería Sanitaria de Tuxtla Gutiérrez, dependiente de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, en un informe presentado en abril de 1971, registra dos avenidas importantes que ocurrieron antes de que entrara en función la estación hidrométrica "Puente Parque Madero", éstas fueron aforadas por el método de sección pendiente y tuvieron los siguientes valores:

Julio de 1951, $Q = 94.91 \text{ m}^3/\text{s}$.

Octubre de 1954, $Q = 128.33 \text{ m}^3/\text{s}$.

II. 10. ANALISIS DE FRECUENCIAS DE GASTOS MEDIOS DIARIOS.

Con base a la información registrada en la estación hidrométrica "Puente Parque Madero" se hace un análisis estadístico de frecuencias de gastos medios diarios, con el objeto de definir parámetros que puedan ser utilizados para pronosticar el funcionamiento Hidráulico del río.

Con el fin de que resulte más explícito, en el análisis se han separado la época de estiaje y la de lluvias.

II. 10. 1. EPOCA DE ESTIAJE.

La época de estiaje en la cuenca del río Sabinal se define de diciembre a mayo, el análisis de frecuencia se mues

tra en la tabla II.5.

De la gráfica de distribución de frecuencias de gastos medios diarios (fig. 9) podemos observar que el 50% de éstos, corresponde a un valor de 0.100 m³/s y que resulta poco probable que en la época de estiaje se presenten gastos mayores de 0.400 m³/s.

II.10.2. EPOCA DE LLUVIAS.

La época de lluvias está comprendida entre los meses de julio a noviembre. El análisis de frecuencias de gastos se indica en la tabla II.6. y en la fig. 10 se puede observar la distribución que siguen los gastos medios diarios.

II.11. MEDICIONES HIDROMETRICAS RECIENTES EN EL RIO SABINAL.

En el año de 1984 la Secretaría de Desarrollo Urbano y Obras Públicas realizó mediciones de gastos en el río Sabinal y en algunos de sus afluentes durante la época de lluvias, a partir del 11 de julio al 15 de octubre, esto con el propósito de llegar a detectar la capacidad de conducción que presenta el cauce del río, observándose conjuntamente la forma en que responde la red de drenaje de la cuenca, además de que nos da una idea aproximada de la contribución del área urbana en los escurrimientos que tiene el río cuando ocurre una precipitación.

Estos datos a diferencia de los analizados anteriorg

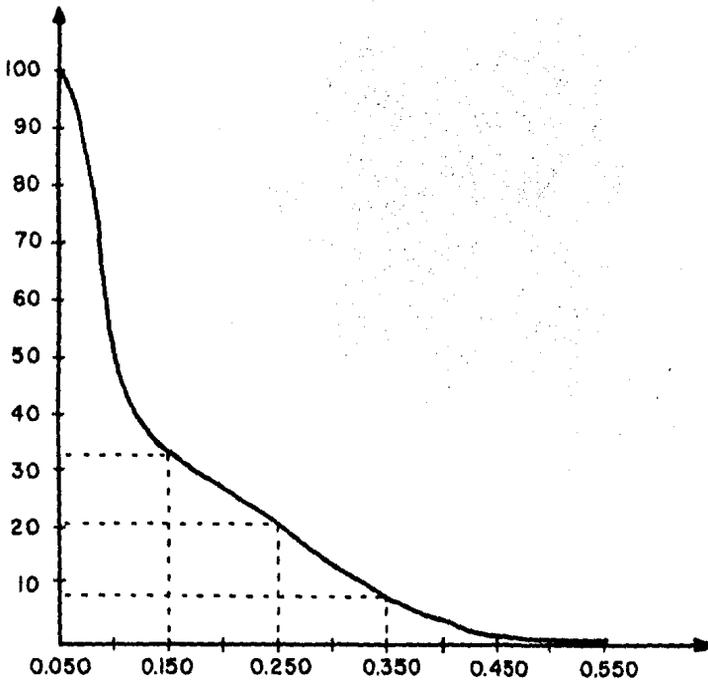
INTERVALO DE CLASE (m ³ /s)	n	n/732	FRECUENCIA RELATIVA	FRECUENCIA ACUMULADA
0.501-0.600	1	0.0014	0.14	0.14
0.401-0.500	5	0.0068	0.68	0.82
0.301-0.400	51	0.0697	6.97	7.79
0.201-0.300	96	0.1311	13.11	20.90
0.101-0.200	86	0.1175	11.75	32.65
0.001-0.100	493	0.6735	67.35	100.00
SUMA	732	1.0000	100.00	

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

TABLA II.5. ANALISIS DE GASTOS MEDIOS DIARIOS. EPOCA DE ESTIAJE.

PORCENTAJE
ACUMULADO



GASTOS MEDIOS
DIARIOS (m³/s)

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

FIG. 9. DISTRIBUCION DE GASTOS MEDIOS
DIARIOS. EPOCA DE ESTIAJE.

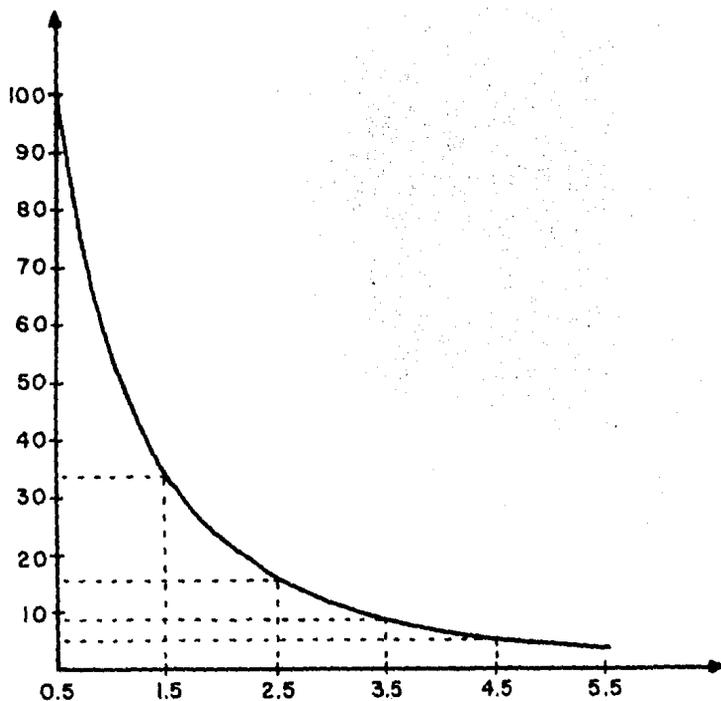
INTERVALO DE CLASE (m̄s)	n	n/732	FRECUENCIA RELATIVA	FRECUENCIA ACUMULADA
MAS DE 6.01	24	0.0274	2.74	2.74
5.01 - 6.00	9	0.0103	1.03	3.77
4.01 - 5.00	15	0.0171	1.71	5.48
3.01 - 4.00	28	0.0319	3.19	8.67
2.01 - 3.00	63	0.0718	7.18	15.85
1.01 - 2.00	147	0.1676	16.76	32.61
0.01 - 1.00	591	0.6739	67.39	100.00
SUMA		1.0000	100.00	

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

TABLA II.6. ANALISIS DE GASTOS MEDIOS DIARIOS. EPOCA DE LLUVIAS.

PORCENTAJE
ACUMULADO



GASTOS MEDIOS
DIARIOS (m³/s)

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

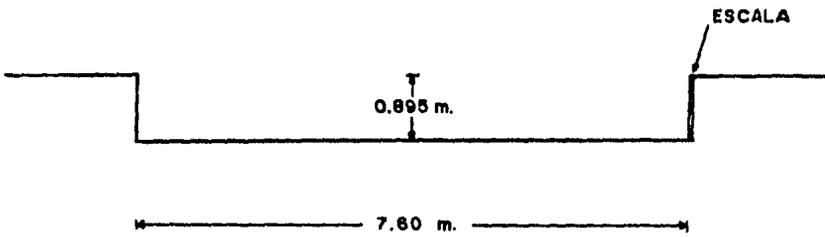
FIG.10. DISTRIBUCION DE GASTOS MEDIOS
DIARIOS. EPOCA DE LLUVIAS.

mente, al mismo tiempo de proporcionarnos información de los gastos nos los asocia a los tirantes hidráulicos, además de esto se cuenta con la geometría de las secciones aforadoras, por lo cual, estas mediciones nos aportan mayor información para su estudio. Por ello resulta conveniente analizar estas mediciones por separado.

La primera de las estaciones aforadoras se localiza justo a la entrada del área urbana en una zona en la cual el río presenta poca capacidad de conducción en su cauce, siendo la parte donde ocurren desbordamientos con cierta frecuencia. Esta sección la denominaremos "estación de aforo poniente" y su función es de gran importancia porque nos proporciona la capacidad en la cual el cauce resulta incapaz de conducir el gasto que transita en una avenida. La estación de aforo consiste en un borde transversal al río que presenta la forma de un vertedor de cresta ancha, cuya geometría se muestra en la fig. 11, con una escala para medir los tirantes que se presentan al variar los niveles de agua en el río. Este tramo se encuentra localizado dentro de un centro recreativo, en el cauce se observa la presencia de grandes árboles y raíces en su interior, lo que reduce aun más la poca capacidad de conducción del río.

La segunda estación aforadora se encuentra aproximadamente donde el recorrido del río alcanza la zona centro del área urbana. En este lugar la metodología para cuantificar el gasto es la de sección pendiente, la geometría de las secciones transversales al río donde se encuentran las escalas son conocidas y presentan una área hidráulica suficiente para dejar pasar el flujo del agua sin que ocurran problemas de des

SECCION TRANSVERSAL



ESCALA 1:75

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM TESIS PROFESIONAL
--

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

FIG.II. ESTACION DE AFORO PONIENTE.
--

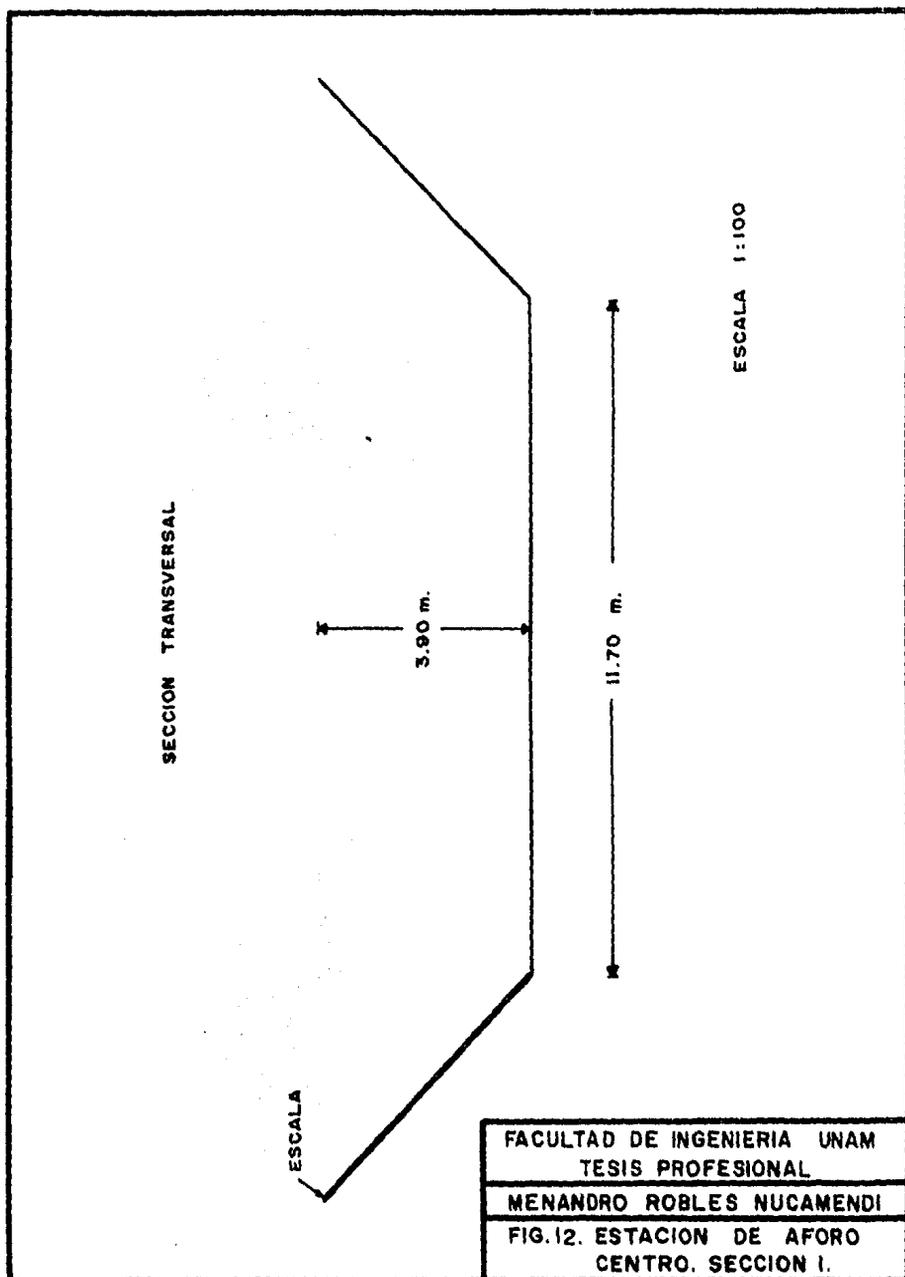
bordamientos, las secciones están representadas en las figuras 12 y 13, y las llamaremos "estación de aforo centro". En esa estación ya se registra parte de la contribución de escurrimientos del área urbana en el río.

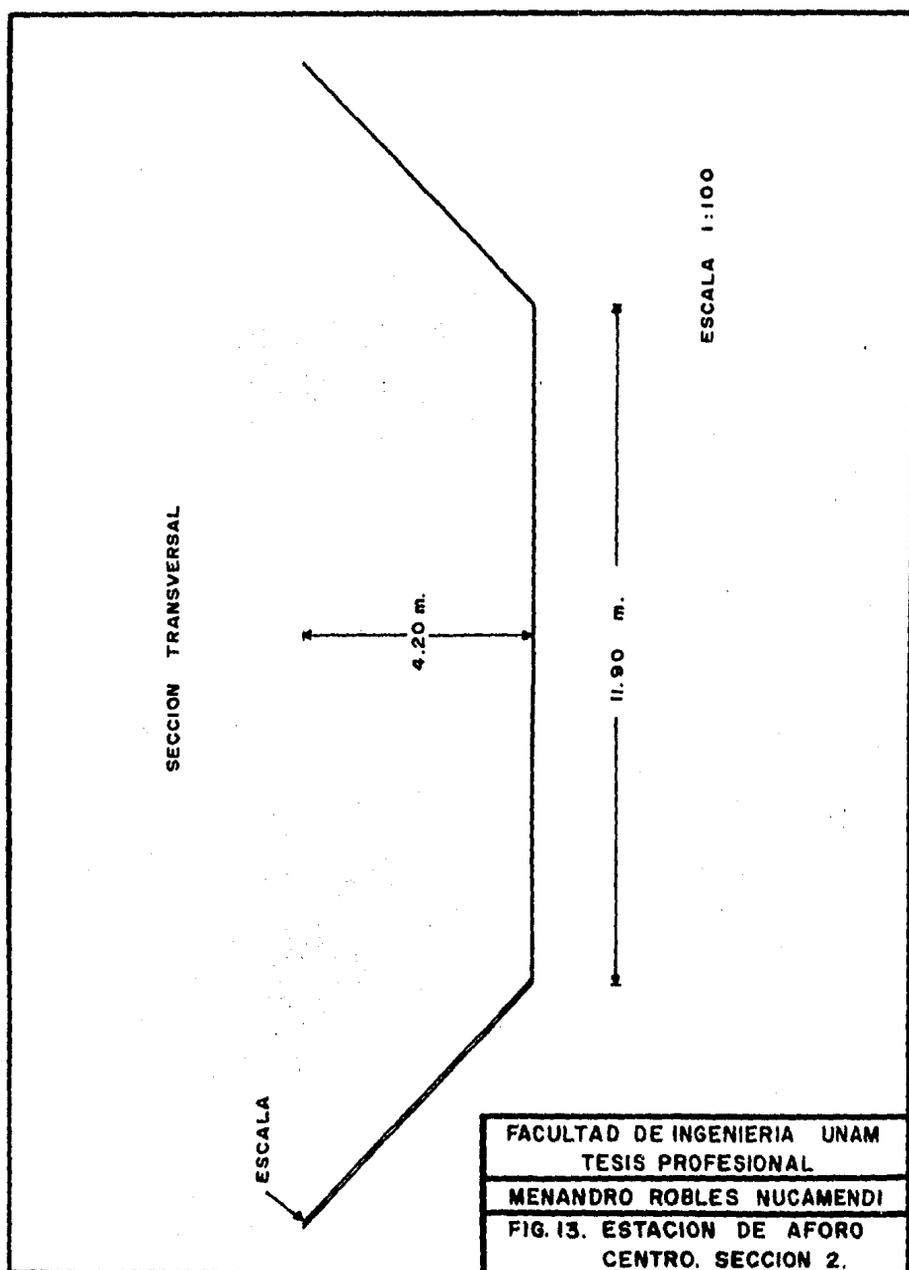
La tercera estación se encuentra a la salida de la ciudad, muy cerca de la estación "Puente Parque Nadero", y la nombraremos "estación de aforo oriente". Al igual que en la estación de aforo centro, la metodología para obtener los gastos es la de sección pendiente; la zona no presenta riesgos de inundaciones y el cauce también se encuentra recubierto con mampostería. Las secciones transversales al río donde se localizan las escalas se muestran en las figuras 14 y 15. Es importante mencionar que además de que en esa estación se han registrado en su totalidad las aportaciones de los escurrimientos de la zona urbana, el río también es alimentado por las descargas de tres arroyos torrenciales llamados San Pascualito, San Roque y Poti. Entonces en la estación quedan estimados los escurrimientos de gran parte de la cuenca y que abarca una área de 330 km².

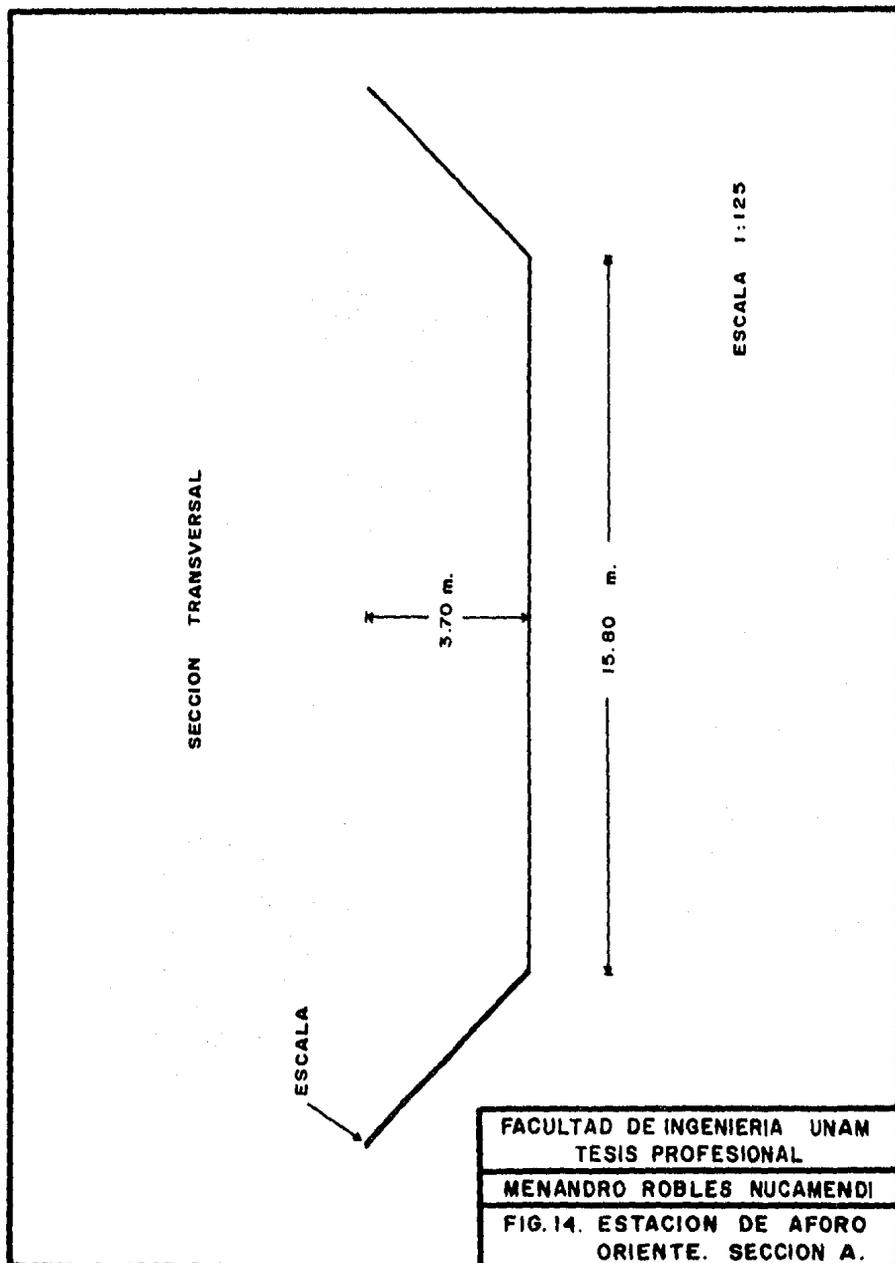
Asimismo en cada una de las descargas de los arroyos mencionados se colocaron escalas para poder medir las aportaciones de éstos hacia el río Sabinal, con el mismo fin también se instalaron en algunas bocas de tormentas de las principales calles que desembocan al río. El gasto de todas estas descargas se obtiene por medio del tirante crítico.

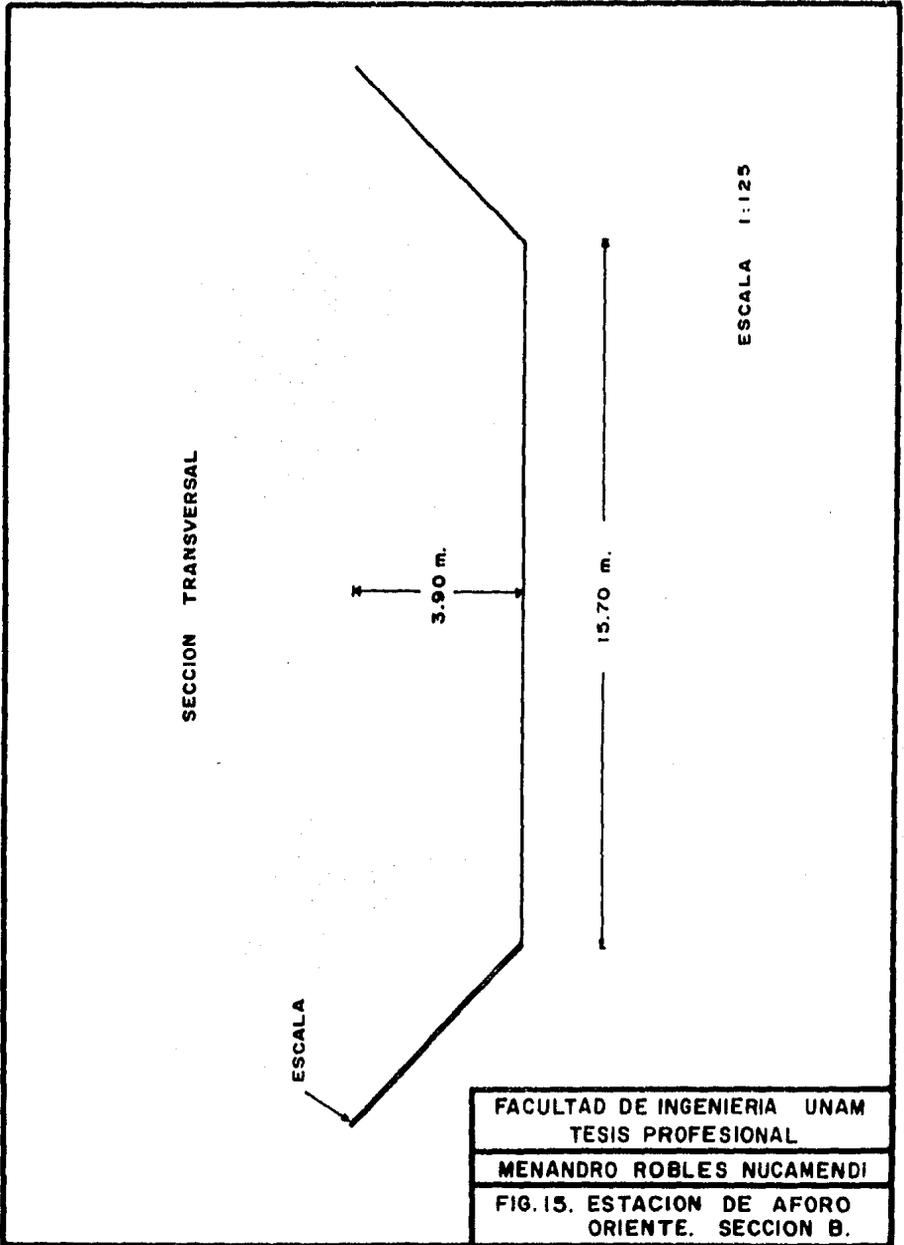
Con los datos obtenidos de las mediciones, a cada escala se le ajustó una ecuación cúbica de la forma:

$$y = a + bx + cx^2 + dx^3$$









por el método de mínimos cuadrados.

Los coeficientes de regresión a , b , c y d se calculan resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones. Se ha utilizado el método de eliminación de Gauss con eje parcial.

$$\begin{bmatrix} n & \sum x_i & \sum x_i^2 & \sum x_i^3 \\ \sum x_i & \sum x_i^2 & \sum x_i^3 & \sum x_i^4 \\ \sum x_i^2 & \sum x_i^3 & \sum x_i^4 & \sum x_i^5 \\ \sum x_i^3 & \sum x_i^4 & \sum x_i^5 & \sum x_i^6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \\ d \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum y_i \\ \sum x_i y_i \\ \sum x_i^2 y_i \\ \sum x_i^3 y_i \end{bmatrix}$$

y el coeficiente de correlación es:

$$R_{xy}^2 = \frac{a \sum y_i + b \sum x_i y_i + c \sum x_i^2 y_i + d \sum x_i^3 y_i - \frac{1}{n} (\sum y_i)^2}{\sum (y_i^2) - \frac{1}{n} (\sum y_i)^2}$$

Para obtener los gastos la ecuación cúbica será:

$$Q = a + by + cy^2 + dy^3$$

donde y es el tirante hidráulico.

De este modo podremos obtener gráficas de cada una de las secciones aforadoras, y así con los tirantes se obtendrán los gastos correspondientes.

II. 11. 1. ESTACION DE AFORO PONIENTE.

Para ajustar la ecuación cúbica a las mediciones registradas, se han elegido los siguientes datos:

n	TIRANTE (m)	GASTO (m ³ /s)
1	0.245	1.84
2	0.115	0.59
3	0.445	4.51
4	0.845	11.81
5	0.705	9.00
6	0.075	0.31
7	0.185	1.21
8	0.045	0.15
9	0.765	10.17
10	0.615	7.33
11	0.365	3.35
12	0.885	12.65
13	0.525	5.78
14	0.645	7.87
15	0.805	10.98
16	0.095	0.45
17	0.065	0.25
18	0.165	1.02
19	0.295	2.44
20	0.405	3.92
21	0.825	11.39
22	0.685	8.62
23	0.135	0.75
24	0.485	5.13
25	0.565	6.46
26	0.225	1.62
27	0.745	9.77
28	0.865	12.23

n	TIRANTE (m)	GASTO (m ³ /s)
29	0.895	12.87
30	0.325	2.82
31	0.505	5.45
32	0.715	9.18
33	0.255	1.96
34	0.265	2.07
35	0.415	4.06

Estos datos alimentan a una computadora que por el método de mínimos cuadrados nos da la siguiente ecuación cúbica:

$$Q = -0.13301 + 4.85038y + 14.15910y^2 - 3.75950y^3$$

y un coeficiente de correlación de:

$$R^2 = 0.99999$$

lo que nos indica que el ajuste de la curva es bueno.

Entonces con un tirante cualquiera sustituimos en la ecuación y obtenemos el gasto, para ejemplificar analicemos el siguiente caso:

En la estación se observa un tirante de 0.205 m., el gasto lo obtenemos reemplazando el valor del tirante en la ecuación:

$$Q = -0.13301 + 4.85038(0.205) + 14.15901(0.205)^2 - 3.75950(0.205)^3$$

con lo cual tenemos:

$$Q = 1.42 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con la ecuación cúbica se obtuvo la gráfica que se muestra en la fig. 16, donde con cualquier tirante obtenemos el gasto que le corresponde.

El tirante máximo que se puede presentar en la sección de aforo es de 0.895 m, después el río desborda y es imposible cuantificar el gasto. En la gráfica 16 podemos notar que al registrarse un tirante de 0.895 m. le corresponde un gasto de $12.9 \text{ m}^3/\text{s}$.

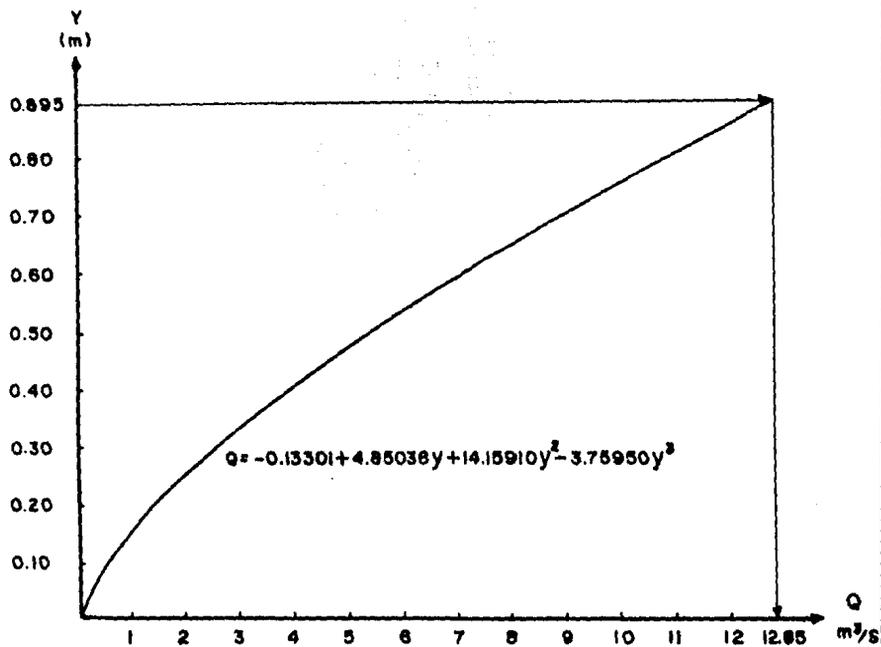
Como conclusión podemos decir que el cauce del río en el tramo de la estación de aforo poniente puede conducir un gasto de $12.9 \text{ m}^3/\text{s}$, gastos mayores provocan desbordamientos. Con tan poca capacidad es común que en ese lugar se presenten inundaciones en la temporada de lluvias.

II. 11. 2. ESTACION DE AFORO CENTRO.

Aquí se aforó por el método de sección pendiente por lo cual se tienen dos secciones diferentes, la situada aguas arriba la llamaremos "sección 1" y la de aguas abajo "sección 2", cada una de éstas tendrán una ecuación asignada.

Los datos elegidos aleatoriamente para encontrar la ecuación cúbica de la sección 1, son los siguientes:

n	TIRANTE (m)	GASTO (m^3/s)
1	0.14	1.73



ESCALA 1:100

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

FIG.16. GRAFICA GASTOS-TIRANTES
ESTACION DE AFORO PONIENTE.

n	TIRANTE (m)	GASTO (m ³ /s)
2	0.09	0.80
3	0.08	0.73
4	0.13	1.54
5	0.06	0.48
6	0.05	0.43
7	0.15	1.83
8	0.10	1.19
9	0.12	1.36
10	0.04	0.37
11	0.15	1.45
12	0.02	0.12
13	0.03	0.15
14	0.06	0.43
15	0.12	1.27
16	0.08	0.80
17	0.07	0.67
18	0.10	1.11
19	0.12	1.36
20	0.10	1.03
21	0.06	0.48
22	0.05	0.43
23	0.07	0.54
24	0.09	0.95
25	0.13	1.54
26	0.04	0.27
27	0.03	0.23
28	0.14	1.82

n	TIRANTE (m)	GASTO (m ³ /s)
29	0.15	1.93
30	1.90	120.48
31	0.35	6.32
32	0.34	5.51
33	0.32	5.20
34	0.30	4.68
35	0.31	4.97
36	0.27	4.11
37	0.36	7.09
38	0.55	14.29
39	0.56	14.76
40	0.71	21.99
41	0.77	24.62
42	0.31	5.27
43	0.25	3.57
44	0.45	10.01
45	0.73	22.83
46	0.79	25.82
47	0.49	10.94
48	0.81	27.40
49	0.84	28.96
50	0.54	13.37
51	0.53	13.60
52	0.58	15.38
53	0.77	24.92
54	0.73	21.99
55	0.61	16.35
56	0.60	15.87
57	0.57	14.06

n	TIRANTE (m)	GASTO (m ³ /s)
58	0.43	8.84
59	0.41	8.53
60	0.44	9.41
61	0.38	7.27
62	0.37	6.92

La ecuación cúbica que resulta es:

$$Q = 0.09656 + 5.12174y + 38.15048y^2 - 3.94710y^3$$

y el coeficiente de correlación:

$$R^2 = 0.99978$$

lo que indica que se tiene un buen ajuste en la ecuación.

Apliquemos la ecuación cuando se presenta en la escala de la sección 1 un tirante de 0.64 m.

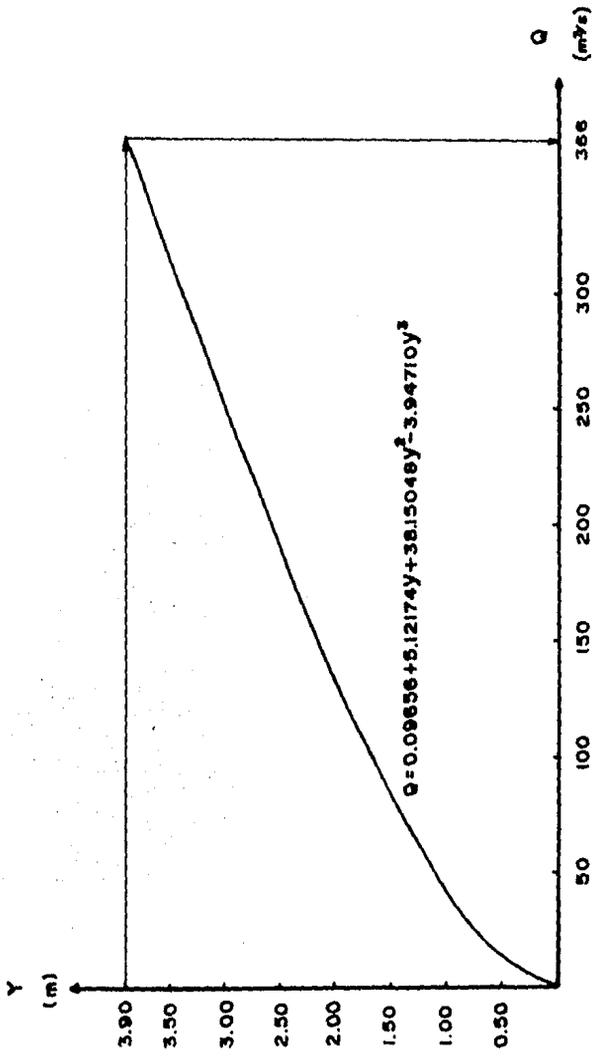
$$Q = 0.09656 + 5.12174(0.64) + 38.15048(0.64)^2 - 3.94710(0.64)^3$$

resolviendo tenemos:

$$Q = 17.97 \text{ m}^3/\text{s}$$

En la fig. 17 se muestra la gráfica gastos-tirantes de la ecuación de la sección 1.

Si observamos la fig. 12, veremos que el máximo tirante que alcanza la sección antes de que el río desborde es



ESCALA 1:2500

ESCALA 1:50

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

FIG.17. ESTACION DE AFORO CENTRO
SECCION I. GRAFICA GASTOS-TIRANTES

de 3.90 m., para este valor la gráfica gastos-tirantes (fig. 17) nos da un gasto de 366 m³/s, a manera de conclusión se puede decir que este es el mayor gasto que puede transitar en el tramo sin que se presenten inundaciones.

Para la sección 2, los datos que alimentaron a la computadora fueron los siguientes:

n	TIRANTE (m)	GASTO (m ³ /s)
1	0.17	1.82
2	0.15	1.54
3	0.16	1.73
4	0.10	0.73
5	0.37	6.91
6	0.14	1.19
7	0.12	0.95
8	0.08	0.48
9	0.04	0.12
10	0.02	0.12
11	0.03	0.15
12	0.05	0.19
13	0.06	0.23
14	0.07	0.43
15	0.13	1.27
16	0.11	0.80
17	0.09	0.60
18	0.17	1.93
19	1.94	120.48
20	0.31	6.32
21	0.30	5.99

n	TIRANTE (m)	GASTO (m ³ /s)
22	0.28	5.27
23	0.26	4.82
24	0.25	4.68
25	0.23	4.39
26	0.32	6.32
27	0.38	8.35
28	0.54	15.00
29	0.34	7.44
30	0.53	14.29
31	0.43	10.33
32	0.69	21.99
33	0.68	23.30
34	0.73	24.62
35	0.22	3.57
36	0.42	10.01
37	0.47	12.00
38	0.51	13.83
39	0.46	12.14
40	0.70	22.83
41	0.75	25.82
42	0.76	25.99
43	0.79	27.40
44	0.81	28.96
45	0.50	13.37
46	0.55	15.38
47	0.51	14.67
48	0.36	15.86
49	0.74	24.92

n	TIRANTE (m)	GASTO (m ³ /s)
50	0.67	21.99
51	0.44	11.37
52	0.43	11.16
53	0.39	9.03
54	0.38	8.84
55	0.49	13.01
56	0.53	14.76
57	0.52	14.30
58	0.34	7.27
59	0.36	7.62
60	0.33	6.92
61	0.40	9.61
62	0.41	9.81

Se obtiene una ecuación cúbica de la forma:

$$Q = -0.71295 + 12.40989Y + 33.42563Y^2 - 3.93157Y^3$$

con un coeficiente de correlación:

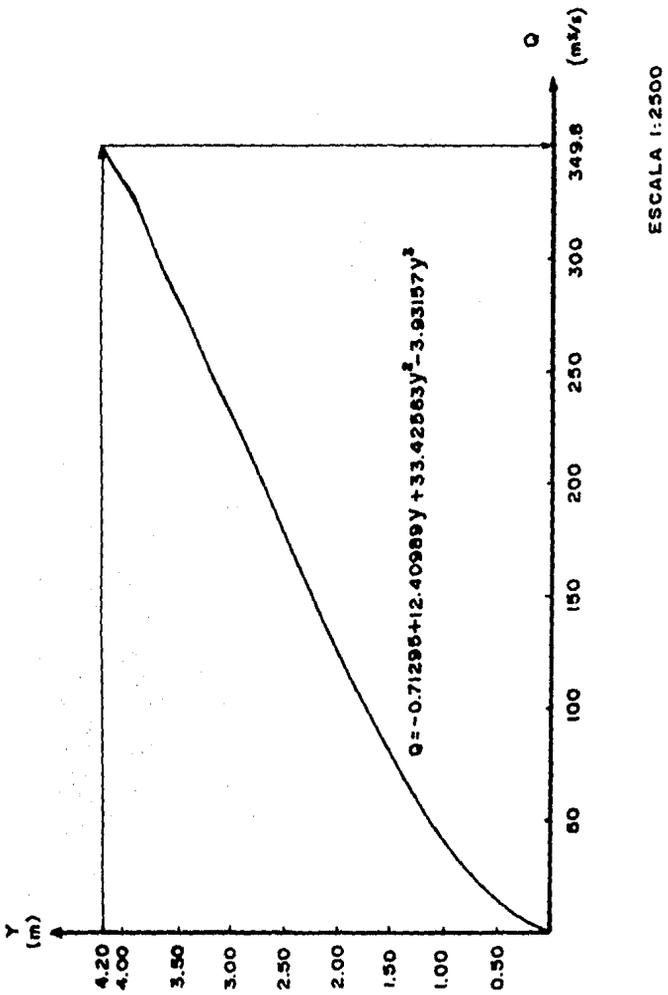
$$R^2 = 0.99942$$

Analicemos el siguiente caso, se presenta en la sección 2 un tirante de 0.83 m., la ecuación queda así:

$$Q = -0.71295(0.83) + 12.40989(0.83) + 33.42563(0.83)^2 - 3.93157(0.83)^3$$

$$Q = 30.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con la ecuación obtenida se dibuja la gráfica postos-tirantes que se muestra en la fig. 18. Observando la fig.



ESCALA 1:50

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

FIG.16. GRAFICA GASTOS-TIRANTES. ESTACION DE AFORO CENTRO. SECCION 2.

13, se puede ver que el máximo tirante que acepta la sección es de 4.20 m., y a éste en la figura le corresponde un gasto de 349.8 m³/s que es el máximo que puede conducir.

Es importante hacer notar que aunque se obtuvieron ecuaciones distintas para las dos secciones que componen la estación de aforo centro, trabajan en forma conjunta y aunque a la sección uno le corresponda mayor capacidad, ésta se obtuvo extrapolando con la ecuación cúbica, pues el tramo permite únicamente el tránsito de un gasto no mayor de 349.8 m³/s; gastos mayores provocarían desbordamientos en la sección dos, lo que nos impediría cuantificar el caudal, de todas formas el cauce cuenta con suficiente área hidráulica y permite el tránsito de cualquier avenida por muy importante que sea. Las características geométricas de estas secciones son muy similares a las que presenta el río en su recorrido por la zona centro de la ciudad, entonces se puede asegurar que está libre de inundaciones.

II. 11. 3. ESTACION DE AFORO ORIENTE.

Al igual que en la estación de aforo centro se emplea el método de sección-pendiente, por tanto también se tienen dos secciones, la ubicada hacia aguas arriba la denominaremos "sección A" y la de aguas abajo "sección B".

Para encontrar la ecuación de la sección A se han elegido los siguientes datos:

n	TIRANTE (m)	GASTO (m ³ /s)
1	0.17	1.93

n	TIRANTE (m)	GASTO (m ³ /s)
2	0.15	1.45
3	0.12	1.03
4	0.11	0.88
5	0.10	0.61
6	0.08	0.49
7	0.16	1.73
8	0.14	1.36
9	0.13	1.19
10	0.18	2.04
11	0.19	2.35
12	2.26	179.02
13	2.12	162.39
14	2.15	166.65
15	2.21	173.18
16	0.37	7.34
17	0.36	6.90
18	0.35	6.73
19	0.33	6.06
20	0.34	6.23
21	0.32	5.59
22	0.26	3.98
23	0.31	5.43
24	0.29	4.83
25	0.30	5.12
26	0.42	9.10
27	0.60	16.50
28	0.43	9.49

n	TIRANTE (m)	GASTO (m ³ /s)
29	0.39	7.98
30	0.56	14.92
31	0.38	7.70
32	0.47	11.11
33	0.48	11.98
34	0.57	17.26
35	0.75	24.11
36	0.77	25.47
37	0.72	22.80
38	0.50	12.30
39	0.45	10.29
40	0.49	11.86
41	0.40	8.55
42	0.24	3.45
43	0.25	3.58
44	0.22	3.05
45	0.21	2.76
46	0.18	2.14
47	0.15	1.54
48	0.10	0.81
49	0.38	7.52
50	0.57	17.26

La ecuación cúbica que resulta es:

$$Q = -0.03444 + 4.72269y + 41.66994y^2 - 3.74362y^3$$

y el coeficiente de correlación:

$$R^2 = 0.99985$$

Aplicamos la ecuación cuando en el río se presenta un tirante de 0.68 m.

$$Q = -0.03444 + 4.72289(0.68) + 41.66984(0.68)^2 - 3.74382(0.68)^3$$

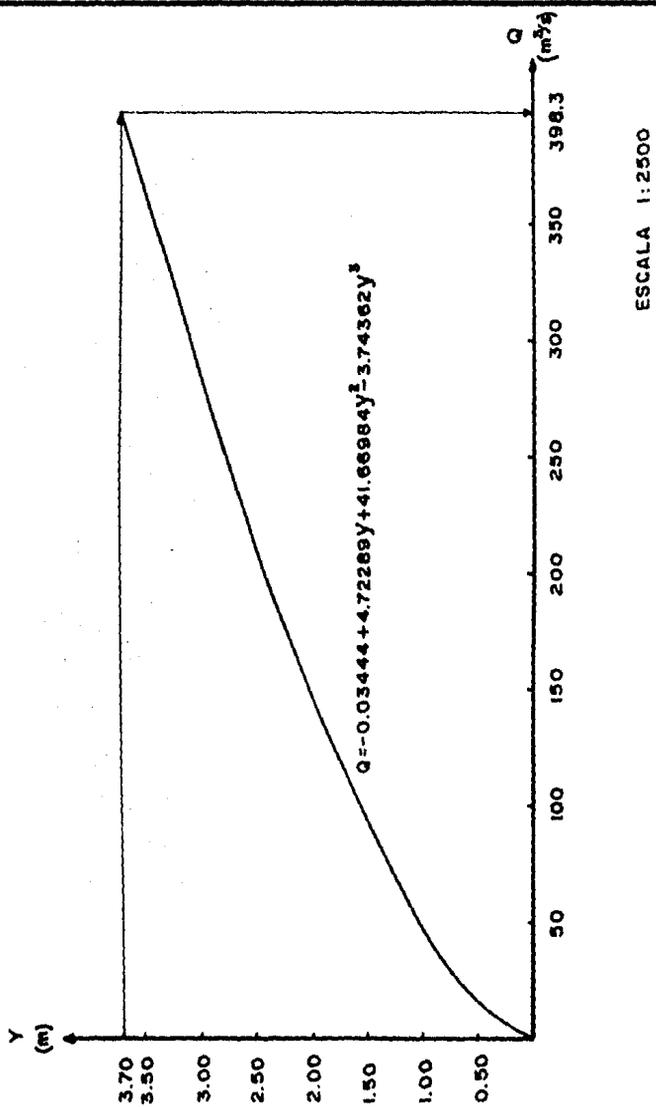
con lo cual se tiene un gasto de:

$$Q = 21.27 \text{ m}^3/\text{s}$$

La gráfica gastos-tirantes se obtuvo de la ecuación y se muestra en la figura 19, en ella podemos observar que al mayor tirante que se puede presentar, que es de 3.70 m, le corresponde un gasto de 398.30 m³/s.

Para la sección B los datos seleccionados son los siguientes:

n	TIRANTE (m)	GASTO (m ³ /s)
1	0.15	1.93
2	0.14	1.83
3	0.12	1.45
4	0.10	1.03
5	0.09	0.95
6	0.08	0.81
7	0.05	0.43
8	0.06	0.61
9	0.07	0.67
10	0.13	1.63
11	0.11	1.28
12	0.17	2.35



ESCALA 1:2500

ESCALA 1:50

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
 TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

FIG.10. GRAFICA GASTOS-TIRANTES ES-
 TACION DE AFORO ORIENTE, SECCION A.

n	TIRANTE (m)	GASTO (m ³ /s)
13	2.62	179.02
14	2.49	162.39
15	2.53	166.65
16	2.58	173.18
17	0.35	7.34
18	0.31	6.06
19	0.33	6.90
20	0.29	5.59
21	0.30	5.74
22	0.27	4.83
23	0.28	5.27
24	0.24	3.98
25	0.40	9.10
26	0.57	16.50
27	0.41	9.49
28	0.37	7.98
29	0.36	7.70
30	0.54	14.92
31	0.45	11.98
32	0.75	25.47
33	0.70	22.80
34	0.72	24.11
35	0.48	12.30
36	0.47	11.86
37	0.43	10.29
38	0.38	8.35
39	0.20	3.05
40	0.22	3.45

n	TIRANTE	GASTO
41	0.19	2.76
42	0.16	2.14
43	0.15	2.04
44	0.14	1.73
45	0.09	0.88
46	0.31	6.23
47	0.33	6.73
48	0.45	11.11
49	0.48	12.08
50	0.22	3.58

La ecuación que se obtiene es:

$$Q = 0.99555 + 16.13222y + 25.61665y^2 - 2.22371y^3$$

y el coeficiente de correlación:

$$R^2 = 0.99967$$

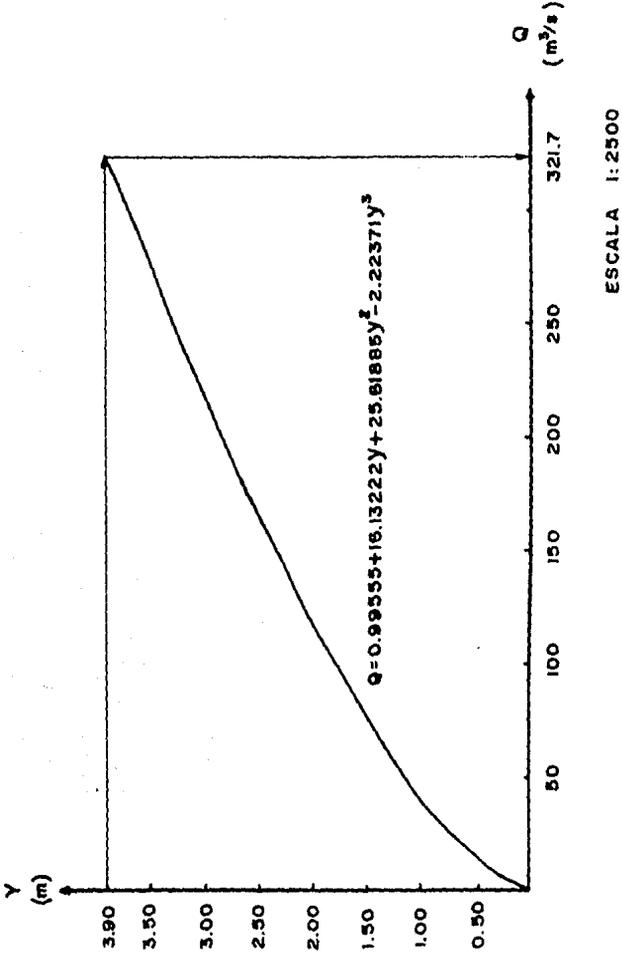
Resolvamos la ecuación para un tirante hidráulico de 0.78 m. :

$$Q = 0.99555 + 16.13222(0.78) + 25.61665(0.78)^2 - 2.22371(0.78)^3$$

con lo que se obtiene:

$$Q = 28.11 \text{ m}^3/\text{s}$$

En la fig. 15 se observa que el mayor tirante que puede presentarse en la sección B es de 3.90 m., para este valor vemos que la gráfica gastos-tirantes (fig. 20) que se obtuvo a partir de la ecuación cúbica nos da un resultado de 321.70 m³/s.



ESCALA 1 : 50

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM TESIS PROFESIONAL
MENANDRO ROBLES NUCAMENDI
FIG.20. GRAFICA GASTOS-TIRANTES ES- TACION DE AFORO ORIENTE. SECCION B.

Al igual que en la estación de aforo centro las secciones trabajan en forma conjunta, así la capacidad del tramo está dada por la menor de las dos secciones, en este caso el mayor gasto que puede ocurrir en el río sin que este se desborde es de 321.70 m³/s. Esta capacidad es suficiente para conducir cualquier avenida que ocurra.

II. 11. 4. ARROYO SAN ROQUE.

El San Roque es un arroyo torrencial que descarga sus aguas aproximadamente a 300 m. aguas arriba de la estación de aforo oriente, atraviesa la ciudad de sur a norte hasta confluir con el río Sabinal, se encuentra embovedado casi en la totalidad de su trayectoria por la zona urbana. La geometría de su sección en la descarga se observa en la fig. 21.

La fig. 22 nos muestra la gráfica gastos-tirantes de la descarga y se obtuvo a partir de la siguiente ecuación:

$$Q = -0.29977 + 8.80210y + 10.57267y^2 - 0.97539y^3$$

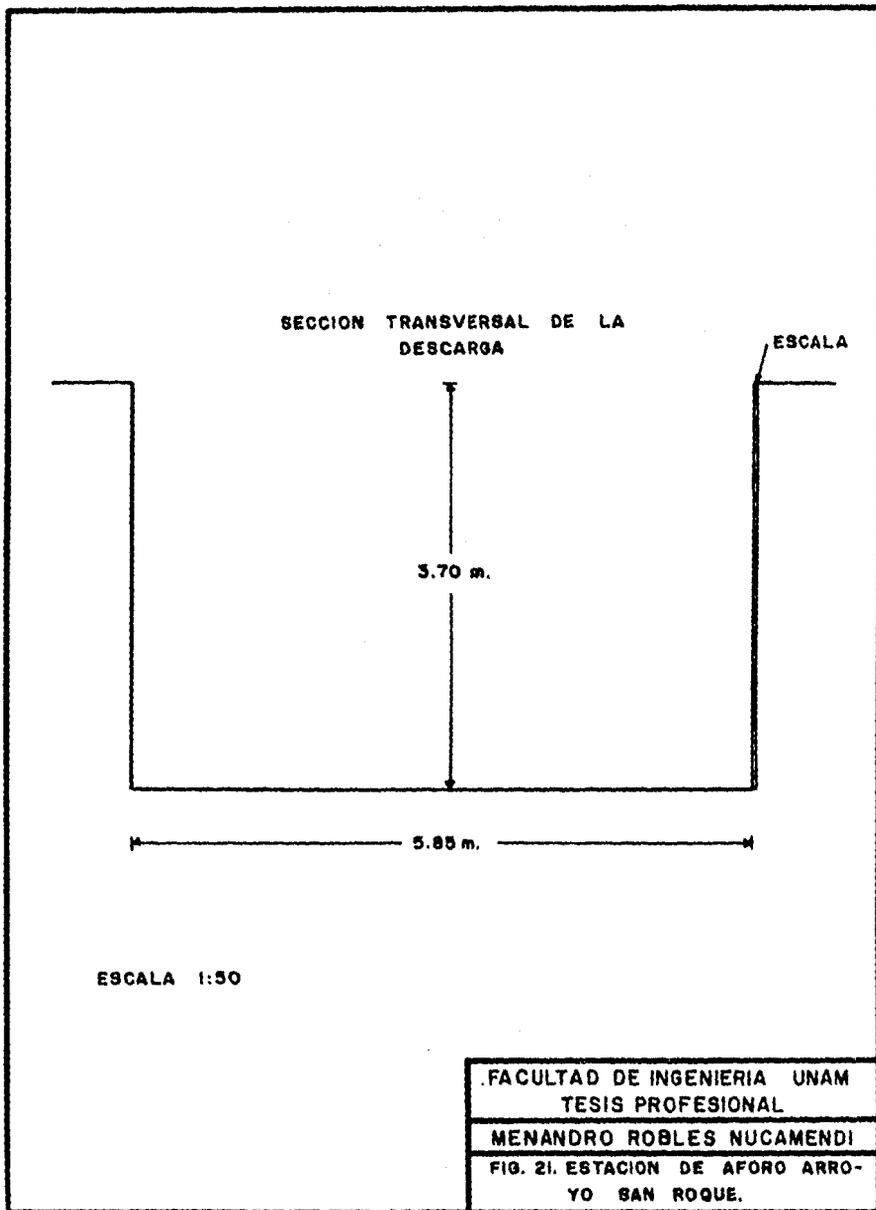
Veamos cual fue el gasto aforado al presentarse un tirante de 0.05 m, que fue el mayor de los medidos en la época de lluvias:

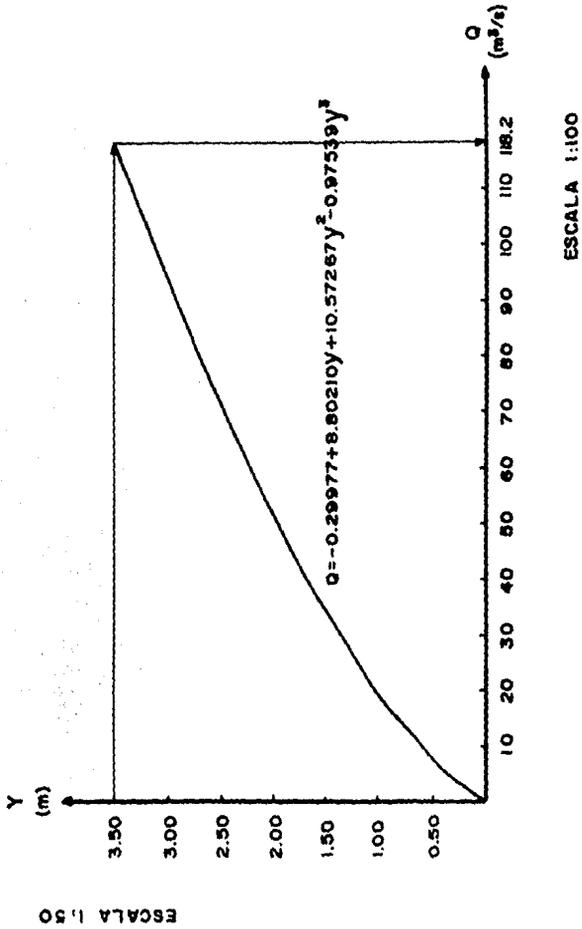
$$Q = -0.29977 + 8.80210(0.05) + 10.57267(0.05)^2 - 0.97539(0.05)^3$$

$$Q = 0.17 \text{ m}^3/\text{s}$$

II. 11. 5. ARROYO POTI.

El arroyo Poti recorre la ciudad de norte a sur y confluye con el río Sabinal aproximadamente a 700 m aguas abaj





ESCALA 1:50

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM TESIS PROFESIONAL
MENANDRO ROBLES NUCAMENDI
FIG.22 GRAFICA GASTOS-TIRANTES ES-TACION DE AFORO ARROYO SAN ROQUE.

jo de la estación de aforo centro, la geometría de la descarga se muestra en la fig. 23. De los tres arroyos que alimentan al río en la zona urbana es el Poti quien más caudal aporta.

Las mediciones observadas se ajustan a la siguiente ecuación cúbica:

$$Q = -0.32556 + 10.94257 y + 18.74784 y^2 - 2.56307 y^3$$

con la que se obtiene la gráfica de gastos-tirantes que se indica en la fig. 24, en ésta se puede ver que para el mayor tirante presentado en la descarga que fue de 0.15 m, le corresponde un gasto de 1.70 m³/s.

II. 11. 6. ARROYO SAN PASCUALITO.

El San Pascualito guarda cierta similitud con los anteriores, se trata de un arroyo torrencial y en su recorrido por la ciudad se encuentra embovedado. Su trayectoria va de sur a norte y hace sus descargas a 50 m. aguas abajo de la estación de aforo centro, la geometría de su sección transversal en la salida se observa en la fig. 25.

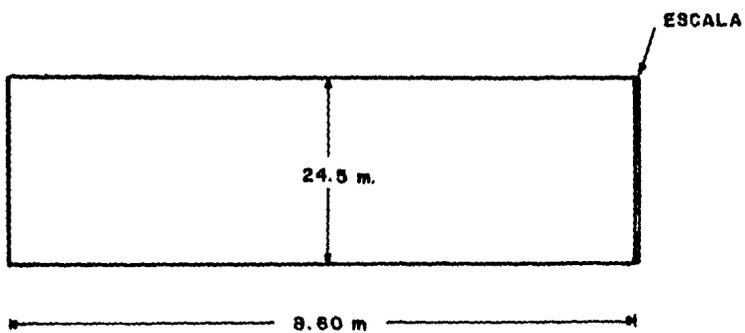
La gráfica de gastos-tirantes que se muestra en la fig. 26 se obtuvo a partir de la siguiente ecuación:

$$Q = -0.14915 + 4.21869 y + 6.80557 y^2 - 0.90037 y^3$$

El mayor tirante que se presentó fue de 0.20 m., si sustituimos este valor en la ecuación, tenemos que:

$$Q = 0.96 \text{ m}^3/\text{s}$$

SECCION TRANSVERSAL DE LA
DESCARGA

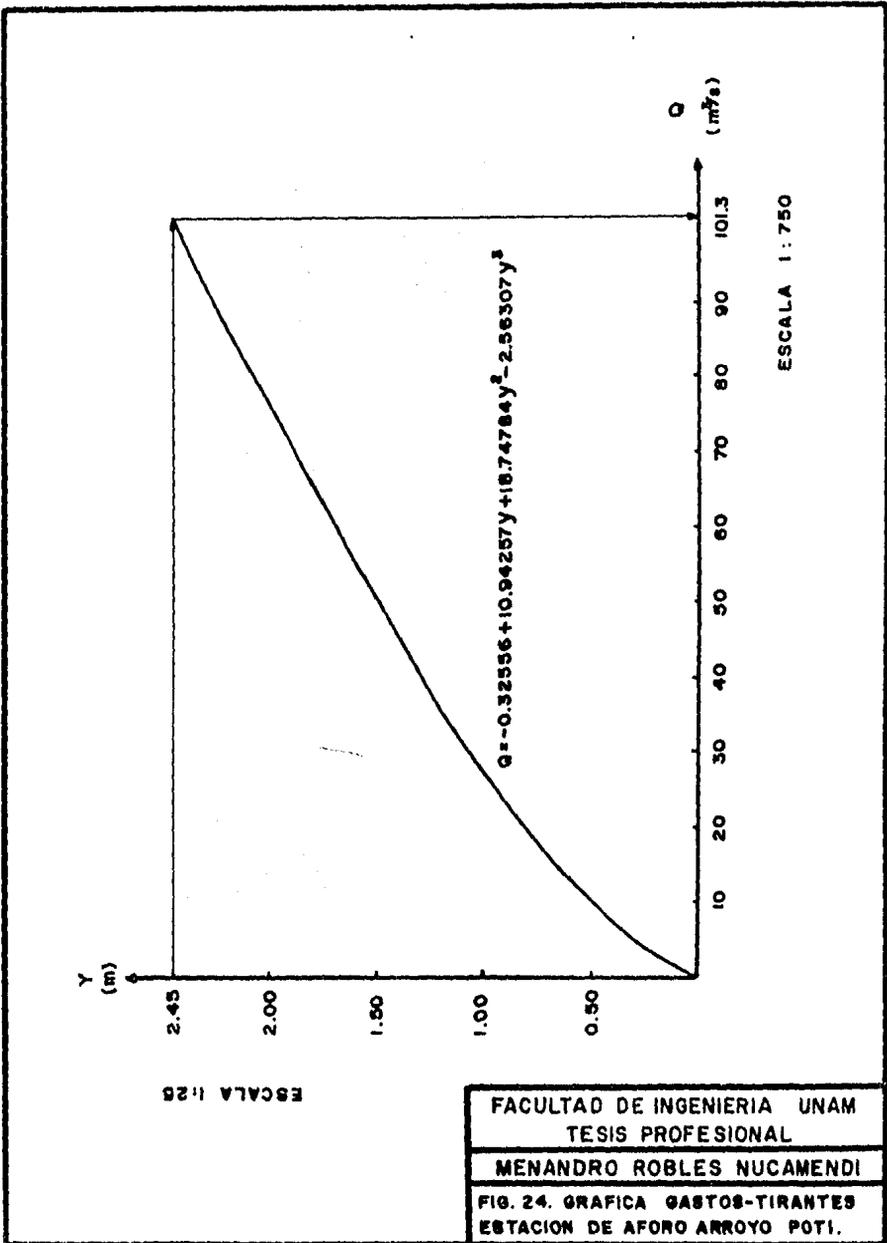


ESCALA 1:75

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

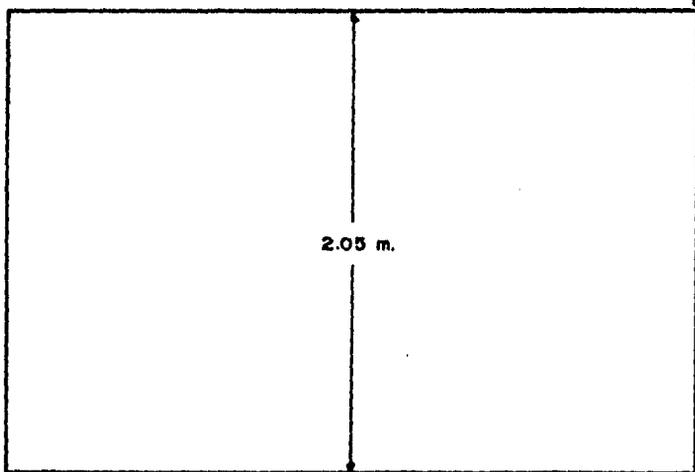
MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

FIG. 23. ESTACION DE AFORO
ARROYO POTI.



SECCION TRANSVERSAL DE LA
DESCARGA

ESCALA



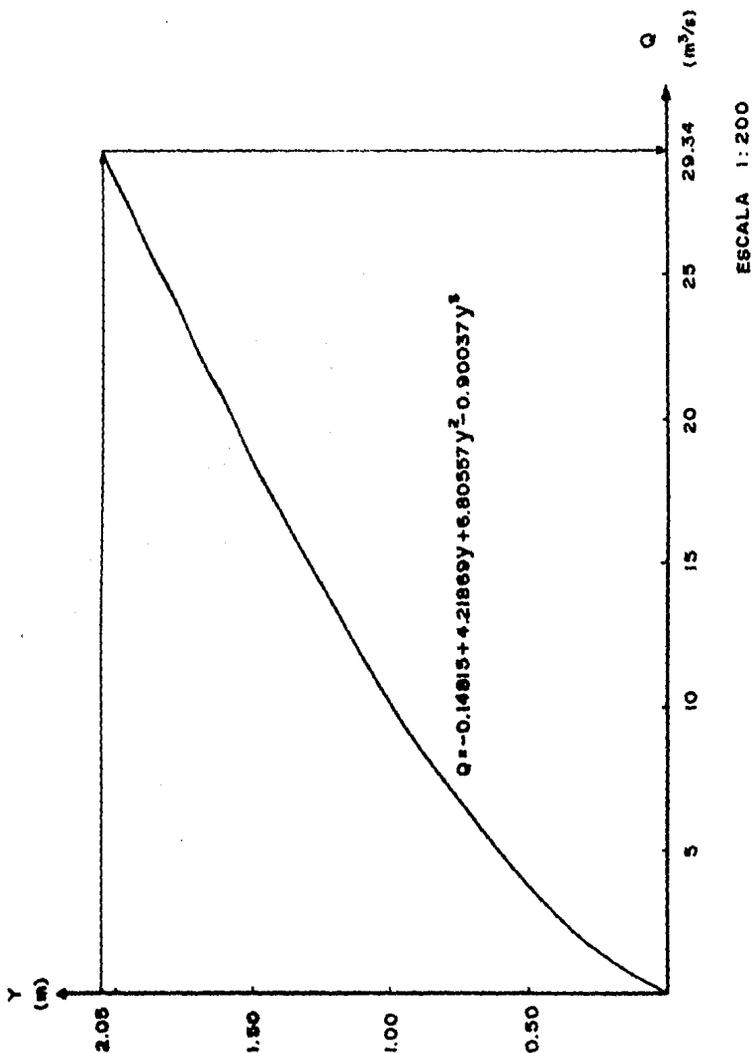
3.20 m.

ESCALA 1:25

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

FIG. 25. ESTACION DE AFORO
ARROYO SAN PASCUALITO



ESCALA 1:25

ESCALA 1:200

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

FIG. 26. GRAFICA GASTOS-TIRANTES ESTACION DE AFORO ARROYO SAN PASCUALITO.

II. 11. 7. CONSIDERACIONES EN LOS AFOROS.

Durante las mediciones se presentó una avenida importante y ocurrió el 2 de septiembre de 1984, en la estación de aforo centro el gasto cuantificado fue de 120.48 m³/s, en la estación oriente se estimó de 179.02 m³/s, la causa de la diferencia tan notable en gastos se debe a las aportaciones de los arroyos San Roque, Foti y San Pascualito, desafortunadamente éstas no pudieron ser valuadas porque el tirante hidráulico del río Sabinal se elevó de manera tal que todas las descargas quedaron ahogadas. En la estación de aforo poniente el río desbordó por lo que fue imposible estimar el gasto, se puede precisar que la capacidad máxima del cauce en este tramo es de 12.90 m³/s.

En las bocas de tormentas en las que se instalaron escalas, el gasto máximo registrado fue de 0.091 m³/s, la aportación de todas éstas en comparación al gasto en el cauce es del 10% máximo.

III. HIDRAULICA DEL RIO EN EL TRAMO DE ESTUDIO.

Dentro de las recomendaciones del presente estudio se contempla la construcción de bordos transversales al río que formen caídas de agua y eleven el tirante hidráulico, en este capítulo se calcula el perfil de flujo que resultaría con dichas estructuras en la zona urbana donde interesa crear un aspecto estético, se considera que transite un caudal de $30 \text{ m}^3/\text{s}$, éste resulta excesivo tomando en consideración que las estructuras únicamente funcionarían en época de estiaje, sin embargo nos permite cierta seguridad en el manejo de los niveles de agua.

III. 1. CALCULO DEL PERFIL DE FLUJO.

El tramo de interés es de sección trapezoidal de mampostería ($n=0.025$) con un ancho de plantilla de 12 m. y taludes a 45° . La estructura tendrá una altura de 1.00 m. y funcionará como un vertedor de pared delgada de forma rectangular y el ancho de cresta será de 12 m. La pendiente media del cauce en el tramo urbano es de 0.0037087.

Cálculo del tirante normal y_n

$$\frac{AR_h^2}{b^{3/2}} = \frac{nQ}{b^{3/2} S^{1/2}}$$

$$\frac{nQ}{b^{3/2} S^{1/2}} = \frac{0.025 \times 30}{12^{3/2} \sqrt{0.0037087}}$$

$$\frac{nQ}{b^{3/2} S^{1/2}} = 0.0163$$

por lo que

$$\frac{AR_h^2}{b^{3/2}} = 0.0163$$

De la fig. 27, para $k=1$, se obtiene:

$$\frac{y_n}{b} = 0.085$$

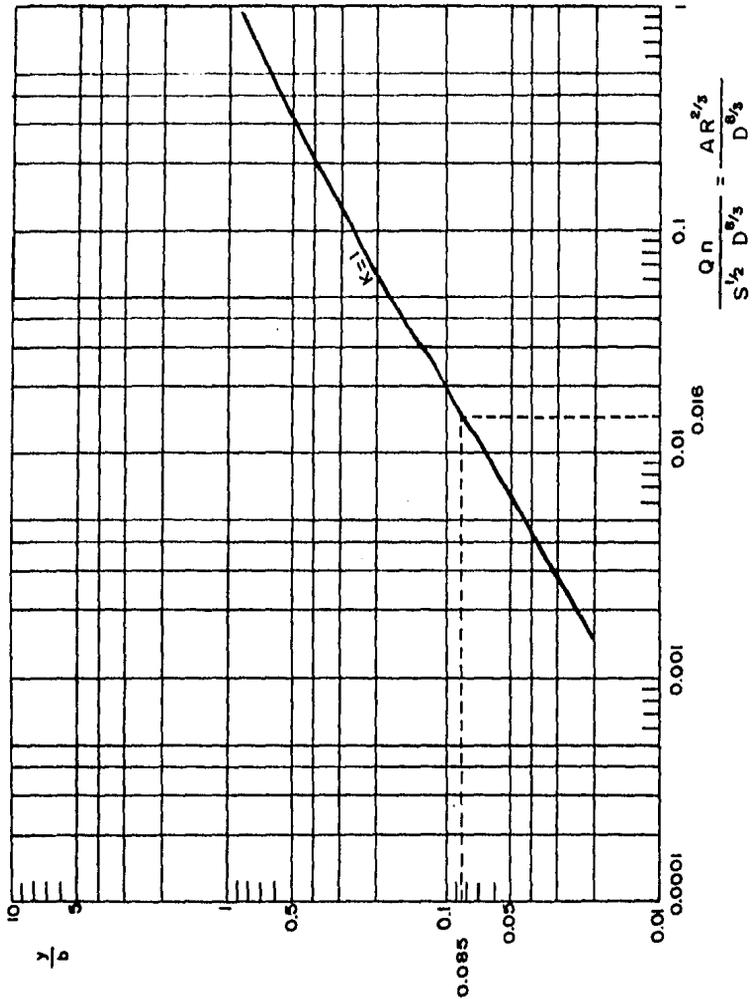
por lo tanto

$$y_n = 0.085 \times 12$$

$$y_n = 1.02 \text{ m.}$$

Verifiquemos este valor con $Q = \frac{A}{n} R_h^2 S^{1/2}$

$$A = 12(1.02) + 1(1.02)^2$$



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

FIG. 27 CURVA PARA LA DETERMINACION DEL TIRANTE NORMAL.

$$A = 13.2804 \text{ m}^2$$

$$P = 12 + 2 \sqrt{1 + (1)^2} \cdot 1.02$$

$$P = 14.8850 \text{ m}^2$$

$$R_h = \frac{13.2804}{14.8850} = 0.8922$$

$$Q = \frac{13.2804}{0.025} (0.8922)^{2/3} (0.0037087)^{1/3}$$

$Q = 29.98 \text{ m}^3/\text{s} \doteq 30 \text{ m}^3/\text{s}$ Por lo que el tirante calculado es el bueno.

Cálculo del tirante crítico (y_c)

$$\frac{Q K^{3/2}}{b^2 \sqrt{g}} = \frac{30 (1)^{3/2}}{(12)^2 \sqrt{9.8}} = 0.0192$$

De la fig. 28 obtenemos:

$$\frac{K y_c}{b} = 0.070$$

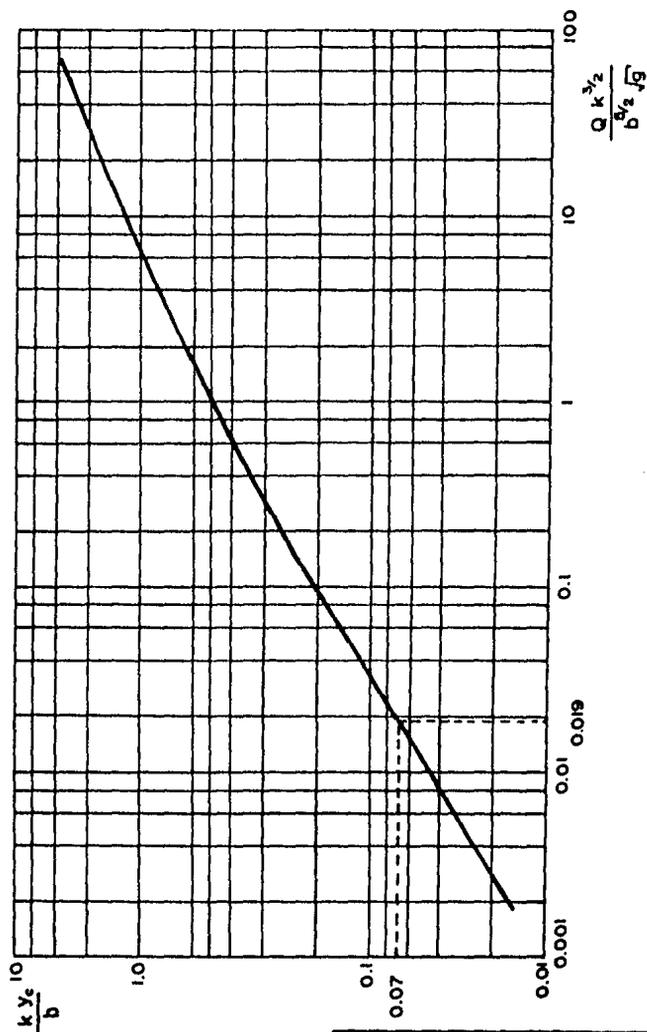
por lo que

$$y_c = \frac{12 \times 0.070}{1}$$

$$y_c = 0.84$$

Verifiquemos el resultado con la ecuación:

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



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

FIG. 28 CURVA PARA DETERMINAR
EL TIRANTE CRITICO.

$$\frac{Q^2}{g} = 91.74$$

Con $y_c = 0.84$ obtengamos $\frac{A^3}{B}$

$$A = 12 (0.84) + (0.84)^2 \cdot 1$$

$$A = 10.79 \text{ m}^2$$

$$B = 12 + 0.84 (2)$$

$$B = 13.68 \text{ m}$$

$$\frac{A^3}{B} = \frac{1256.216}{13.68}$$

$$\frac{A^3}{B} = 91.72 \approx 91.74 \quad \text{por lo tanto } y_c = 0.84 \text{ m}$$

Carga sobre el vertedor

Los bordes transversales formados a base de agujas actúan como vertedores de pared delgada, donde la ecuación para obtener el gasto es la siguiente:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu b h^{3/2}$$

μ considera el efecto de contracción de la lámina vertiente y para su cálculo se emplea la ecuación de Hefly:

$$\mu = \left[0.6075 - 0.045 \left(\frac{B-b}{B} \right) + \frac{0.0041}{h} \right] \left[1 + 0.55 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right]$$

En nuestro caso $b = B$

Suponemos una carga de 1.13 m., entonces:

$$\mu = \left[0.6075 - 0.045(0) + \frac{0.0041}{1.13} \right] \left[1 + 0.55(1) \left(\frac{1.13}{1.13+1} \right)^2 \right]$$

$$\mu = 0.7057$$

$$Q = 2.952 (0.7057)(12)(1.13)^{3/2}$$

$$Q = 30.02 \text{ m}^3/\text{s}$$

La carga sobre la cresta es de 1.13 m., por lo que el tirante aguas arriba del vertedor es:

$$Y_0 = 1.00 \text{ m} + 1.13 \text{ m}$$

$$Y_0 = 2.13 \text{ m.}$$

El perfil es del tipo M_1 , con el flujo arriba del tirante normal y el crítico.

El cálculo se hará por el método de integración de la ecuación dinámica, donde la solución está expresada por:

$$f(y) dy = \frac{1 - Fr}{S_0 - S_f} dy$$

La secuencia de cálculo se resume en la tabla III.1

En la fig. 29 se presenta la curva $f(y)$ - y , dibujada con los resultados de la tabla III.1. Los valores de x para los diferentes tirantes se obtuvieron con las áreas bajo la curva, estos se presentan en la propia fig. 29.

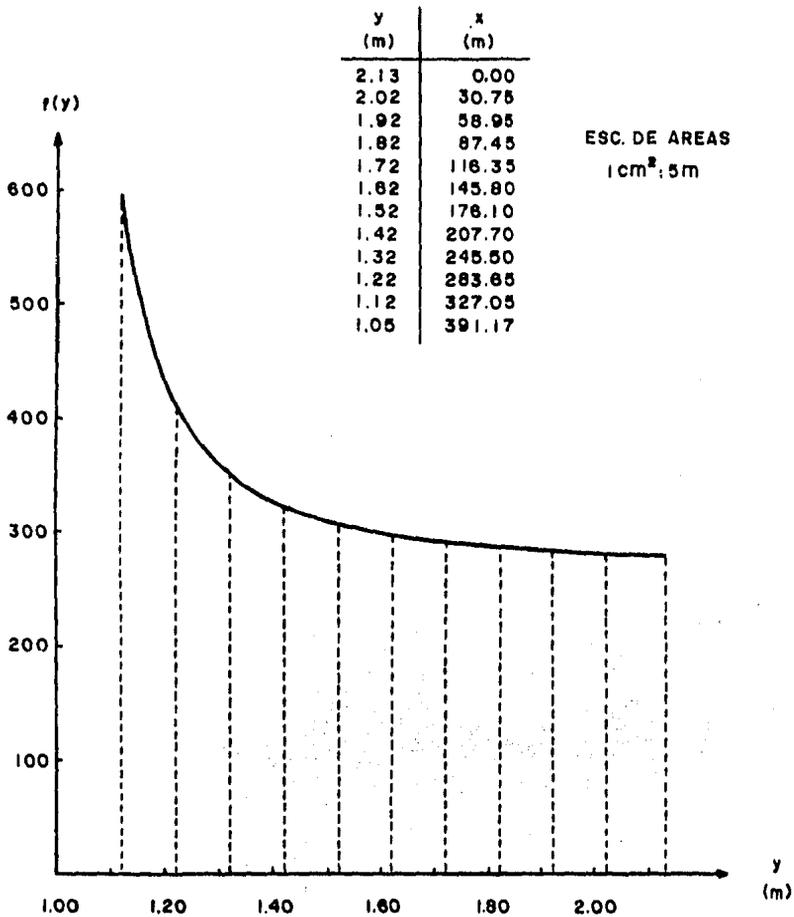
El perfil de flujo para el gasto de $30 \text{ m}^3/\text{s}$. se rue

y	A (b+1y)y	P b+2.8284y	B b+2y	$\frac{R_h^{2/3}}{(A/P)^{2/3}}$	A/B	V Q/A	Sf $(V_n/R_h^{2/3})^2$	$\frac{Fr^2}{gA}$	1-Fr ²	So-Sf	f(y)
1.02	13.2804	14.8850	14.0400	0.9268	0.9459	2.2590	3.713×10^{-3}	0.54995	0.45003	0.00	
1.12	14.6944	15.1678	14.2400	0.9791	1.0319	2.0416	2.717×10^{-3}	0.41175	0.58825	9.9170×10^{-4}	593
1.22	16.1284	15.4506	14.4400	1.0290	1.1169	1.8601	2.042×10^{-3}	0.31578	0.68422	1.6667×10^{-3}	411
1.32	17.5824	15.7335	14.6400	1.0769	1.2010	1.7063	1.569×10^{-3}	0.24712	0.75288	2.1397×10^{-3}	352
1.42	19.0564	16.0163	14.8400	1.1228	1.2841	1.5743	1.229×10^{-3}	0.19674	0.80326	2.4797×10^{-3}	324
1.52	20.5504	16.2992	15.0400	1.1671	1.3664	1.4598	9.778×10^{-4}	0.15898	0.84102	2.7309×10^{-3}	308
1.62	22.0644	16.5820	15.2400	1.2098	1.4478	1.3597	7.895×10^{-4}	0.13017	0.86983	2.9192×10^{-3}	298
1.72	23.5984	16.8648	15.4400	1.2510	1.5284	1.2713	6.454×10^{-4}	0.10779	0.89221	3.0633×10^{-3}	291
1.82	25.1524	17.1477	15.6400	1.2910	1.6082	1.1927	5.334×10^{-4}	0.09017	0.90983	3.1753×10^{-3}	287
1.92	26.7264	17.4305	15.8400	1.3297	1.6873	1.1225	4.454×10^{-4}	0.07612	0.92388	3.2633×10^{-3}	283
2.02	28.3204	17.7134	16.0400	1.3673	1.7656	1.0593	3.751×10^{-4}	0.06478	0.93522	3.3336×10^{-3}	281
2.13	30.0969	18.0245	16.2600	1.4075	1.8510	0.9968	3.134×10^{-4}	0.05472	0.94528	3.3953×10^{-3}	278

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

TABLA III.1. CALCULO DE LA
FUNCION f(y).



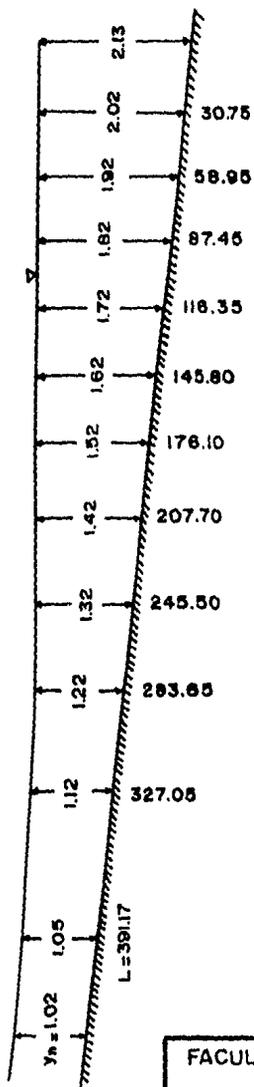
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
TESIS PROFESIONAL

MENANDRO ROBLES NUCAMENDI

FIG. 29 CURVA $f(y)-y$.

de observar en la fig. 30.

ESC. VERTICAL 1:75



ESC. HORIZONTAL 1:2500

ACOTACIONES EN MTS.

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM TESIS PROFESIONAL
MENANDRO ROBLES NUCAMENDI
FIG. 30 PERFIL DE FLUJO PARA GASTO DE 30 m ³ /s.

IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El volumen líquido que puede ser captado, en forma natural, en el área de la cuenca es insuficiente para los propósitos que se persiguen.

El mantenimiento de una lámina de agua corriente requiere del suministro constante de un gasto determinado; partiendo de la hipótesis que no existe agua suficiente para esto, se analizarán cuatro alternativas:

ALTERNATIVA 1. Contempla proporcionar el volumen de agua demandado a través de la formación de un almacenamiento en la parte alta del río, específicamente a unos 5 km. aguas

arriba de la entrada de la zona urbana. La topografía del sitio presenta características favorables y la idea es captar el agua durante la época de lluvias y la parte que pueda escurrir durante el estiaje para posteriormente liberarla de acuerdo a una cierta política de operación definida con base en los requerimientos aguas abajo, que serían básicamente los de proporcionar una lámina de agua corriente.

El obstáculo más importante a su realización es la magnitud de las obras, que demandarían una inversión considerable y sería injustificable para propósitos recreativos.

ALTERNATIVA 2. Mediante una transferencia de los escurrimientos del río Suchiapa al Sabinal, entre sus ventajas se tiene que el gasto demandado puede ser cubierto en forma total, sin embargo la inversión sería mucho más costosa, pues además de la cortina se requiere hacer una conducción a superficie libre de aproximadamente 23 kms. Tal vez complementando los objetivos inicialmente expuestos la inversión se justificara, concretamente con la posibilidad de suministrar agua potable a Tuxtla Gutiérrez; aunque es de reconocerse la dificultad por el hecho de que se ha invertido últimamente lo suficiente para el abastecimiento de agua potable a la capital del Estado.

ALTERNATIVA 3. Se piensa en la idea de construir una planta de tratamiento de aguas negras, ubicada precisamente al inicio del tramo en consideración, que vierta las aguas tratadas hacia el río, pero esto tiene una difícil justificación, basada en el hecho de tener que modificar buena parte

de la red de drenaje actual que posee una vida útil integral, para que el agua tratada fuera sustancialmente adecuada a los propósitos que se persiguen, además de que el tratamiento deberá hacerse siempre sin fallas, pues es agua que va a transitar en el tramo urbano, donde inevitablemente se juzgará una operación defectuosa. Otros aspectos desfavorables serían los altos costos de operación de la planta y el desperdicio en cierto porcentaje de la actual red de colectores de aguas negras que tiene poco tiempo de haber entrado en servicio, además de que en el lugar donde opera actualmente la planta de tratamiento se tienen considerados otros tres módulos iguales al que funciona.

ALTERNATIVA 4. Se propone un conjunto de obras, unas destinadas a manejar los niveles de la lámina de agua y otra a controlar los sedimentos en dicho tramo. Específicamente se prevee la construcción de una presa para control de azolves que deberá ser mantenida en buenas condiciones de operación, retirando el material por medios mecánicos antes de la época de avenidas, operará como una obra derivadora, donde se presentarán velocidades bajas a partir del paramento aguas arriba, lo que favorece que las partículas se sedimenten; por otro lado, para cumplir con los propósitos recreativos, se proponen estructuras que eleven el nivel del agua en algunos tramos seleccionados con el fin de crear un aspecto estético durante la mayor parte de la época de estiaje y con un tirante que a pesar de la evaporación permita que el nivel no se abata inmediatamente.

Considerando que una sobreelevación de niveles pu-

debe provocar desastres, se piensa que dichas estructuras se constituyan por medio de agujas, u manera de ir retirándolas según se requiera.

Esta última alternativa es la seleccionada, aunque propone diseños poco vistosos, responden al deseo de realizar obras versátiles, poco costosas y que tomen en cuenta la hidrúlica del río.

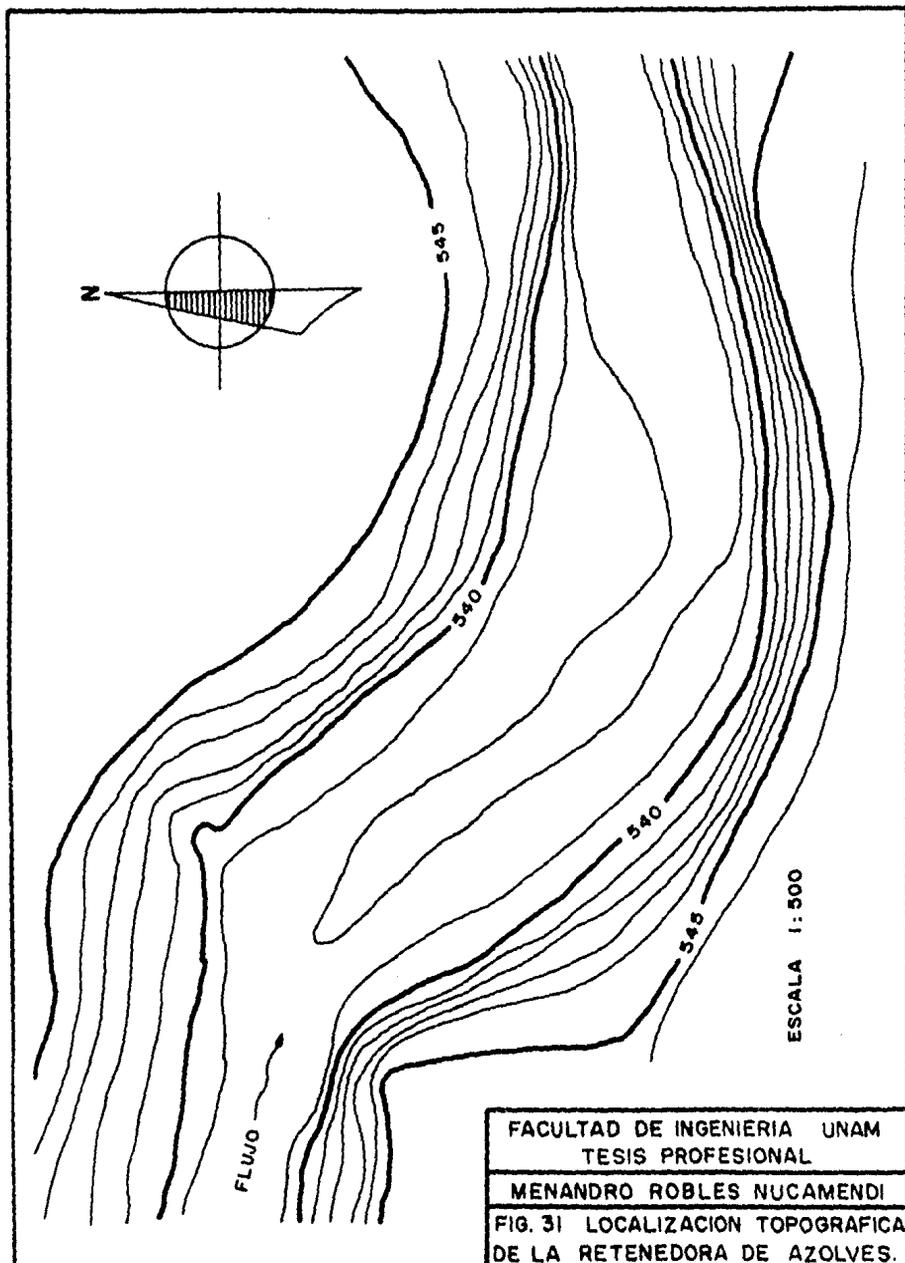
ESTRUCTURAS.

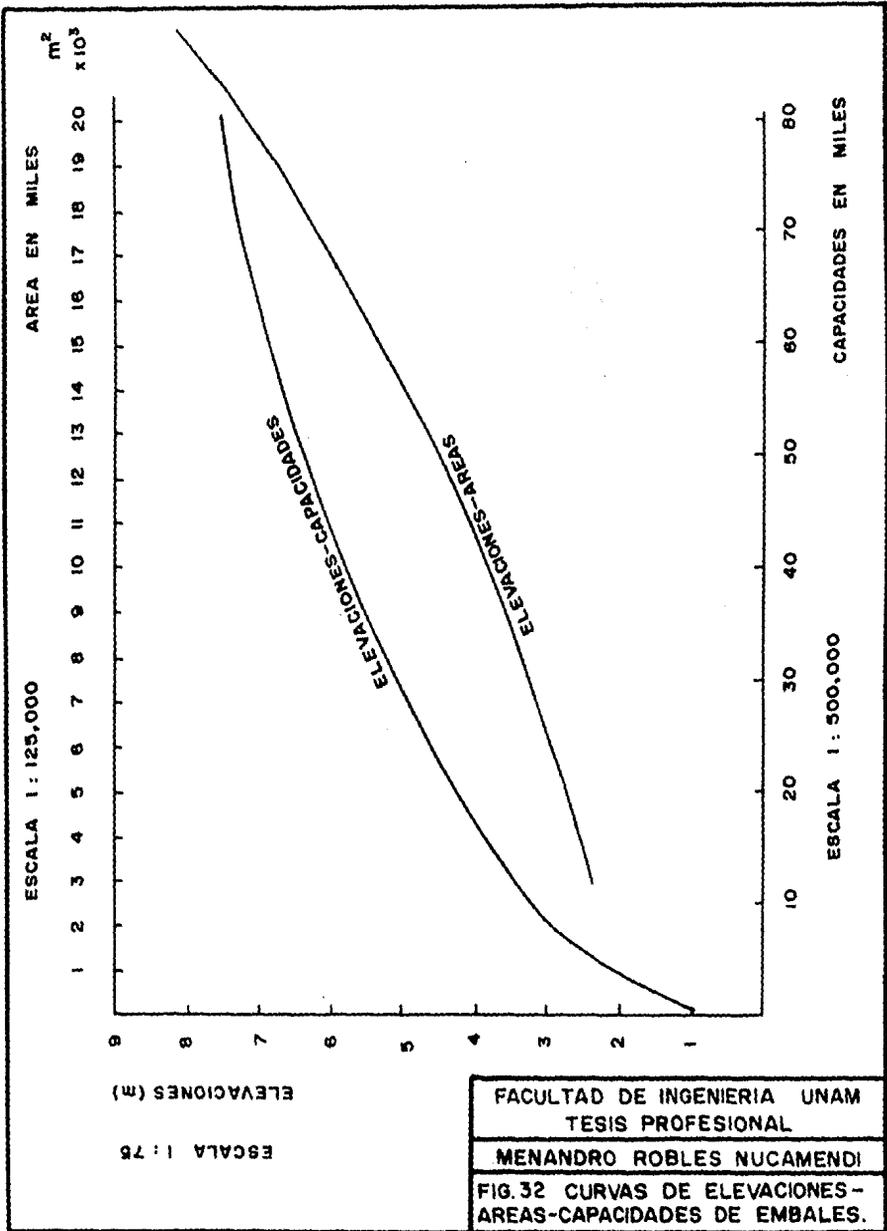
Se propone una primera estructura que servirá como retenedora de azolves exclusivamente, se localiza inmediatamente después de que el río entra en la zona urbana, en un tramo encañonado, aldeaño a los fraccionamientos Alameda del Sol y las Arboledas, donde existe un acceso en la margen derecha y se puede hacer otro en la izquierda para retirar el material acumulado por medios mecánicos. La topografía de la zona mencionada se puede apreciar en la fig. 31.

Esta obra hidráulica es básicamente una derivadora de concreto o mampostería de 3 m. de altura, con dos válvulas de compuerta colocadas en los costados que funcionarán como obra de toma permitiendo satisfacer cierto gasto en el río o abatir el nivel del agua en el vaso para labores de limpieza.

En la figura 32 se presenta una curva de elevaciones-capacidades-áreas del embalse.

Agua abajo, se plantean bordos transversales a la corriente que servirán para formar caídas de agua y que no-





drían tener 1 m. de altura, lo que elevaría el tirante en una longitud de 390 m., estas estructuras estarán constituidas por agujas de madera, que tendrán un claro de 3 m., con pilas intermedias para permitir el paso de vehículos por el lecho del río con el fin de limpiar o realizar trabajos de rehabilitación. La altura creada a base de agujas de madera permitirá un bajo costo de construcción, maniobrabilidad para su retiro o colocación y la idea de que no son estructuras que necesariamente eviten la fuga a través de ellas ya que no son almacenadoras.

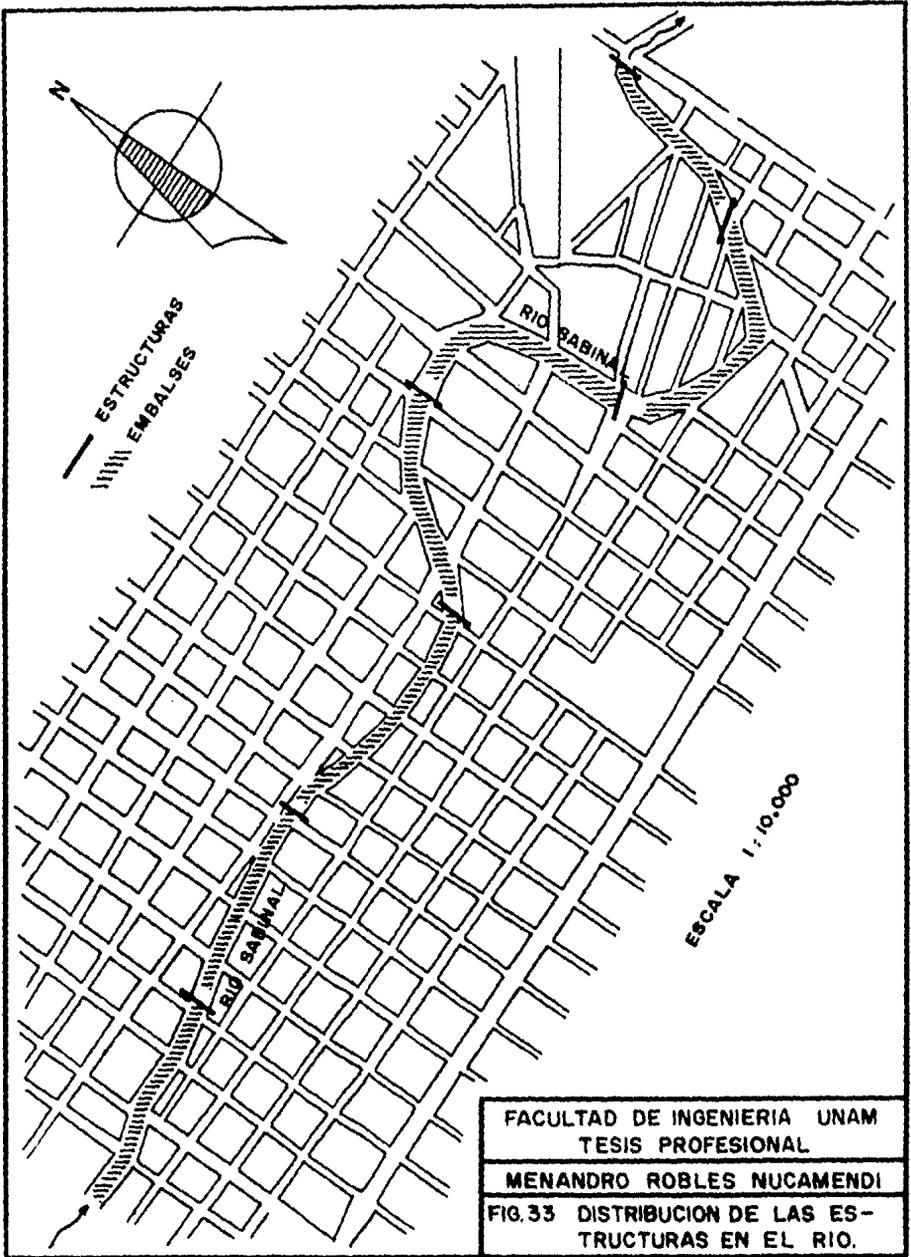
En el capítulo anterior se obtuvo el perfil de flujo cuando se tiene un borde transversal de 1 m. de alto. La fig. 33 muestra en planta, la forma en que quedan las láminas de agua en el río al distribuir las estructuras a lo largo de la zona urbana donde las secciones del cauce presentan una geometría regular, las áreas sombreadas representan los embalses.

Se acepta como condición necesaria la proscripción total de descargas de aguas negras, en caso contrario las obras indicadas crearán focos de infección.

Con la derivadora de 3 m. de altura se estima que el tramo urbano tendrá el agua lo más limpia posible.

Por lo que respecta a la operación y mantenimiento de las estructuras se pueden hacer las siguientes recomendaciones:

La acumulación de azolves se podrá observar a sim-



ple vista en la época de estiaje y deberá decidirse si se lim
pie o permite mayor acumulación para retirar el material al
siguiente año. De cualquier forma es necesario operar las vál
vulas laterales en el transcurso del año para evitar que se
"peguen".

Los bordes transversales deberán colocarse lo más
cerca posible de la ubicación de puentes para paso de vehícu-
los, a efecto de reducir al mínimo posible las dificultades
en las maniobras de retiro y colocación de las agujas, éstas
se podrán colocar en octubre y retirarse parcialmente hasta
concluir en mayo, a efecto de que cumplan adecuadamente el do
ble propósito de producir caídas de agua y evitar posibles
inundaciones. Es necesario indicar que se requiere cierto man
tenimiento, como es retirar las agujas conforme la disminu-
ción de agua se vaya presentando para evitar que ésta se es
tanque y el efecto estético se pierda.

Es conveniente que el retiro de agujas se realice,
de aguas arriba hacia aguas abajo, a efecto de tomar un espa
cio mayor de tiempo con caídas de agua.

BIBLIOGRAFIA.

Análisis Estadístico y Probabilístico de Datos Hidrológicos.

Rolando Springall G.

Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Apuntes de Hidraulica II.

Gilberto Sotelo Avila.

Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Hidráulica General.

Gilberto Sotelo Avila.

Editorial Limusa. México, 1980.

Hidrología.

Rolando Springall G.

Instituto de Ingeniería, UNAM. México, D.F. 1970.

La Cuenca Superior del Río Grijalva.

Karl M. Helbig.

Instituto de Ciencias y Artes de Chiapas.

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas. 1964.