

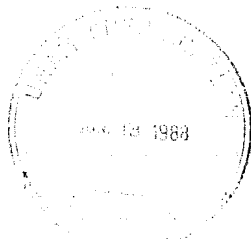
31
2e



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

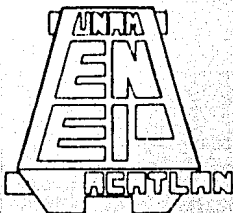
**FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE
LA "LAGUNA NEGRA" EN
ACAPULCO, GUERRERO.**



T E S I S

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

ROBERTO TORRES GALINDO



MEXICO, D. F.,

1988

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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

	Páginas
INTRODUCCION	1
CAPITULO I ANTECEDENTES	5
I.1 Condiciones que imperan en la zona	9
I.2 Aspecto Económico	10
I.3 Aspecto Hidráulico	11
CAPITULO II CONCEPTOS ELEMENTALES Y METODOS DE DISEÑO	15
II.1 Hidráulica Marítima	18
II.2 Hidrología	33
II.3 Tránsito de Avenidas	48
CAPITULO III ALTERNATIVAS	
III.1 Diseño Arquitectónico	60
III.2 Red de Alcantarillado Sanitario y Planta de Tratamiento	63
III.3 Red de Alcantarillado Pluvial	68
III.4 Red de Agua Potable	68
III.5 Marina	68
CAPITULO IV ANALISIS DE ALTERNATIVAS	72
CAPITULO V SELECCION DE LA MEJOR ALTERNATIVA	116
V.1 Análisis Hidráulico Comparativo	116
V.2 Análisis Ecológico Comparativo	117
V.3 Análisis Económico Comparativo	118
V.4 Determinación de la Alternativa Adecuada	120

CAPITULO VI	DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS HIDRAULICAS	123
VI.1	Diseño del Canal de Navegación	123
VI.2	Diseño de la Red Primaria de agua potable	125
VI.3	Alcantarillado Sanitario	131
VI.4	Drenaje Pluvial	138
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		150
ANEXO I	MEMORIA DE CALCULO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO	156
ANEXO II	OBTENCION DE LA ALTURA DE OLEAJE UTILIZANDO LA CARTA DE SEA AND SWELL	177
ANEXO III	MEMORIA DE CALCULO DE LOS CANALES PERIMETRALES DE LOS CERROS DEL REVOLCADERO Y EL ENCANTADO	188
ANEXO IV	MEMORIA DE CALCULO DE LA RED PRIMARIA DE AGUA POTABLE	213
BIBLIOGRAFIA		227

Relación de Figuras

Figura I.1	Groquis de localización	página	7
" I.3.1	Cuenca del río de la Sabana	"	12
" II.1.0	Plantilla para dibujar los diagramas de refracción	"	21
" II.1.1	Diagrama de refracción Dirección Sur-Oeste	"	23
" II.1.2	Diagrama de refracción Dirección Oeste	"	24
" II.1.3	Sección de la Escollera	"	32
" II.2.1	Relación entre Z y d/tp	"	40
" II.2.2	Extrapolación gráfica de intensidades de lluvia	página	46
" II.2.3	Curvas de intensidad de lluvia duración-frecuencia de 1941 a 1982	"	47
" III.1.1	Proyecto Arquitectónico	"	61
" III.1.2	Geometría del Canal de Navegación Alternativa Uno	"	64
" III.1.3	Geometría del Canal de Navegación Alternativa Dos	"	65
" III.1.4	Geometría del Canal de Navegación Alternativa Tres	"	66
" III.2.1	Alternativas de drenaje sanitario	"	67
" III.3.1	Sistema de drenaje pluvial	"	69
" IV.1	Relación entre el área de la boca y el prisma de marea	"	75

Relación de Figuras

Figura IV.2.2	Variación de niveles en Laguna Negra respecto al tiempo	página	
	Alternativa Uno	"	83
" IV.2.3	Variación de velocidad en el Canal de Navegación (Alt. 1)	"	84
" IV.2.4	Variación de niveles en Laguna Negra, respecto al tiempo		
	Alternativa Dos	"	87
" IV.2.5	Variación de velocidad en el Canal de Navegación(Alt. 2)	"	88
" IV.2.6	Variación de niveles en Laguna Negra, respecto al tiempo		
	Alternativa Tres	"	91
" IV.2.7	Variación de velocidad en el Canal de Navegación(Alt. 3)	"	92
" IV.2.8	Nuevo Hidrograma Triangular	"	95
" IV.2.9	Variación de velocidad en el Canal de Navegación (Alt. modificad ^a #1)	"	100
" IV.2.10	Variación de niveles en Laguna Negra (Alt. #1 modificada)	"	101
" IV.2.11	Variación de niveles en Laguna Negra (Alt. #2 modificada)	"	107
" IV.2.12	Variación de velocidad en el Canal de Navegación (Alt. # 2 mod ^o dificada)	"	108

Relación de Figuras

Figura IV.2.13	Variación de niveles en Laguna página Negra (Alt. #3 modificada)	"	113
" IV.2.14	Variación de velocidad en el Canal de Navegación(Alt.# 3 - modificada)	"	114
" VI.1.1	Sección del Canal de Navegación	"	124
" VI.2.1	Red Primaria de Agua Potable	"	128
" VI.3.1	Red de Drenaje Sanitario	"	133
" VI.4.1	Canal Interceptor Sur	"	139
" VI.4.2	Canal Interceptor Norte	"	140
" VI.4.3	Geometría del canal interceptor Sur	"	141
" VI.4.4	Geometría del canal interceptor Norte	"	142
" VI.4.5	Caja rompedora de presión y desarenadora	"	143
" VI.4.6	Tanque amortiguador	"	144
" VI.4.7	Red de drenaje pluvial	"	148

INTRODUCCION

Existe en el país aproximadamente 10,000 Km de costas, en este litoral se encuentran lagunas costeras que pueden o no tener comunicación con el mar, muchas de estas lagunas - en época de avenidas descargan una cierta cantidad de agua proveniente del continente y algunas de ellas reciben también en época de estiaje una pequeña cantidad de agua denominado flujo base; de tal forma que cuando es época de avenidas se llega a inundar su área circundante provocando un mayor flujo de agua hacia la costa y aquellas cuyas barras litorales se cerraron en el estiaje pueden abrir nuevamente comunicación con el mar.

También existen algunas lagunas costeras que tienen comunicación constante con el mar debido a los ríos que descargan a ellas en éstas sucede un fenómeno interesante debido a que están sujetas a la variación de niveles causados por los cambios de nivel del mar también a la magnitud de los gastos de las avenidas del río, así se podrán presentar sentidos de flujo de la laguna hacia el mar para condiciones de niveles de mareas bajas o una fuerte descarga del río en la laguna o también puede presentarse reflujos de agua del mar hacia el interior de la laguna, para el caso en que los niveles en el mar sean superiores a los niveles de la laguna.

En el país existen muchas lagunas costeras que no tienen comunicación continua con el mar, por lo cual no existen intercambios y renovación de aguas, teniendo en muchas de ellas agua estancada propensa a un proceso de degradación -

en su calidad, ya que al no existir un flujo que permita re-
mover las materias orgánicas y en algunos casos, hasta con-
taminantes que descargan en las lagunas, lo cual puede cau-
sar problemas ecológicos y de contaminación que afectarían
tanto la flora, fauna y con los consecuentes problemas de -
insalubridad. Es por ello que para provocar el intercambio
de aguas se pueden construir canales de comunicación con el
mar, siempre y cuando se puedan conocer y estimar las alte-
raciones que se causarán en el medio ambiente. Con esto se
quiere decir, que las lagunas pueden constituir unas formas
de desarrollo de acuicultura o turísticas, ambas de gran im-
portancia en nuestro país ya que el hecho de tener acceso -
hacia el mar en una laguna, propicia el aumento del número
de especies y una mayor producción acuícola; mientras que -
los desarrollos turísticos se originan también, en zonas -
recreativas con el consecuente mejoramiento económico para
la región, por la atracción de una buena cantidad de turís-
mo nacional y extranjero; sin embargo, como se dijo ante-
riormente no podrán descuidarse los cambios en la flora y -
en la fauna que causarán la modificación del comportamiento
del agua en la laguna.

En el caso que nos ocupa, se mencionará que existe en
Acapulco, Gro. una laguna costera ubicada entre Puerto -
Marqués y la playa del Revolcadero denominada Laguna Negra
en donde se pretende construir un desarrollo turístico de -
gran importancia, ya que actualmente este Puerto tiene po-
cas áreas por desarrollar.

Un aspecto importante de este desarrollo, es la formación de una marina dentro de la laguna, por lo cual, el proyecto requiere de establecer una comunicación con el mar - por medio de un canal de navegación.

En la apertura de un canal de comunicación entre el mar y la laguna interesan y preocupan las condiciones sanitarias y ambientales, que se podrán presentar una vez construido dicho desarrollo. Debido a la importancia que tiene el tratar de resolver un problema de desarrollo con la menor alteración ecológica posible, se presenta este trabajo de tesis, considerando, que pueda servir de utilidad para este proyecto en particular, pero con la intención de que puede ser un ejemplo de aplicación metodológica en otras costas del país con problemas similares.

Debido a lo anterior y cuidando que el turismo se incrementa en una zona como Acapulco, se debe procurar el menor cambio en la naturaleza, es decir, tratar de alterar lo menos posible las condiciones ecológicas en esta región.

Ahora bien, según algunos autores, consideran que para desarrollar una buena zona turística, se deben reunir determinadas características¹, así como proporcionar los servicios necesarios, y de no cumplir estas condiciones difícilmente se puede atraer turismo. Las características que deben reunir los posibles desarrollos son las siguientes:

- a) Buena infraestructura terrestre, marítima y aérea.
- b) Equipamiento o acondicionamiento necesario para la estancia temporal del turismo.
- c) Conservación de las bellezas naturales.

En cuanto a Acapulco se refiere cuenta con magnificas carreteras, puertos y aeropuerto. Con lo cual se cumpliría el primer requisito, mientras que para el segundo punto, se tienen suficientes instalaciones que pueden hacer posible la estancia del turismo; sin embargo, en ocasiones algunos hoteles no cumplen con una buena calidad de los servicios.

Por último, Acapulco cuenta con bellezas naturales importantes tales como su bahía y algunas que ecológicamente se debería tratar de alterarles al menor grado posible.

En cuanto a la infraestructura turística, concretamente para la Laguna Negra, se cuenta con el Puerto, Aeropuerto e importantes carreteras; sin embargo, se requerirá de fuertes inversiones para dotar de servicios de infraestructura al futuro desarrollo.

En lo referente al paisaje y aspectos naturales, la Laguna Negra cuenta con magnificas zonas, las que simplemente se tendrá que conservar y cuidar de no afectar de manera irracional.

CAPITULO I
ANTECEDENTES

CAPITULO I

ANTECEDENTES.

La zona para la ubicación del desarrollo turístico de la Laguna Negra se encuentra en la cercanía del Puerto de Acapulco, Gro., en una área cercana a la playa del Revolcadero y dentro del área turística es, según estudios económicos anteriores², la menos costosa para la adquisición de terrenos y debido además a que no existe espacio posible de aprovechar dentro de la zona de influencia de Acapulco en donde se puede desarrollar un fraccionamiento turístico. La zona del proyecto se encuentra limitada al Norte por la ladera del cerro El Encantado, al Sur por la ladera del cerro Del Revolcadero, al Oeste por la Bahía de Puerto Marqués, y al Oriente por la carretera al aeropuerto. (Fig. 1.1).

Las laderas tienen pendientes del 10 al 20% y la parte central es plana, mientras que el área total de la zona se estima en 118 Ha.

En general el clima es tropical lluvioso, la temperatura oscila entre 28°C y 35°C, la precipitación media anual es de 1400 mm., los vientos reinantes vienen en dirección Oeste.

La vegetación de las laderas es de selva tropical perennifolia, de la parte plana es mangle tipo candelilla que cubre gran parte del área de la Laguna, mientras que al Este se encuentra una pequeña zona de cultivo con palmeras y mangos.

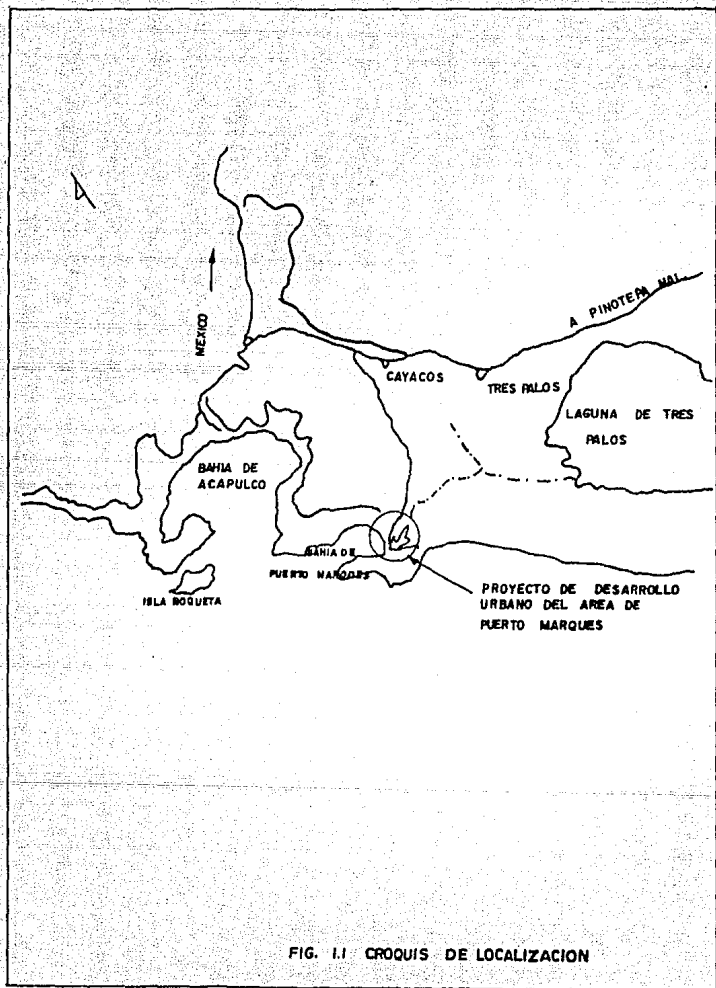


FIG. 1.1 CROQUIS DE LOCALIZACION

Las precipitaciones ocurren periódicamente en el verano; la máxima intensidad se presenta en septiembre y la mínima en marzo.

Mientras que los vientos reinantes provienen del Oeste con una velocidad de 3.6 m/s, los vientos dominantes vienen Del Sur-Suroeste y su velocidad máxima es de 32 m/s.

Ahora bien, debido a que se proyectará el fraccionamiento en la Laguna Negra y existen asentamientos humanos - en la zona, se requiere reubicar a la gente fuera del área del proyecto, pero para ello se requieren estudios socioeconómicos para conocer las condiciones y realizar las indemnizaciones o reubicaciones correspondientes, que permitan conocer posteriormente los costos o problemas que se pudieran presentar por este motivo.

I.1 CONDICIONES QUE IMPERAN EN LA ZONA

Tomando como base los estudios anteriores² existían en el año 1976 en Puerto Marqués 802 viviendas con 10,500 habitantes, la población es joven en su mayoría y el promedio de vida es superior al medio nacional.

En cuanto a los servicios municipales se refiere, cuentan con agua potable en redes de tubería y además del servicio de un carro tanque, mientras que no existe alcantarilla y los desechos que produce la población son arrojados a la laguna, lo cual ocasiona problemas de contaminación del agua, llevandonos necesariamente a proponer un sistema de alcantarillado, así como una planta de tratamiento de aguas negras.

En cuanto a servicios médicos, la población cuenta con dos médicos, uno con cobros populares y otro con equipo avanzado, por lo cual la población en general observa buena salud.

En lo que a educación se refiere se encontró que la mayoría de los niños asisten a la escuela primaria la cual tiene capacidad para 1,200 alumnos en ambos turnos, también se observa que una parte cursa la escuela secundaria y algunos de ellos llegan a estudiar la escuela preparatoria y profesional, aunque en otros casos estudian carreras técnicas y comerciales.

Con esta información se tiene que pensar en la construcción de escuelas primarias y secundarias para esta población en la zona que se destinará a la reubicación de estos habitantes.

I.2 ASPECTO ECONOMICO

Acapulco es una zona en la cual la mayoría de su población se sostiene económicamente del turismo. En Puerto Marqués la gente se sostiene del comercio tanto de la venta de comida, como artesanías, renta de veleros, lanchas, etc., pues son las fuentes de trabajo que actualmente existen. El futuro desarrollo turístico, la construcción y mantenimiento del mismo provocará una fuente de trabajo adicional en la zona y mejorará el ingreso per cápita.

Una vez conocidas las actividades de la población, se clasificó en forma cualitativa el tipo y cantidad de casas que se encuentran en la zona, los cuales se definieron en la forma siguiente:

a) Totalmente provisional, no tiene cimientos ni muros tiene láminas de cartón, carece de instalaciones hidráulicas, sanitarias y eléctricas, el área promedio es de 30 m^2 , y es el 15% de las construcciones.

b) No tiene cimientos, pero tiene paredes de hueso de palapa y techos de cartón sobre polines de madera, el piso es de concreto, el área promedio es de 48 m^2 y a éste tipo pertenece el 45% de las construcciones existentes.

c) Tiene cimientos de piedras, muros de tabique, el techo varía desde techos de cartón hasta concreto reforzado, tiene acabados de mezcla y pintura, el área promedio es de 80 m^2 , siendo el 20% de las construcciones.

d) Tiene las características materiales de una vivienda bien construida, pero carece de diseño y por ende de -

funcionamiento y el promedio del área unitaria es de 110 m² el 12% pertenece a este tipo.

e) Es similar a la tipo d) pero ésta si tiene funcionalidad y diseño mientras que sólo el 7% del total de construcciones es de este tipo.

Tomando en cuenta dicha información se pueden realizar presupuestos para la reubicación de esta población y tomarlo en cuenta en el costo total del proyecto.

I.3 ASPECTO HIDRAULICO

Para conocer el funcionamiento hidráulico se cuenta con la información siguiente:

El área del proyecto sufre de inundaciones debido a los escurrimientos que se originan en la cuenca inferior del río de la Sabana y en forma secundaria el drenaje de las cuencas costeras laterales del río (ver fig. I.3.1).

El río tiene un cauce definido hasta 4 Kms. al Sur de Tunzingo, después se abre en varios ramales que vuelven a unirse al Norte del poblado La Poza y descarga en su margen izquierda en la Laguna de Tres Palos.

Las crecientes mayores inundan la zona baja y al llegar a cierto nivel derrama los excedentes hacia la margen derecha siguiendo un antiguo cauce, por el cual penetra la Laguna Negra. En la temporada de lluvias, después de recorrer los canales de la Laguna Negra o inundarla ampliamente el agua descarga al Sur a la boca del Revolcadero.

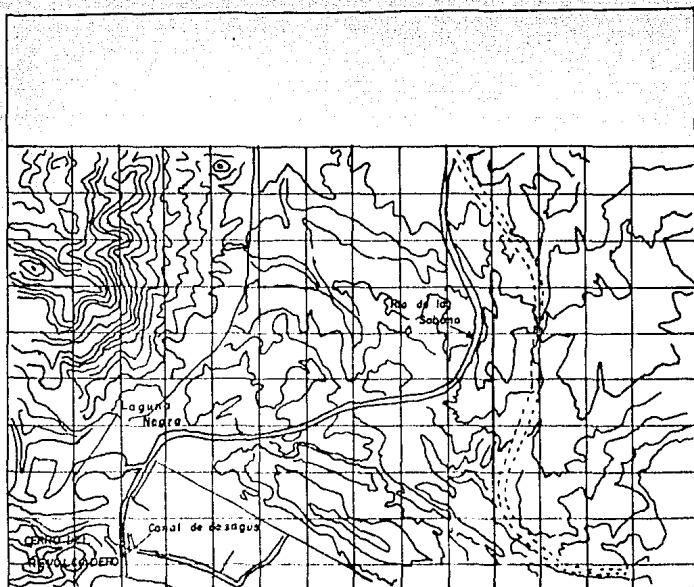


Fig 13.1 Cuenca del Río de la Sabana

En cuanto a lo que se refiere a condiciones sanitarias y ambientales, se observan las descargas directas de aguas negras hacia la Laguna, solo que hasta el momento el poder auto regenerador del agua es superior a las descargas de la población que se pudiera originar y por el momento no existen fuertes problemas de contaminación.

Sin embargo, hay que advertir que una vez construido el fraccionamiento turístico, es necesario tratar las aguas residuales para después poder descargar hacia la Laguna y no generar la muerte de especies acuáticas.

CAPITULO II

CONCEPTOS ELEMENTALES Y METODOS DE DISEÑO

CAPITULO II

CONCEPTOS ELEMENTALES Y METODOS DE DISEÑO

Debido a que para desarrollar este trabajo se requiere aplicar el conocimiento de diferentes ramas de la Hidráulica se presentara una breve descripción de como se aplicaran estos diferentes campos.

1.- HIDRAULICA MARITIMA

El estudio del comportamiento del mar es importante para el proyecto, debido a que en algunas alternativas de desarrollo turístico, se ha planteado abrir una boca para comunicar, a través de un canal de navegación, la Bahía de Puerto Marqués con la Laguna Negra, al establecer esta comunicación el comportamiento del agua en la Laguna se verá influenciado por los cambios en las mareas motivadas por las fuerzas de atracción que ejercen principalmente la luna y el sol.

Desde el punto de vista turístico se deberá cuidar que el oleaje y los vientos no caucen problemas a las embarcaciones cuando circulen por la proyectada boca de acceso a la Laguna Negra, con lo cual surge la necesidad de crear una zona de aguas tranquilas que facilite la circulación de las embarcaciones, una posibilidad de lograrlo es mediante la construcción de un rompeolas.

El oleaje es producido por el viento actuando sobre la superficie del mar, el cual al llegar a la zona de poca profundidad provoca que las olas rompan y pongan en suspensión

gran cantidad de partículas de arena que serán desplazadas por la acción de las corrientes o del mismo oleaje, produciendo el fenómeno conocido como arrastre litoral. Este transporte de arenas al encontrar velocidades del agua menores tenderá a sedimentarse, pudiendo llegar a tapar la boca de acceso al canal, por lo cual es importante saber la dirección del arrastre y cuantificar por algún método el volumen aproximado que transportan.

2.- ELEMENTOS DE HIDROLOGIA

En la actualidad, la Laguna Negra durante la época de lluvias recibe aportaciones del río de la Sabana, las cuales varían de temporada a temporada, de tal forma, que en ocasiones se han presentado avenidas que llegan a producir inundaciones del área circundante de la Laguna.

Debido a estos antecedentes, interesa conocer la magnitud de las avenidas que llegan a este sitio para poder determinar los niveles máximos en la Laguna.

Dentro de la Hidrología hay métodos que permiten evaluar los gastos máximos que pasan através de una sección de un río y calcular los tirantes y velocidades dentro de la Laguna, estos métodos pueden variar de acuerdo a la información disponible, y aquí se mencionarán los utilizados.

3.- TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS

La Laguna Negra forma parte de la llanura de inundación del río de la Sabana y por lo mismo en este trabajo se

Analiza su funcionamiento tomando en cuenta tanto las descargas del río como el efecto de la entrada y salida de las aguas del mar al cuerpo de la Laguna, lo anterior permitirá predecir si con la apertura de la boca se pudieran ocasionar problemas ecológicos por la entrada de agua salina y servirá para poder diseñar las obras hidráulicas de protección, necesarias para el buen funcionamiento del desarrollo turístico.

Es decir, se necesita además conocer los niveles máximos alcanzados en la Laguna, que permitan establecer las cotas seguras en las que se construirá el desarrollo y evitar inundaciones como las que actualmente ocurren.

II.1 HIDRAULICA MARITIMA

Dentro de los estudios básicos que se deben realizar para poder saber el tipo de estructura de protección hidráulica al canal de navegación, se encuentra el definir el nivel medio del mar, lo cual se logra mediante la correlación de valores del mareograma que edita el Instituto de Geofísica de la U.N.A.M., con mediciones de niveles tomados en el sitio. Debido a que el banco de nivel, al cual están referidos los datos del Instituto de Geofísica, se ubica prácticamente en el centro de Acapulco, y ante la dificultad de llevar una nivelación diferencial hasta la Laguna Negra, se optó por efectuar la correlación entre los valores de predicción de la U.N.A.M. y los niveles observados en un mareografo en Puerto Marqués.

Superponiendo las dos gráficas se pueden observar los defasamientos en tiempo y amplitud, para este caso tanto las crestas como los valles de los registros se presentaron en los mismos tiempos que el del Puerto de Acapulco y obteniendo las medias de las amplitudes durante un mes de los registros medidos se igualaron con la media del mar en el Puerto, con lo cual se definió la cota del nivel medio del mar. Este nivel servirá de referencia para proyectar las descargas de la Laguna al mar o viceversa, así como todas las obras de infraestructura.

Con respecto al oleaje, se cuenta con la información de períodos, alturas y direcciones de oleaje registradas en la publicación denominada Sea and Swell, utilizando es-

tos datos se pueden obtener los parámetros del oleaje normal y proceder a la realización de los planos de oleaje, - los cuales sirven para determinar los índices de refracción difracción y reflexión, a partir de los cuales se podrá de terminar la altura de ola en aguas someras mediante la siguiente fórmula:

$$H = H_0 (b_0/b)^{1/2} (L_0/L)^{1/2}$$

donde: H = altura de ola en zona de interés

H_0 = altura de ola en aguas profundas

b_0 = ancho del canal de energía en aguas profundas.

b = ancho del canal de energía en zona de interés.

L = longitud de ola en sitio de interés.

L_0 = longitud de ola en aguas profundas

Siendo $(b_0/b)^{1/2}$ el índice de refracción, el cual indica si la ola al cambiar su dirección por el efecto de - fricción con el fondo marino y llegar después a la zona de rompiente concentra o disipa su energía, si el índice es - mayor al 1 existe una concentración y si el índice es menor a 1, se reduce la energía. En los planos 2.1 de refracción se puede observar el comportamiento de los canales de energía. La longitud de la ola es función del período del oleaje, y se relacionan con la siguiente ecuación:

$$L_0 = 1.56 T$$

Una vez obtenida la altura de la ola en aguas profundas obtenida del Sea and Swell y teniendo la batimetría se puede calcular la pendiente media de la playa midiendo la distancia desde la curva batimétrica cero hasta la curva -

que define el límite de aguas profundas, lo anterior se define en varias líneas perpendiculares a la línea de la playa, de tal forma que se tendrían los valores de distancia X_i y se podrá obtener un promedio de la distancia \bar{X} , así - se obtendrá la pendiente media de la playa $m = d_0/\bar{X}$, donde d_0 es la profundidad del límite de aguas profundas.

Una vez obtenida la pendiente m , se puede obtener la altura de la ola rompiente, su profundidad y la distancia X_r desde la batimétrica cero hasta la curva batimétrica - que define la profundidad de la rompiente.

Estas características servirán a su vez para poder de terminar los parámetros de diseño de la escollera, de protección a la boca, tales como talud, longitud, peso de los elementos de la coraza, peso de los elementos del núcleo - en las diferentes secciones de la escollera, las cuales variarán, ya que entre más alejado se encuentre el morro de la playa aumentará el peso de dichos elementos por estar - sometido a alturas de ola mayores; sin embargo, se recomienda usar tamaños de elementos dentro de un rango más o menos uniforme.

Una vez definidas las características geométricas y estructurales de la escollera se debe realizar el diagrama de difracción, que permitirá conocer los cambios de dirección de los frentes de oleaje, causados por la presencia - de la escollera.

Para algunas direcciones de oleaje se presenta el fenómeno de reflexión cuando los frentes chocan contra las estructuras y rebotan en direcciones distintas a la origi-

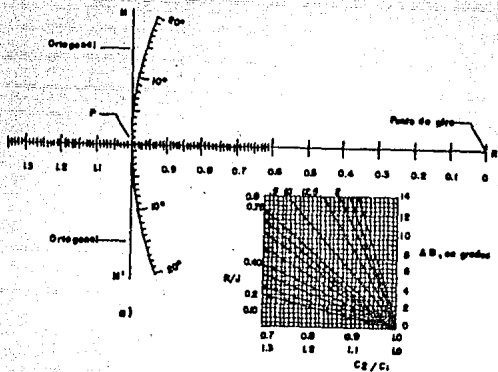


Fig.11.10 Plantilla para dibujar los diagramas de retracción

nal. Con la información del comportamiento de las olas también se podrá determinar el arrastre litoral alrededor de la parte protegida y evaluar su importancia en cuanto al depósito y a la socavación potencial de la playa.

Para conocer la refracción del oleaje dentro de la Bahía de Puerto Marqués se realizaron los planos de oleaje siguiendo la ley de Snell:

$$\frac{\text{sen } \alpha_1}{\text{sen } \alpha_2} = C_1/C_2$$

donde:

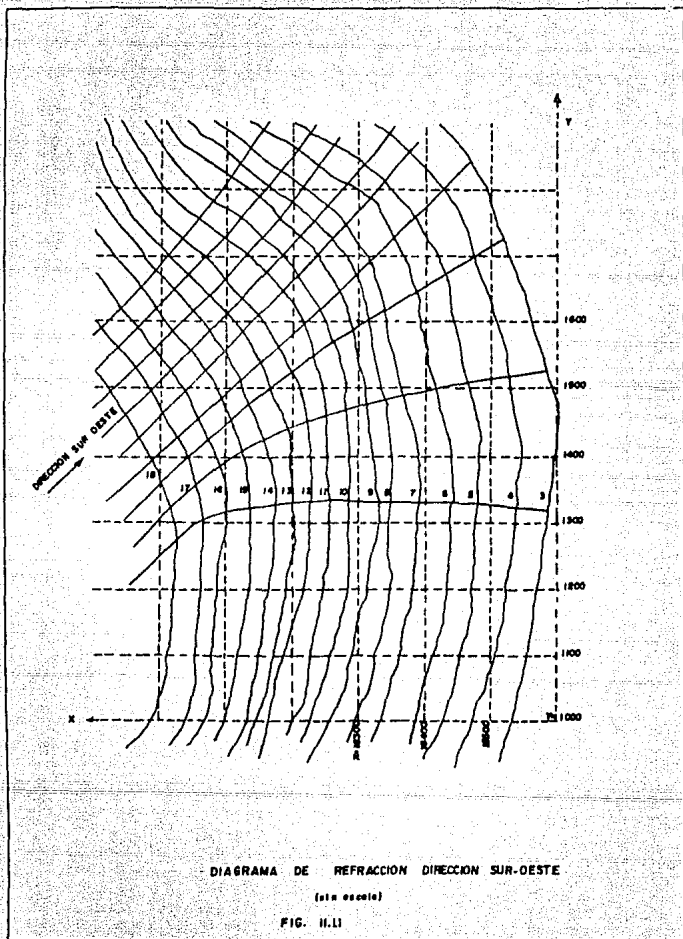
α_1 = dirección original del rayo

α_2 = dirección de salida al pasar del punto 1 al punto 2

C_1 = Celeridad del oleaje en el punto 1 que depende de la profundidad y del período de la ola.

C_2 = Celeridad en el punto 2

En las figuras II.1.1 y II.1.2 se muestran los planos correspondientes.



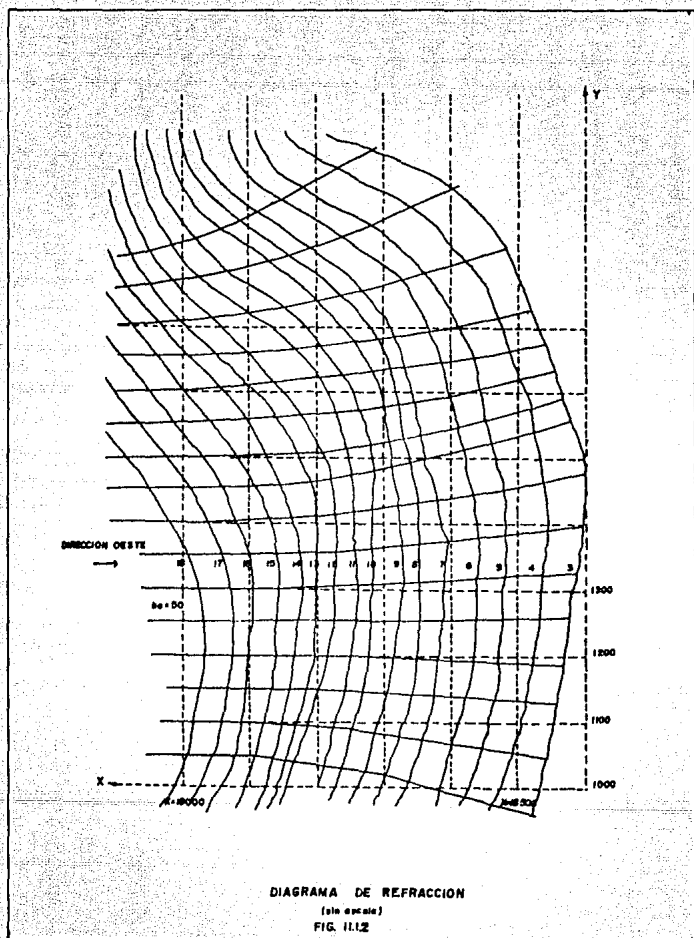


DIAGRAMA DE REFRACCION
 [sin escala]
 FIG. 11.12

DEFINICION DE LA LINEA DE ROMPIENTE DEL OLEAJE

Para poder determinar la profundidad a la que ocurre la rompiente de la ola es necesario determinar la pendiente media de la playa, para ello es necesario medir desde la batimétrica cero hasta el límite de aguas profundas - que es de 49.92 mts. de profundidad, en forma perpendicular a las líneas batimétricas, realizando la medición en el plano batimétrico de la Bahía de Puerto Marqués se tomaron las siguientes distancias:

Xi	(m)	
4,260	m	
4,255	m	
4,315		
4,360		
4,400		
4,400		
<hr/>		
25,990	m	$\bar{X} = 25,990/6 = 4,331.66 \text{ m}$

Con este valor se puede obtener la pendiente media de la playa s.

$$s = d_0/\bar{X} = 49.92 \text{ m}/4331.66 = 0.011524 = 1.1524 \%$$

Según estudios de oleaje normal se tiene que la altura de la ola refractada más crítica es para un ancho de energía de $b_0 = 50$ m y un ancho b en la batimétrica 3 de $b_3 = 58$ m, con ambos valores se calcula el coeficiente de refracción, para la dirección más desfavorable, que en este caso es W (Oeste).

$$H_3 = H_0 (b_0/b_3)^{1/2} = 2.78 \text{ m } (50/58)^{1/2} = 2.78 \text{ m } (.928)$$

$$H_3 = \underline{2.581 \text{ m}}$$

Con dicho valor se puede calcular la zona de rompientes de la siguiente forma:

$$\text{Primero se calcula el parámetro } H_0/gT^2 = 2.581/9.81 \times 8^2 \\ = \underline{.0041}$$

Usando este valor y la pendiente de la playa $m = 0.011$ se entra a la Fig. 7.3¹³ y se encuentra el cociente H_b/H_0 , en donde H_b es la altura de la ola en la rompiente: observando tal figura se tiene que $H_b/H_0 = 1.1$ de donde:

$$H_b = 1.1 \times 2.581 \text{ m} = \underline{2.839 \text{ m}}$$

Ahora se determina el parámetro H_0/gT^2 para después entrar a la Fig. 7.2 la citada referencia y levantando una vertical que pase por el valor H_0/gT^2 se determinaran dos puntos de cruce, uno inferior al cortar la curva que corresponde a la pendiente de la playa y otra superior que es común para todas las playas, llevando horizontales hasta cruzar la vertical de los valores d_b/H_b determinarán -

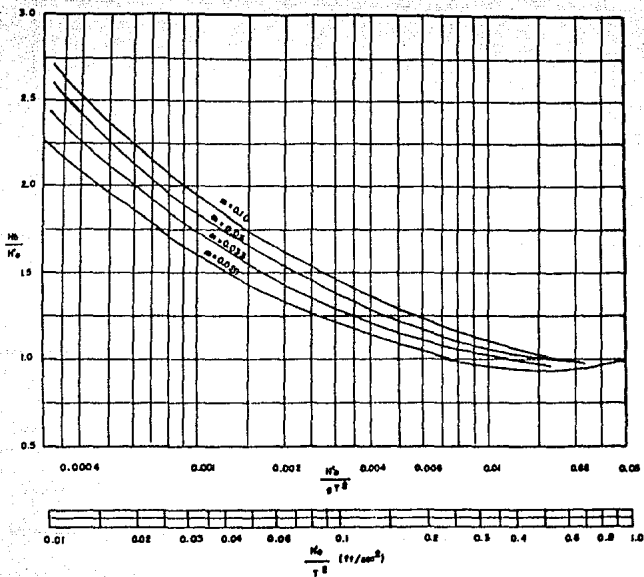


Figure 7-3 Brecker Height Index, H_b/H_0 Versus Deep Water Wave Steepness, H_0/gT^2

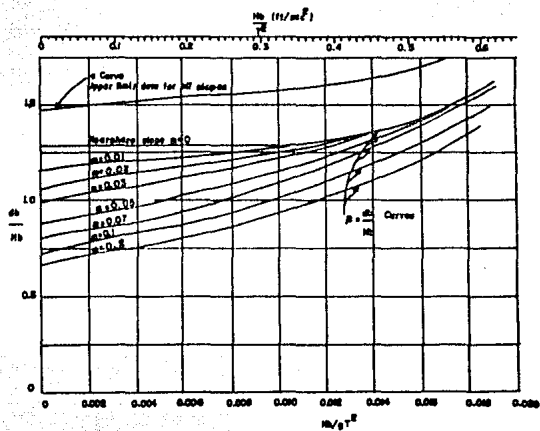


Figure 7-2 a and β Versus H_d/gT^2

las profundidades a las que ocurre la rompiente, el más bajo permitirá la profundidad de la rompiente más próxima a la playa y el alto la profundidad de rompiente más alejada de la playa.

$$H_v/gT^2 = 2.839/9.81 \times 64 = 0.00452 \quad \text{y} \quad m = 0.011$$

de donde $d_v/H_b = 1.2$

$d_b = 1.2 \times 2.839 \text{ m} = 3.407 \text{ m}$ y en la curva común a todas las playas $d_v/H_b = 1.525$ de donde:

$$d_b = 1.525 \times 2.839 \text{ m} = \underline{4.329 \text{ m}}$$

Debido a que el canal de navegación tiene un nivel - propuesto de plantilla de -4 y la zona de rompiente es de 3.4 m para un oleaje de 2.8 m en aguas profundas tomando en cuenta que la escollera debe dar protección al canal para evitar el azolve del canal, la escollera se podrá prolongar hasta la batimétrica -4 donde todavía el oleaje no rompe.

Para calcular el peso de los elementos de la coraza se evalúa la siguiente ecuación:

$$W = SH^3/K_D(Ss - 1)^3 \text{ Cot } \theta$$

en donde:

- W = peso de un elemento de la coraza en Kg.
 S = peso específico del elemento en Kg/m^3
 H = altura de la ola de diseño frente a una sección o tramo de escollera en m.
 θ = ángulo del talud de la estructura con respecto a la horizontal, en grados.
 K_D = coeficiente de estabilidad.
 Ss = peso específico relativo

DATOS	SUSTITUCION
H = 2.581 m.	
S = 2600 Kg/m^3	$W = \frac{(2600 \text{ Kg/m}^3)(2.581 \text{ m})^3}{2.4 (2.6 - 1)^3 (2)}$
$\text{Cot } \theta = 2$	
$K_D = 2.4$	$W = 2,273.71 \text{ Kg} = \underline{2,274 \text{ Kg.}}$
$Ss = \frac{(2600 \text{ Kg/m}^3)}{1000 \text{ Kg/m}^3} = 2.6$	

Con el valor obtenido se podrá calcular el ancho de la corona mediante la siguiente expresión:

$$B = n K_A (W/S)^{1/3}$$

donde n = número de elementos máximo recomendado 3

K_A^3 = coeficiente de capa

W = peso del elemento de la coraza en Ton.

S = peso específico del elemento en Kg/m^3

DATOS

$$n = 3$$

$$K_A = 1.1$$

$$W = 2.27 \text{ Ton}$$

$$S = 2600 \text{ Kg/m}^3$$

SUSTITUCION

$$B = 3(1.1)(2.27 \text{ Ton}/2600 \text{ Kg/m}^3)^{1/3}$$

$$B = \underline{3.15 \text{ m.}}$$

El valor de 3.15 m sería el ancho mínimo de la corona; sin embargo con objeto de permitir la doble circulación de camiones de volteo durante la construcción de la escollera se propone un ancho de corona de 8.75 m.

Y finalmente se calcula el espesor de la coraza y de la capa secundaria:

$$W \text{ de la coraza} = 2.27 \text{ Ton.}$$

$$\text{peso específico} = 2600 \text{ Kg/m}^3$$

$$e = 3 \sqrt[3]{W/r}$$

$$e = 3 \sqrt[3]{2.27 \text{ Ton}/2.6 \text{ Ton/m}^3} = 2.86 \text{ m}$$

Espesor de la capa = 2.9 mts.

coraza y capa

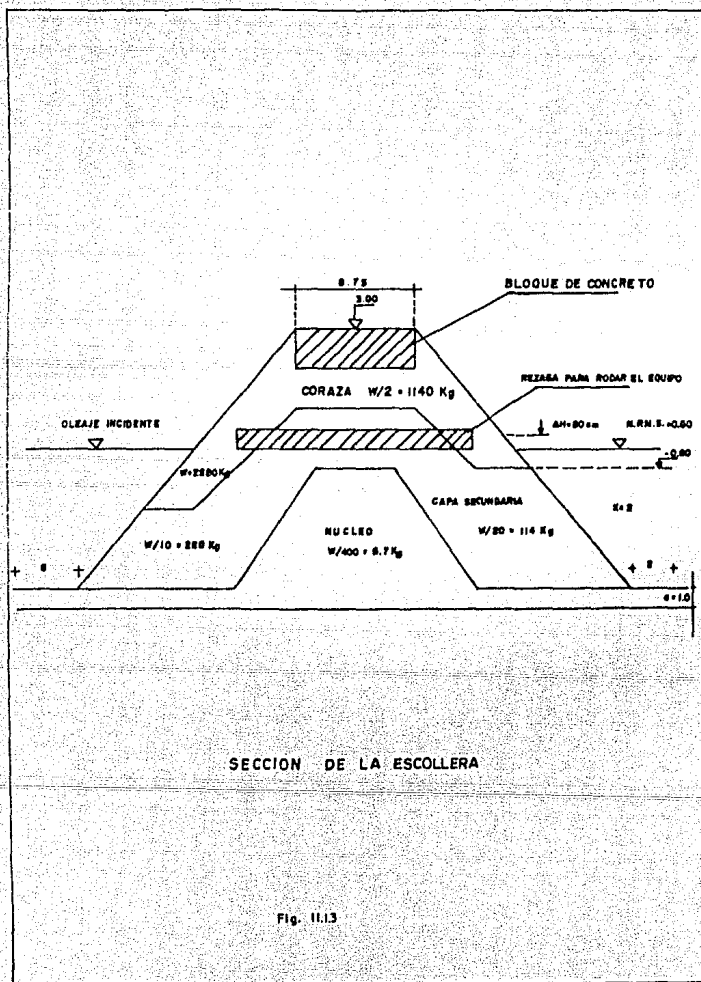


Fig. 11.13

II.2 HIDROLOGIA

Dentro de la rama de la hidrología existen métodos - que permiten calcular los gastos de diseño, algunos de los más usuales son:

- a) Método del hidrógrama triangular
- b) Método V.T. Chow
- c) Método de Gumbel
- d) Método de Nash

Los cuales se describen a continuación:

- a) Método del hidrógrama triangular:

En este método se calcula la lámina de lluvia precipitada en función de la duración de la tormenta y su intensidad, y se cuantifican los gastos considerando el área de la cuenca y un coeficiente de escurrimiento de acuerdo al tipo de terreno.

El cálculo del gasto se obtiene con la siguiente fórmula:

$$Q = 2 C A_c \bar{h} / f T_d$$

Donde; C = Coeficiente de escurrimiento

A_c = Área de la cuenca en Km^2

\bar{h} = Altura de la lluvia alcanzada en m.

$f T_d$ = Tiempo base horas

b) Método de V.T. Chow.

La fórmula principal es:

$$Q = A X Y Z$$

donde:

Q = Gasto en m^3/s

A = Area de la cuenca

X = Factor que depende de la intensidad de lluvia.

Y = Factor climático.

Z = Factor que depende de la duración de la tormenta y del tiempo de concentración.

X = P_{eb}/d donde:

P_{eb} = Precipitación de lluvia en exceso en cm.

d = Duración de la lluvia

P_b = Precipitación de lluvia en la estación base.

$$P_{eb} = (P_b - (50.8/N) + 5.08)^2 / P_b + (20.32/N) - 20.32$$

donde:

N depende de la permeabilidad del suelo y se encuentra en la Tabla II.2.1.

El factor climático Y se calcula con la siguiente fórmula:

$$Y = 2.78 P/P_b$$

TABLE II.2.1

N	Y_N	\bar{Y}_N	N	Y_N	\bar{Y}_N
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1690
9	.4902	.9288	50	.5485	1.1606
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.0205	56	.5508	1.1676
16	.5157	1.0315	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.5520	1.1767
20	.5235	1.0628	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.5547	1.1853
25	.5308	1.0914	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.5568	1.1938
30	.5362	1.1123	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.5586	1.2007
35	.5403	1.1284	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.5600	1.2064
40	.5436	1.1413	150	.5646	1.2253
41	.5442	1.1436	200	.5671	1.2359
42	.5448	1.1458	250	.5687	1.2429
43	.5453	1.1480	300	.5699	1.2478
44	.5458	1.1499	400	.5714	1.2545
45	.5463	1.1518	500	.5724	1.2588
46	.5468	1.1538	750	.5737	1.2650
47	.5473	1.1557	1000	.5745	1.2685
48	.5477	1.1574		.5772	1.2825

c) Método de Gumbel:

Dada una serie estadística de gastos Q_i que se han presentado en determinado número de años, se puede determinar el gasto máximo asociado a una frecuencia de ocurrencia.

En este método se tiene que obtener el gasto promedio su desviación estándar, así como otros parámetros que permiten determinar el gasto máximo; la fórmula a utilizar es la siguiente:

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

$$Q_{max} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} Y_N - \log_e T_R$$

$$\text{donde: } \sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n Q_i^2 - N Q_m^2}{N - 1}}$$

$$Q = \pm 1.14 \sigma_Q / \sigma_N$$

$$Q_D = Q_{max} + \Delta Q$$

d) Método de Nash:

Es un método estadístico, muy parecido al de Gumbel - en el cual se toman en orden descendente los valores de los gastos, la forma de evaluar el gasto máximo es usando la siguiente fórmula:

$$Q_{\text{máx}} = a + C \log \log (T_r/T_r-1) \quad Q_m = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n}$$

$$a = Q_{\text{medio}} - C X_m; \quad X_m = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{N}; \quad X_i = \log \log \left(\frac{T_r}{T_r-1} \right)$$

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^n X_i^2 - N X_m^2}$$

$$Q = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \left(\frac{1}{N-2} \right) \left(\frac{1}{S_{xx}} \right) \frac{S_{qq} - S_{xq}^2}{S_{xx}}}$$

donde:

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

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

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

Para poder conocer el gasto que el río de la Sabana descarga a la Laguna Negra es necesario conocer las características de la cuenca drenada por el río tales como la pendiente del cauce y coeficiente de escurrimiento, parámetros apartir de los cuales se pueden establecer las características hidráulicas.

Para ello se cuenta con una serie de registros de gastos en un período de 22 años de 1955 a 1976 en una estación cercana al sitio de estudio (Estación Km 21), con ella se puede calcular el gasto máximo de diseño, utilizando los métodos señalados anteriormente.

Con la información de los gastos máximos anuales en la estación mencionada se aplica el método de Gumbel para obtener el gasto máximo de un período de retorno de 50 años, el cual se indica a continuación.

Método de Gumbel:

$$Q_{\max} = Q_{\text{med}} = \sqrt{Q} / \sqrt{N} \quad Y_n - \log_e Tr$$

$$Q_{\text{med}} = \frac{n}{i=1} Q_i/n = 8,161.81 \text{ m}^3/\text{s}/22 = 370.99 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = \frac{Q_1^2 - n (Q_{\text{med}})^2}{21} = 324.60$$

$$Y_n, \sqrt{N} \text{ dependen de } N = 22; \text{ así } N = 22 \quad Y_n = 0.529$$

$$\sqrt{N} = 1.0827$$

$$Tr = 50 \text{ años}$$

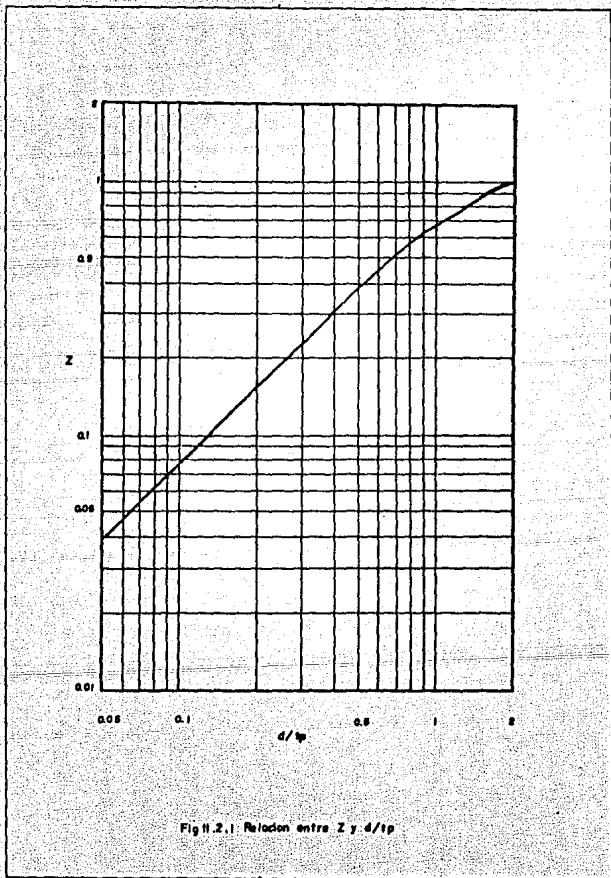
$$Q_{\max} = 370.99 \text{ m}^3/\text{s} - 324.60/1.0827 (0.529 - \log 50)$$

$$Q_{\max} = 1,385.24 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ver Tabla II.2.1

ESTACION Km 21

AÑO	$Q_1(m^3/s)$	Q_1^2
1955	9.56	91.39
1956	13.00	169.00
1957	15.28	233.48
1958	88.40	7,814.56
1959	140.00	19,600.00
1960	621.50	386,262.25
1961	1,044.00	1'089,936.00
1962	408.50	166,872.25
1963	670.00	448,900.00
1964	839.00	703,921.00
1965	464.00	215,296.00
1966	112.82	12,728.35
1967	1,100.00	1'210,000.00
1968	101.00	10,201.00
1969	291.00	84,681.00
1970	293.00	85,849.00
1971	336.00	112,896.00
1972	32.25	1,040.00
1973	348.00	121,104.00
1974	502.00	252,004.00
1975	220.00	48,400.00
1976	<u>512.50</u>	<u>262,656.25</u>
	8,161.81	5'240,655.60



Cálculo del gasto en la cuenca:

DATOS

$$A = 399 \text{ Km}^2 \quad d = 2.5 \text{ hrs} \quad Tr = 50 \text{ años}$$

$$L = 1.27 (A)^{0.6} \quad I = 49 \text{ mm/hr} \quad N = 78.5$$

$$S = 0.025 \quad Pb = 49 \text{ mm/hr} \times 2.5 \text{ hrs} = 12.25 \text{ cm}$$

$$Q = 1,420 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Pb = \frac{(12.25 + 508/78.5 + 5.08)^2}{12.25 + 2032/78.5} = 6.62 \text{ cm}$$

$$I = \frac{6.62}{2.5} = 2.65$$

$$Y = 2.78 (12.25/12.25) = 2.78$$

$$L = 1.27 (399 \text{ Km}^2)^{0.6} = 46.17 \text{ Km}$$

$$t = 0.005 (46170/\sqrt{2.5})^{0.64} = 3.63 \Rightarrow d/tp = 2.5/3.63 = 0.689$$

Entrando a la figura II.2.1 $Z = 0.484$

$$Q = A \times Y \times Z = 399 \text{ Km}^2 \times 2.65 \text{ cm/hr} \times 2.78 \times 0.484 \\ = 1422.68 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cálculo de los gastos de las subcuencas Este y Oeste:

Fórmulas

$$Q = A X Y Z \quad P_e = (P-508/N-5.08)^2 / P+2032/N-20.32$$

$$X = P_e/d$$

Z depende de d/tp

$$Y = 2.78 P/P_b$$

DATOS:

$$A = 18.6 \text{ Km}^2 \quad d = 30 \text{ min} = 0.5 \text{ hr} \quad T_r = 50 \text{ años}$$

$$I = 160 \text{ mm/hr} \quad N = 78.5$$

$$P = (160 \text{ mm/hr})(0.5 \text{ hr}) = 8.0 \text{ cm}$$

$$P_e = (8.0-508/78.5+5.08)^2 / 8.0+2032/78.5-20.32 = 3.21$$

$$X = 3.21/0.5 = 6.44$$

$$Y = 2.78 P/P_b = 2.78 (8.00/8.00) = 2.78$$

$$Z = d/tp \rightarrow T_p = 0.005(4450/0.15)^{0.64} = 1.98 \text{ hr} \approx 2 \text{ hrs}$$

$$d/tp = 0.5/2 = 0.25 = Z = 0.20$$

Si utiliza las otras curvas:

$$I = 154 \text{ mm/hr} \text{ para } d = 30 \text{ min } T_r = 50$$

$$P = (154 \text{ mm/hr})(0.5) = 7.7 \text{ cm}$$

$$P_e = (7.7-508/78.5-5.08)^2 / (7.7+2032/78.5 - 20.32) = 3.00$$

$$X = P_e/d = 3.00/0.5 = 6.0 \text{ cm/hr}$$

$$Y = 2.78 (7.7/7.7) = 2.78$$

$$Z = 0.20 = Q = AXYZ = 18.6 \text{ Km}^2 \times 6 \times 2.78 \times 0.20 = 62.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para $d = 1.00$ hr $I = 103$ mm/hr $Tr = 50$ años

$$P = 103 \text{ mm/hr} \times 1 = 10.3 \text{ cm}$$

$$Pe = (10.3 - 508/78.5 + 5.08)^2 / 10.3 + 2032/78.5 - 2032 = 5.00$$

$$X = 5.00/1 = 5.00$$

$$Y = 2.78(10.3/10.3) = 2.78$$

$$tp = 0.005(4450/0.15)^{0.64} = 2 \text{ hrs} \quad d/tp = 1/2 = 0.5$$

$$Z = 0.38 \quad Q = 18.6 \text{ Km}^2 \times 5 \text{ cm/hr} \times 2.78 \times 0.38$$

$$Q = 98.24 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para $d = 1.5$ hrs $I = 73$ mm/hr

$d = 2.00$ hrs $I = 59$ mm/hr

Para $d = 1.5$ hrs

$$P = 73 \text{ mm/hr} \times 1.5 \text{ hrs} = 109.5 \text{ mm} = 10.95 \text{ cm}$$

$$Pe = 5.53 \text{ cm/hr} \quad Y = 2.78 (10.95/10.95) = 2.78$$

$$tp = 2 \text{ hrs} \quad d/tp = 1.5/2 = 0.75 \quad Z = 0.53$$

$$X = 5.53/1.5 = 3.68 \quad Q = 18.6 \text{ Km}^2 \times 3.68 \text{ cm/hr} \times 0.53 \\ = 100.85 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para $d = 2$ hrs

$$P = 2 \text{ hrs} \times 59 \text{ mm/hr} = 118 \text{ mm} = 11.8 \text{ cm}$$

$$Pe = 6.24 \text{ cm/hr} \quad X = 6.24/2 = 3.12$$

$$Y = 2.78 (3.12/3.12) = 2.78$$

$$tp = 2 \text{ hrs} \quad d/tp = 1 \quad Z = 0.66$$

$$Q = 18.6 \text{ Km}^2 \times 3.12 \times 2.78 \times 0.66 = 106.48 \text{ m}^3/\text{s}$$

Y para la subcuena Oeste se tiene:

$$\begin{aligned} \text{a) } d &= 0.5 \text{ hrs} \quad A = 8.4 \text{ Km}^2 \quad tp = 0.005(2050/0.36)^{0.64} \\ &= 0.913 = 1 \text{ hr} \end{aligned}$$

$$X = 6.44 \quad Y = 2.78 \quad Z = 0.38$$

$$Q = A \times Y \times Z = 8.4 \text{ Km}^2 \times 6.44 \text{ cm/hr} \times 2.78 \times 0.38 = 57.15 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$\text{b) } d = 1.0 \text{ hr} \quad A = 8.4 \text{ Km}^2 \quad X = 5.0 \quad Y = 2.78$$

$$\begin{aligned} Z &= 0.66 \quad Q = A \times Y \times Z = 8.4 \text{ Km}^2 \times 5.0 \times 2.78 \times 0.66 \\ &= 77.06 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

$$\text{c) } d = 1.5 \text{ hrs} \quad X = 3.68 \quad Y = 2.78 \quad Z = 2.78$$

$$d/tp = 1.5/1 = 0.666$$

$$Q = 8.4 \text{ Km}^2 \times 3.68 \times 2.78 \times 0.80 = 68.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{d) } d = 2 \text{ hrs} \quad X = 3.12 \quad Y = 2.78 \quad Z = 1$$

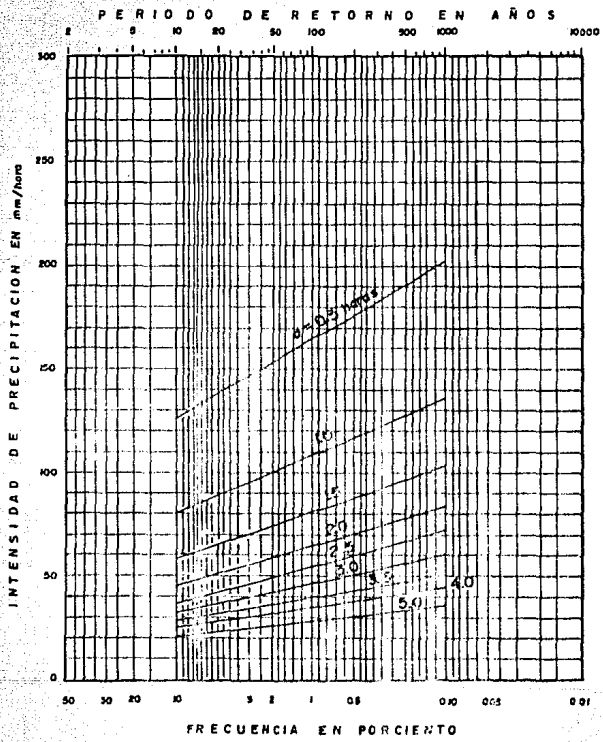
$$\begin{aligned} d/tp &= 2 \text{ hrs}/1 = 2 \quad Q = 8.4 \text{ Km}^2 \times 3.12 \times 2.78 \times 1 \\ &= 72.86 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

En la cual se podrá observar que para un período de -
retorno de 50 años y duración de 2 hrs da $Q = 106.48 \text{ m}^3/\text{s}$
para la cuenca Este y para la subcuenca Oeste $73 \text{ m}^3/\text{s}$ y a-
hora una vez determinado los gastos de las tres áreas se
puede superponer los hidrogramos de estos y así poder obte-
ner el gasto máximo de descarga a la Laguna Negra.

Una vez superpuestos, teniendo en cuenta los tiempos
de retraso se llega a la conclusión que los tres gastos no
se llegan a sumar debido al defasamiento de los tiempos.

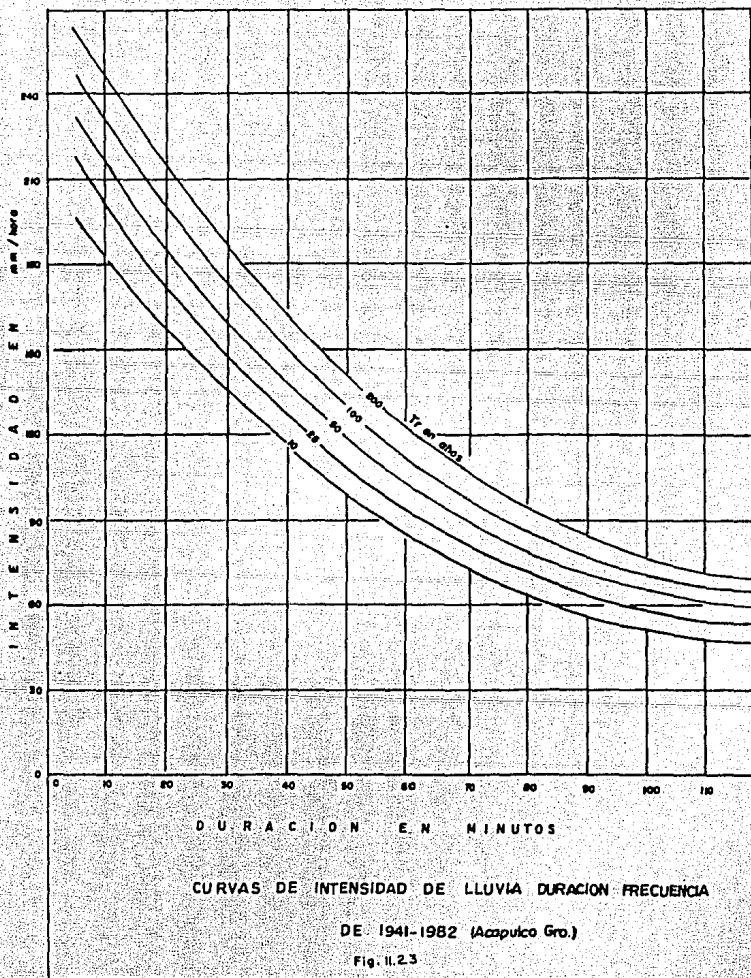
Debido a que los gastos calculados por los diferentes
métodos dan el mismo resultado se procede a tomar el del
Dr. Chow debido a que en éste se toman en cuenta las ca -
racterísticas fisiográficas de la cuenca .

También se sabe que el 20% del gasto es el que real-
mente llega a Laguna Negra, mientras que el resto sigue a
Laguna de Tres Palos . Por lo que se toma el gasto de
 $Q = 285 \text{ m}^3/\text{s}$, como gasto máximo, pero no hay que confundir
este con los gastos de las subcuencas costeras, ya que por
coincidencia la suma resulta igual al gasto máximo.



EXTRAPOLACION GRAFICA DE
INTENSIDADES DE LLUVIA

FIG. 11.2.2



II.3 TRANSITO DE AVENIDAS

El tránsito de avenidas en la Laguna Negra es muy importante porque permite determinar la zona de inundación - del complejo turístico así como la variación de niveles en el canal de navegación y la laguna.

Siguiendo la metodología del manual de Hidráulica - Marítima Elemental¹² deberá contar con la siguiente información:

a) Conocer la batimetría de la Laguna que permita definir la curva volumen-elevación.

b) La sección representativa del río que desagua a la Laguna y establecer la relación del tirante con los demás elementos hidráulicos.

c) Pendiente representativa del río que desagua en la Laguna, así como el coeficiente de la rugosidad de Manning.

d) Datos para determinar la relación entre el nivel - del agua en la Laguna y el gasto descargado por ella.

Y con ello utilizar la siguiente metodología.

1.- Con el diagrama de mareas del Instituto de Geofísica se seleccionan dos elevaciones y se obtienen sus volúmenes de la curva de elevaciones-capacidades, con estos valores se calculan los siguientes coeficientes:

$$m = \log(V_2/V_1) / \log(Z_2/Z_1)$$

Donde: V_2 = Volúmen en la laguna para la elevación Z_2

V_1 = Volúmen en la Laguna para la elevación Z_1

Z_2 = Elevación de la laguna en el instante 2

Z_1 = Elevación en la laguna en el instante 1

Conocido éste se procede a calcular K

$$K = V_2/Z_2^m \quad \text{donde: } m = \text{valor obtenido en el paso anterior}$$

Y con estos parámetros se podrá establecer la fórmula general:

$$V = K Z^m$$

Se tendrá que comprobar que para puntos intermedios se cumple la fórmula general.

2.- Conocido el tirante con el cuál circula un gasto se determina el perímetro mojado P, el área hidráulica, radio hidráulico además con la topografía se definirá - una pendiente de cauce. Con estos valores y con la ecuación de Manning se determinará el coeficiente de rugosidad n.

$$Q = AR^{2/3} S^{1/2} / n \text{ de la cual se despeja } n :$$

$$n = AR^{2/3} S^{1/2} / Q$$

Y se verificará que el coeficiente de rugosidad n corresponde con el tipo de cauce.

3.- Dentro del rango de valores en que se supone variará el tirante Υ se escogen dos, para los cuales se calcula la velocidad y el gasto con las fórmulas de Manning y de continuidad:

$$V_i = R^{2/3} S^{1/2} / n$$

$$Q_i = A_i V_i$$

donde:

V = velocidad en m/s

R = radio hidráulico

S = pendiente

n = coeficiente de rugosidad

Para cada valor de Y_1 se establecerá la relación con el nivel Z_1 del agua en la Laguna con la ecuación de Bernoulli:

$$Z_1 = \Delta + Y_1 + V_1^2/2g$$

4.- Con los valores (Z_1, Q_1) y (Z_2, Q_2) obtenidas con las fórmulas anteriores, se podrá calcular el coeficiente r con la siguiente fórmula:

$$r = \log (Q_2/Q_1) / \log (Z_2/Z_1)$$

Y después se calcula R :

$$R = Q_2/Z_2^r$$

Con la ayuda de estos coeficientes se define la ecuación general:

$$Q = R Z^r$$

Y nuevamente se debe comprobar que da resultados confiables para valores intermedios.

5.- Se escoge un intervalo Δt (seg) y se determina en el hidrógrama de entrada los valores de los gastos I_j (m^3 seg) para valores de j iguales a $0 \Delta t, 2 \Delta t, 3 \Delta t, \text{etc.}$

6.- Conocido el valor inicial de la elevación de la Laguna, Z_0 , los valores que tome la elevación en los instantes siguientes 1, 2, 3, etc., correspondientes a Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, se calculan utilizando la fórmula:

$$Z_{j+1} = \frac{Z_j + 0.5 (I_j + I_{j+1}) - R Z_j^r}{mK/\Delta t Z_j^{m-1} + r R/2 Z_j^{r-1}}$$

Para emplear la fórmula se empieza haciendo $j = 0$, lo que permite conocer Z_1 nivel en la laguna en el instante $t = \Delta t$, después se hace $J = 2$ para encontrar Z_2 y así sucesivamente.

7.- El procedimiento anterior permite identificar el máximo valor de Z y con la ayuda de la fórmula siguiente:

$$Q = R Z^r$$

Se identifica la máxima descarga y con la fórmula de Manning el tirante máximo alcanzado en el río.

Los valores de Y máx y Z máx indican el riesgo de inundaciones y el de Q máx el de volúmen de transporte de material sólido.

8.- El ancho B de la boca de entrada y el coeficiente de descarga C y poder establecer la fórmula general:

$$Q = CB (2g)^{1/2} Y (Z - Y)^{1/2}$$

donde:

- Q = gasto descargado por la Laguna al mar
- Z = nivel del agua en la Laguna medido desde el fondo.
- Y = nivel en el mar medido desde el fondo

9.- La variación del nivel en el mar se obtiene de acuerdo con las variaciones de mareas y se calcula con la siguiente fórmula:

$$Y = Y_m + a/2 (\text{Sen}(360/T_m)t - \Theta)$$

donde:

- Y_m = nivel del mar en baja mar
- a = amplitud de la marea (diferencia entre pleamar y baja mar)
- T_m = período de marea generalmente de 24 hrs.
- t = tiempo en hrs.
- Θ = ángulo de fase para iniciar el cálculo.

10.- Seleccionado el instante en el cual inicia el análisis se calcula Y_0 por medio de la fórmula anterior, usando este valor Q_B (gasto base) se calcula el nivel inicial de la Laguna Z_0 con la fórmula siguiente:

$$Z_0 = Y_0 + (Q_B / CB(2g))^{1/2} Y_0$$

11.- Para los valores de $j = 1, 2, 3$, etc., correspondientes a los instantes $t = \Delta t$, $t = 2\Delta t$, $t = 3\Delta t$ - para el intervalo Δt seleccionados los valores del nivel del agua en la Laguna se calcula utilizando sucesivamente la fórmula siguiente:

$$0.5(I_j + I_{j+1}) + K Z_j^m / \Delta t - (CB(2g)^{1/2}/2) Y_j (Z_j - Y_j)^{1/2}$$

$$= K/\Delta t Z_{j+1}^m + CB(2g)^{1/2} Y_{j+1} (Z_{j+1} - Y_{j+1})^{1/2}$$

El cálculo de Z_{j+1} se hace para cada valor de j por aproximaciones sucesivas.

12.- Con ello se puede conocer la variación de los niveles Z (nivel en la laguna) teniendo en cuenta el hidrógrama de ingreso y la variación de marea.

13.- Para conocer el máximo valor de Z es necesario iniciar el cálculo en diferentes etapas de marea, porque iniciándolo en baja mar se dispone de menor capacidad reguladora pero si se inicia en el nivel medio del mar podrá coincidir la pleamar con el instante en que ingresa el máximo volumen.

Hasta aquí se han expuesto algunos de los métodos - más utilizados para conocer el funcionamiento hidráulico de la Laguna; sin embargo, para el desarrollo turístico también son importantes las obras de infraestructura como son los diseños de drenaje sanitario, pluvial, agua - potable, red de riego, plantas de tratamiento y diseño de canales abiertos, los cuales se describen a continuación:

1.- El diseño de la red de agua potable se ha propuesto a través de un circuito cerrado alimentado por un tanque elevado, el método de cálculo utilizado es el de Hardy Cross en el cual se deben cumplir las siguientes dos reglas:

a) La suma algebraica de pérdidas de presión alrededor de cualquier circuito cerrado debe ser igual a 0.

b) El gasto que entra a una unión es igual al gasto que sale, y la ecuación básica es la siguiente:

$$H = - \frac{\sum K Q_a^x}{\sum K Q_a^{x-1}}$$

2.- Mientras que en la red de alcantarillado, se debe conocer el sistema a utilizar, el cual puede ser de diferentes formas en función de las características topográficas y de la ubicación de las descargas. En éste se enumeran los pozos y los tramos, estableciendo la dirección del flujo y distinguiendo las atarjeas del emisor central, así se puede llenar una tabla que contenga la información correspondiente a cada tramo de la red y la cual debe tener lo siguiente:

N^o de pozo, N^o de tramo, longitud, pendiente, diámetro, coeficiente de Harmón, gasto máximo, gasto mínimo, - gasto medio, velocidad máxima, velocidad mínima, velocidad media, tirante máximo, y tirante mínimo.

Todos estos valores obtenidos mediante el nomograma de Manning.

3.- Mientras que el diseño de canales abiertos también se realiza con la fórmula de Manning calculando el tirante normal, tirante crítico y su remanso aguas arriba.

$Q = AR^{2/3} S^{1/2}$ / n conocidos S, Q y n se puede hacer lo siguiente:

$$Qn / S^{1/2} = AR^{2/3}$$

Ecuación en la que se conoce el miembro izquierdo y se desconoce el miembro derecho, sin embargo se pueden suponer valores del tirante y en el momento que se igualen ambos miembros entonces esta ecuación nos definirá el tirante normal.

Y para calcular el tirante crítico a partir de que el número de Froude es igual a uno y usando la ecuación de continuidad:

$$F = V / (gY)^{1/2}$$

$$1 = V_c / (gY_c)^{1/2} \text{ y elevado al cuadrado}$$

$$1 = V_c^2 / gY_c \text{ y sustituyendo } V_c = Q / Ac$$

$$1 = Q^2 / Ac^2 / g Y_c = Q^2 / Ac^2 g Y_c \text{ pero } Ac \text{ es } = B Y_c$$

$$1 = Q^2 / B^2 Y_c^2 Y_c g = Q^2 / Y_c^3 B^2 g \text{ de la cual se despeja } Y_c$$

$$Y_c^3 = Q^2 / B^2 g \text{ de la cual } Y_c = (Q^2 / B^2 g)^{1/3}$$

Y se podrá conocer el tirante crítico y la velocidad

crítica, mientras que el remanso se podrá calcular aplicando el teorema de Bernoulli.

$$Z_a + Y_a + \frac{V_a^2}{2g} = Z_b + Y_b + \frac{V_b^2}{2g} + h f$$

donde $h f$ = pérdidas de fricción.

CAPITULO III

ALTERNATIVAS

CAPITULO III

ALTERNATIVAS

III.1 Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico del desarrollo turístico, incluye principalmente una marina para 500 embarcaciones de 50 pies de eslora, una longitud de playas de 3.2 Km., el canal de navegación con comunicación hacia la Bahía de - Puerto Marqués, así como el proyecto del área urbana que - comprende zona departamental, hotelera, comercios, recreación y servicios.

Estas instalaciones necesitan se les proporcione la - seguridad suficiente para su correcto funcionamiento, con ese objeto se proponen diferentes alternativas, para ello se utiliza como plano de referencia el arquitectónico, mostrado en la figura III.1.1 y en el cual se observa por la configuración topográfica que el área del proyecto se localiza dentro de la llanura de inundación del río de la Sabana, que rodea la Laguna Negra; por lo tanto, hay la necesidad de ubicar el desarrollo a una elevación superior al nivel de inundaciones.

Para evitar que los niveles de la laguna suban en exceso se plantea la abertura de la boca en la Bahía de Puerto Marqués, con lo cual se podrán desalojar los excedentes del río de la Sabana a través de la Laguna Negra.

También para proteger de inundaciones el desarrollo, se requiere construir canales interceptores alrededor del

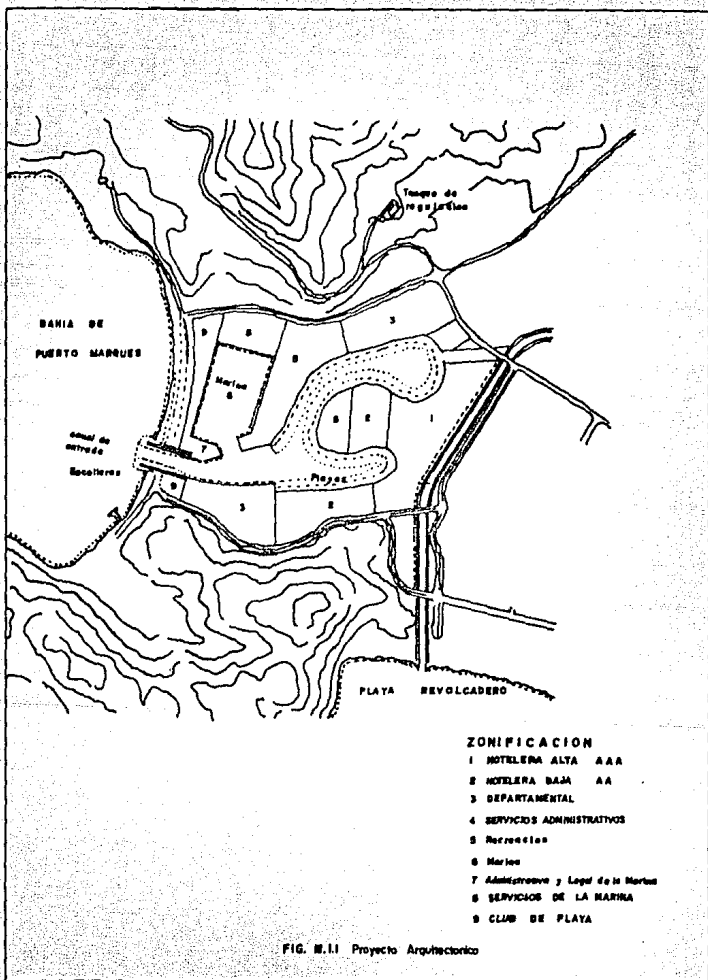


FIG. N.11 Proyecto Arquitectonico

perímetro de los cerros de tal forma que capten los escu-
rrimientos pluviales provenientes de la zona alta y los en-
caucen hacia la Laguna.

En cuanto al área urbana se refiere, es necesario una
red de alcantarillado sanitario, que pueda recolectar las
agua negras y conducir las hasta una planta de tratamiento,
desde la cual, después de mejorar su calidad se pueda des-
cargar hacia la laguna. La planta de tratamiento es indis-
pensable ya que la descarga de aguas negras directa a la
Laguna Negra, modificaría la ecología alterando tanto la -
flora como la fauna, provocando contaminación y la posible
destrucción del ecosistema.

Anteriormente se comentó la necesidad de abrir la bo-
ca de comunicación entre el mar y la laguna y construir un
canal de navegación que permitiera el acceso a la laguna -
este canal debe cumplir ciertos requisitos para su correc-
to funcionamiento:

a) Deberá permitir un flujo y reflujo de aguas, que -
garanticen la estabilidad de la boca, evitando la sedimen-
tación de arenas.

b) El canal requiere de una sección transversal lo su-
ficientemente amplia, para facilitar las maniobras de las
embarcaciones.

c) El eje del canal de acceso deberá ser recto para -
facilitar la navegación y tener un buen funcionamiento hi-
dráulico.

d) La pendiente longitudinal del canal deberá ser nula de tal forma que evite velocidades erosivas en el fondo y taludes del canal y este trabajará por diferencia de niveles hidráulicos entre el mar y la Laguna.

e) Se tendrá que contar con bancos para préstamo de materiales que puedan ser utilizados para proteger las zonas del canal potenciales de ser erosionadas.

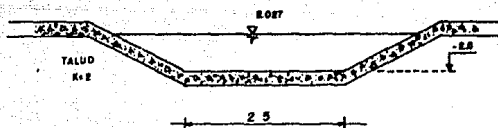
f) Otro aspecto importante a considerar es la profundidad del canal ya que según estudios del costo de acarreo de material producto del dragado, éste depende de la profundidad del agua y para profundidades de 1.5 a mayores es menor el precio unitario.

III.2. RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO.

a) Se hacen llegar los colectores y subcolectores a un emisor, el cual descarga a la planta de tratamiento, la localización es el centro del camellón en las vialidades principales. La localización de la planta es en la parte Noreste del desarrollo.

b) Para este caso la planta de tratamiento se localiza en la parte Noroeste, cambiando consecuentemente el trazo de la red sanitaria, para descargar fuera del desarrollo turístico los excedentes.

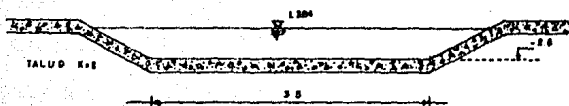
Area (m ²)	Veloc. (m/s)	B (m)
184.18	1.8	28



Geometría del Canal de Navegación (Alternativo 1)

FIG. III.1.2

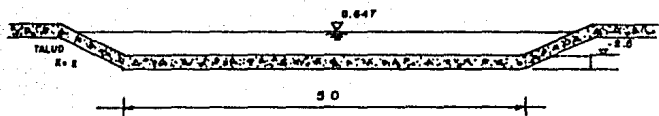
Area(m ²)	Velocidad	B(m)
103.09	1.75	38



Geometría del Canal de Navegación (Alternativa 2)

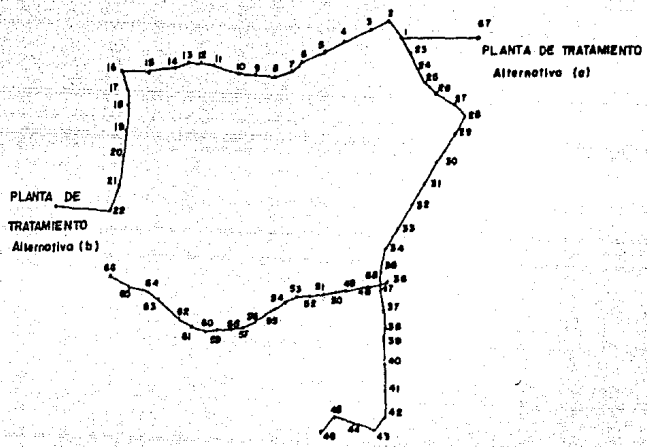
FIG. III.1.3

Area(m ²)	Veloc(m/s)	B(m)
177.16	1.61	80



Geometria del Canal de Navegacion (Alternativa 3)

FIG. III.1.4



ALTERNATIVAS DE DRENAJE SANITARIO

FIG. III.21

III.3. RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL(Fig. III.3.1)

Esta se divide en dos tipos de estructuras:

a) Red de alcantarillado pluvial a base de colectores y bocas de tormenta ubicadas en las banquetas de las vialidades paralelas a la laguna y descargando en la laguna a través de cajas desarenadoras.

b) Sistema de canales interceptores de aguas pluviales de los cerros El Encantado y Revolcadero, los cuales - descargarán a la laguna, también mediante cajas desarenadoras.

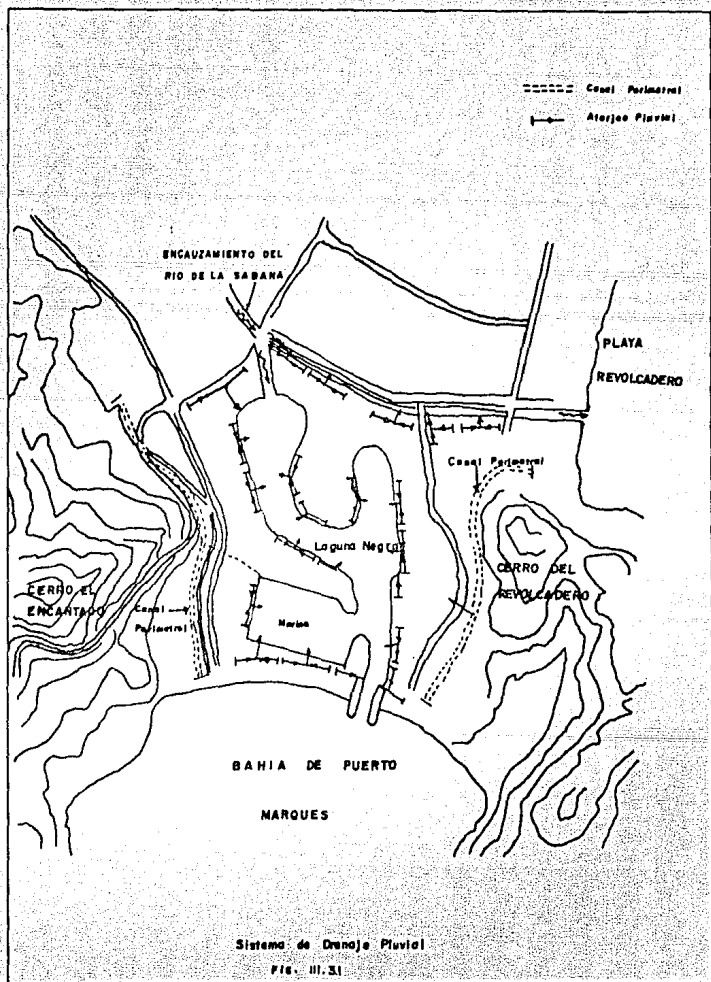
III.4. RED DE AGUA POTABLE

a) Redes o red abierta en la que la tubería máxima - fuera de 14" con 27 cruceros y una carga máxima de 43.40 m para el crucero inicial.

b) Red cerrada mediante la construcción de un sifón - invertido alojado en la plantilla del canal de navegación, siendo el diámetro mayor de 14" con carga total de 53.5 m por las pérdidas de fricción en la tubería, con 27 cruceros, 57 hidrantes, 13 válvulas de seccionamiento y 75 tomas de diferentes capacidades.

III.5. MARINA

Definido el proyecto arquitectónico de la marina que consta de 512 embarcaciones hasta 50 pies de eslora, se -



plantearán diferentes tipos de muelles:

- a) De pared vertical de concreto armado.
- b) De tablestacas.
- c) De talud.
- d) De pilotes.
- e) Muelles flotantes.

CAPITULO IV
ANALISIS DE LAS ALTERNATIVAS

CAPITULO IV

ANALISIS DE LAS ALTERNATIVAS

Este capítulo se refiere al análisis de los resultados de cada alternativa planteada, en la tabla IV.1. se muestran las tres alternativas, así como sus características:

Alternativa N^o uno: La variación del nivel dentro de la laguna oscila entre 0.603 m y 2.42 m , mientras que la velocidad de descarga mínima es 0.18 m/s y máxima es 4.07m/s ahora que en los últimos instantes el mar descarga a la Laguna Negra, siendo la velocidad mínima de 0.5 m/s y la velocidad máxima de 1.5 m/s.

Alternativa N^o dos: La variación en el nivel de la Laguna oscila entre 0.6 m y 2.13 m mientras que a velocidades se refiere la mínima absoluta es de 0.15 m/s y la máxima de 3.8 m/s. También en esta alternativa en los últimos instantes del análisis se presentan descargas del mar a la laguna, siendo velocidades de 0.82 m/s a 1.90 m/s.

Alternativa N^o tres: La variación de los niveles en la laguna es de 0.6 m a 1.9 m , la velocidad mínima 0.10m/s y la máxima de 3.6 m/s. También aquí se presentan descargas del mar a la laguna.

TABLA IV.1

ALTERNATIVA	K	GEOMETRIA		ELEVACION		VELOCIDADES		DESCARGA	
		V(m)	A(m)	Maximo T.H.M	Minimo T.H.M	Maximo [M/S]	Minimo [M/S]	Maximo [M ³ /s]	Minimo [M ³ /s]
1	2	5.42	194.25	2.42	0.60	4.07	0.18	102.04	2.911
2	2	5.13	206.53	2.13	0.60	3.80	0.15	106.11	2.85
3	2	4.91	218.96	1.90	0.60	3.61	0.10	111.51	2.35

Otra de las características esenciales para conocer el funcionamiento de las bocas es la estabilidad.

Estabilidad es el que una boca se mantiene abierta por las corrientes de flujo y reflujó, transversales al transporte playero paralelo a la costa, para que no se formen barras que puedan cerrarlas.

La estabilidad se puede conocer calculando el prisma de marea el cual es igual al producto del área libre por la diferencia de nivel pleamar y nivel bajamar.

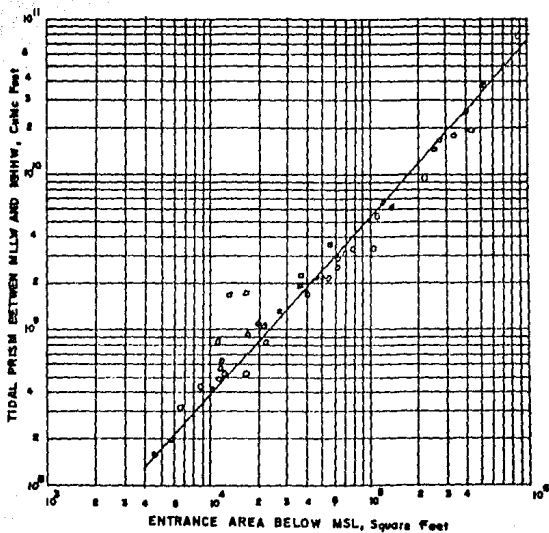
También se calcula el área de la boca y con ambos valores se localiza un punto sobre la gráfica propuesta⁸ y - si esta se encuentra por encima de la recta, entonces la boca puede ser estable, ya que se han hecho estudios de diferentes bocas y se ha determinado su estabilidad empleando dichos parámetros.

DATOS

$$A = 32.5 \text{ Ha} = 325,000 \text{ m}^2$$

$$h = 0.6 \text{ m} - (-0.6 \text{ m}) = 1.2 \text{ m}$$

$$V = 390,000 \text{ m}^3 = 13,772,720 \text{ ft}^3 \text{ (Volumén del prisma de marea)}$$



Tidal prism for estuaries with diurnal tides based upon mean tide range
Entrances dredged

Relationship between tidal prism and entrance area of bays

Fig. IV.1

En el cuadro siguiente se muestran los resultados de la estabilidad de las diferentes alternativas :

Alt.	X	Y (m)	b (m)	A (m ²)	A (ft ²)
1	2	3	25	93	1001.08
2	2	3	30	108	1162.54
3	2	3	35	123	1324.00

TABLA IV.2.

Para las tres alternativas analizadas se tiene esta bilidad en la boca.

Otro aspecto importante a tomar en cuenta son las velocidades presentadas en cada alternativa, para la facilidad de maniobras y navegabilidad.

Para la alternativa uno, se tienen velocidades extremas de 0.185 m/s y 4.075 m/s , por lo que de presentarse la velocidad máxima podría causar fuerte erosión en los taludes del canal así como una muy difícil manobrabilidad de las embarcaciones, creando oleaje dentro del recinto producto del ingreso de la avenida a la - Laguna Negra y por el constante ingreso de las embarcaciones deportivas a la marina aunque también esto permite mantener la boca libre de sedimentos debido a que la velocidad de salida es mayor a la velocidad incipiente del mar, no permitiendo la permanencia de material playero frente a la boca , mientras que para la velocidad mínima se tienen buenas condiciones de navegación pero puede ocasionar el acumulamiento de material playero frente a la boca . Sin embargo, este material permanecería muy poco tiempo ya que con las avenidas se volverá a poner en movimiento el material sedimentado.

Mientras que en la alternativa dos, las velocidades presentadas de 0.15 m/s como mínima y 3.8 m/s como máxima provocando con ello que la boca tenga problemas de maniobrabilidad ya que para canales de navegación se requirieren velocidades bajas y en cambio se tendría que esperar que pasara la avenida máxima para poder ingresar a la marina o salir de ella, además de proteger - adecuadamente los taludes y plantilla del canal; sin embargo, esta alternativa es estable .

Finalmente para la alternativa tres, de ancho de - plantilla $b = 35$ metros se tienen velocidades mínima absoluta de 0.046 m/s y máxima de 3.610 m/s lo cual viendo las características de la alternativa dos se parecen en gran parte, por lo que también deberán de reforzarse los taludes del canal y tener un tiempo máximo de espera de 1 hora para las embarcaciones deportivas y así - poder entrar o salir dichas embarcaciones, todo ello podrá repercutir en el aumento del costo de cada alternativa.

También en esta alternativa la boca es estable.

Con objeto de manejar en forma integral el desarrollo turístico se han incluido los proyectos de agua potable, - alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial, sólo - que el alcantarillado pluvial se plantea la solución, de - la misma forma la planta de tratamiento.

Para el sistema de distribución de agua potable se estudiaron dos alternativas, la primera como una red abierta y la segunda como red cerrada; en la primera resulta un funcionamiento no muy adecuado ya que en caso de fugas se tendrá que suspender el servicio en las áreas más alejadas por lo que no se recomienda, ya que, el desarrollo turístico requiere el mayor grado de funcionalidad. Mientras que en la segunda alternativa se mantiene el mismo circuito, - solo que se cierra a través de un sifón invertido en el canal de navegación, teniendo un funcionamiento mejor aunque el costo inicial es mayor.

Para el sistema de alcantarillado sanitario la diferencia en las alternativas planteadas estriba en las descargas, una es la de la planta de tratamiento al canal del desagüe de excedentes del río de la Sabana mientras que para la segunda la planta se encontraría cercana a la Bahía de Puerto Marqués y la descarga sería a la Bahía, ésto es sólo que hubiese excedentes en la planta ya que se proyecta aprovechar las aguas tratadas para una red de riego de áreas verdes.

El descargar las aguas tratadas a la laguna contribuirá a mejorar su circulación de las aguas por lo que sería más conveniente esta alternativa.

Finalmente se analizan las repercusiones ecológicas - del proyecto, ya que como se explicó en los capítulos anteriores al tratar de buscar de alterar lo menos posible es uno de los objetivos de este trabajo.

Como se sabe según estudios anteriores el mangle es uno de los habitantes florísticos más reinantes en la Laguna Negra que representa una atracción turística importante, además éste se desarrolla en las riberas de los ríos y en la cercanía del mar siendo su mejor adaptación a las aguas saladas por lo que al abrir la boca de la Laguna Negra hacia Puerto Marqués, éste tendrá un satisfactorio desarrollo. También se sabe según los mismos estudios que tiene mejor desarrollo entre más profundidad tenga el río o la laguna, así que, para la primera alternativa tendría un relativo aumento de desarrollo, ya que en las otras la profundidad se reduce por el aumento del ancho de la boca, por lo que ecológicamente las tres alternativas funcionan dentro de los rangos ecológicos aceptables.

Con las fórmulas obtenidas se calculan los niveles en la laguna Z_j , así con los niveles del mar Y_j se obtiene el gasto -- descargado por la laguna hacia el mar, en la tabla siguiente-- se muestran los resultados para un ancho de canal de 25 mts. Talud $K=2:1$, pendiente $s = 0.0006$ y coeficiente de rugosidad $n = 0.030$

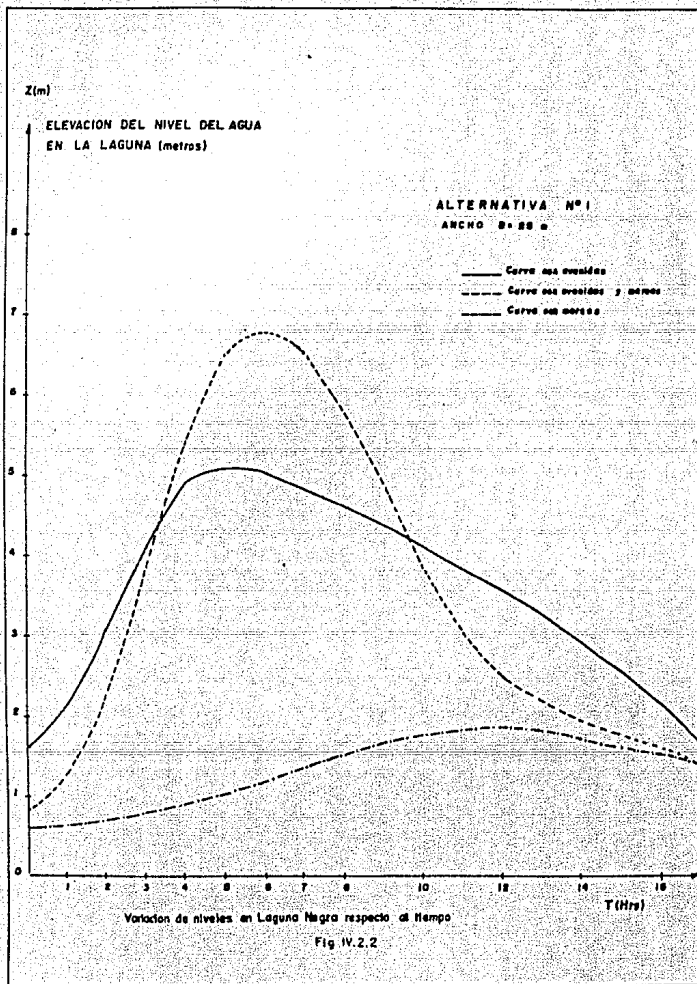
Ancho de boca $B = 25m$

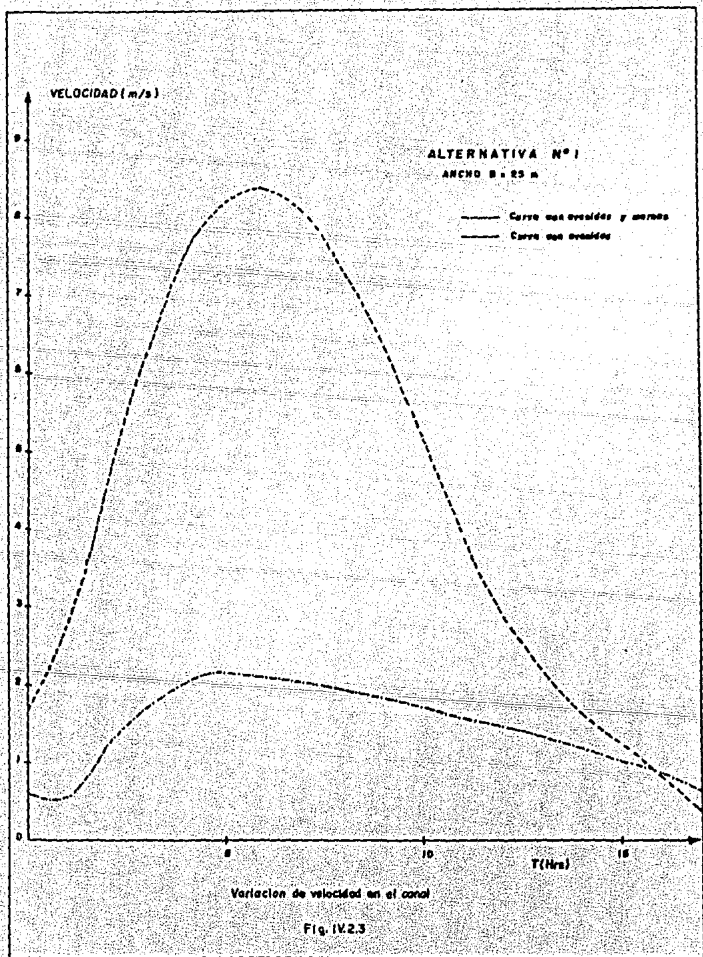
$t_j(\text{hr})$	$Z_j(\text{m})$	$Y_j(\text{m})$	$Z_j - Y_j(\text{m})$	$Q_j(\text{m}^3/\text{s})$	$V_j(\text{m}/\text{s})$
0	0.804	0.600	0.204	24.007	1.600
1	1.220	0.620	0.600	42.545	2.745
2	2.310	0.680	1.630	76.910	4.524
3	3.850	0.776	3.074	120.529	6.213
4	5.410	0.900	4.510	169.321	7.525
5	6.480	1.045	5.435	215.822	8.261
6	6.814	1.200	5.614	251.882	8.396
7	6.530	1.355	5.175	273.070	8.061
8	5.795	1.500	4.295	275.393	7.344
9	4.830	1.624	3.206	257.601	6.345
10	3.850	1.720	2.130	222.381	5.172
11	3.028	1.780	1.248	176.160	3.959
12	2.479	1.800	0.679	131.397	2.920
13	2.170	1.800	0.370	96.996	2.155
14	1.943	1.720	0.223	71.955	1.673
15	1.739	1.624	0.115	48.788	1.202
16	1.560	1.500	0.060	32.550	0.868
17	1.365	1.355	0.010	12.000	0.354

Con el tránsito de avenidas obtenido por las fórmulas anteriores del capítulo II producto de las descargas del río de la Sabana a la Laguna Negra se pueden obtener los gastos de salida de la Laguna hacia el mar, así como también las velocidades dichos datos se presentan en la siguiente tabla, para un ancho del canal de $b = 25\text{m}$ Talud $K = 2:1$, pendiente $s = 0.0006$ y coeficiente de rugosidad $n = 0.030$

Ancho de boca $B = 25\text{m}$; $Q = 8.613 Z_j^{2.123}$

$t_j(\text{hr})$	$Z_j(\text{m})$	$Q_j(\text{m}^3/\text{s})$	$V_j(\text{m/s})$
0	1.623	24.080	0.593
1	2.024	38.480	0.502
2	3.068	93.057	1.213
3	4.155	177.166	1.706
4	4.876	248.836	2.041
5	5.114	275.330	2.153
6	5.019	264.585	2.109
7	4.824	243.236	2.017
8	4.595	219.375	1.910
9	4.362	196.430	1.801
10	4.125	174.461	1.692
11	3.854	151.024	1.367
12	3.570	128.372	1.438
13	3.265	106.201	1.301
14	2.925	84.089	1.150
15	2.558	63.260	0.989
16	2.194	45.667	0.832
17	1.634	24.430	0.598





Con las fórmulas obtenidas se calculan los niveles en la Laguna Z_j , así con los niveles del mar Y_j se obtiene el gasto - descargado por la laguna hacia el mar, en la Tabla siguiente se muestran los resultados para un ancho de canal de 35 mts Talud $K = 2:1$, pendiente longitudinal $s = 0.0006$ y coeficiente de rugosidad $n = 0.030$

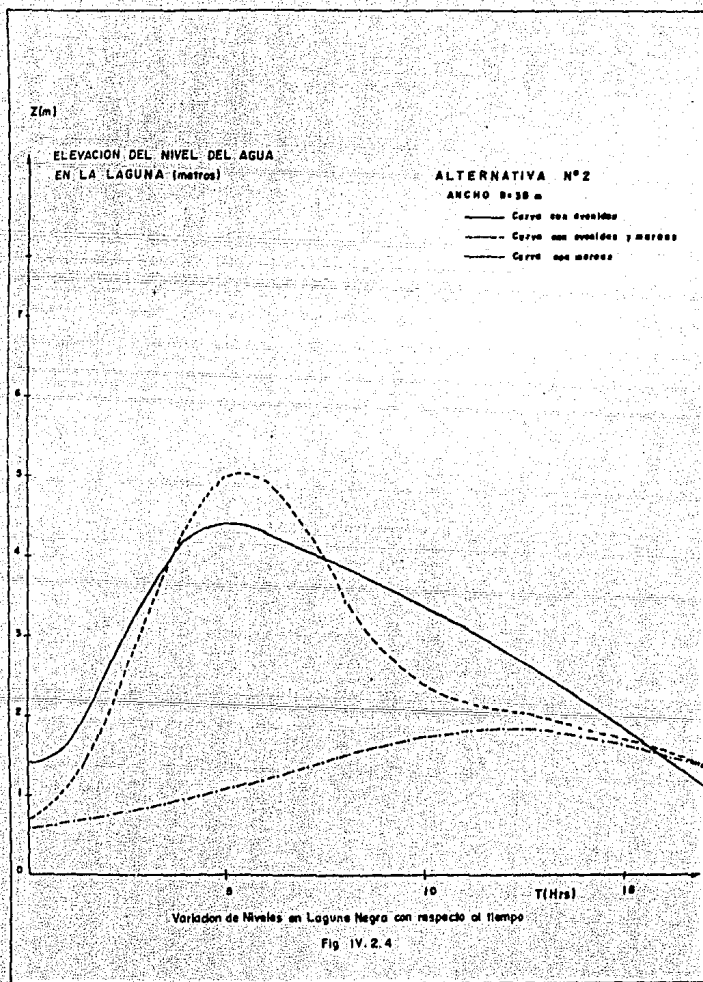
Ancho de boca $B = 35m$

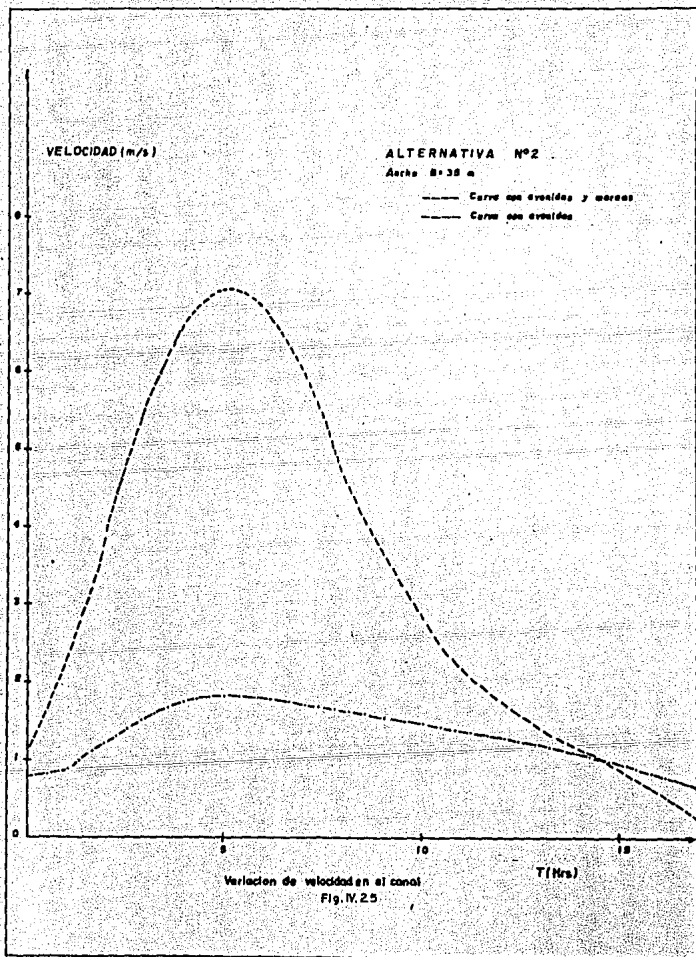
t_j (hr)	Z_j (m)	Y_j (m)	$Z_j - Y_j$ (m)	Q_j (m ³ /s)	V_j (m/s)
0	0.704	0.600	0.104	24.000	1.143
1	1.070	0.620	0.450	51.583	2.377
2	1.960	0.680	1.280	95.416	4.009
3	3.200	0.776	2.424	149.843	5.517
4	4.380	0.900	3.480	208.228	6.610
5	5.000	1.045	3.955	257.749	7.047
6	4.882	1.200	3.682	285.582	6.799
7	4.255	1.355	2.900	286.184	6.034
8	3.249	1.500	1.749	246.033	4.686
9	2.740	1.624	1.116	212.777	3.743
10	2.358	1.720	0.638	170.391	2.830
11	2.170	1.780	0.390	137.867	2.213
12	2.060	1.800	0.260	113.833	1.807
13	1.960	1.800	0.160	89.298	1.417
14	1.825	1.720	0.105	69.124	1.148
15	1.675	1.624	0.051	45.486	0.800
16	1.530	1.500	0.030	32.222	0.614
17	1.358	1.355	0.003	9.205	0.194

Con el tránsito de avenidas obtenido por las fórmulas del capítulo II producto de las descargas del río de la Sabana a la Laguna Negra se pueden obtener los gastos de salida de la Laguna hacia el mar, así como también las velocidades. Dichos datos se presentan en la siguiente tabla, para un ancho del canal $b = 35\text{m}$ Talud $K = 2:1$ pendiente $s = 0.0006$ y coeficiente de rugosidad $n = 0.030$

Ancho de boca $B = 35\text{m}$; $Q = 22.107 Z_j^{1.705}$

$t_j(\text{hr})$	$Z_j(\text{m})$	$Q_j(\text{m}^3/\text{s})$	$V_j(\text{m/s})$
0	1.427	40.534	0.812
1	1.578	48.117	0.871
2	2.483	104.223	1.199
3	3.464	183.870	1.517
4	4.198	255.163	1.737
5	4.397	276.129	1.794
6	4.290	264.770	1.763
7	4.082	243.259	1.703
8	3.841	219.284	1.631
9	3.597	196.069	1.557
10	3.351	173.761	1.481
11	3.073	149.908	1.394
12	2.786	126.830	1.301
13	2.482	104.152	1.199
14	2.147	81.340	1.082
15	1.793	59.825	0.953
16	1.450	41.654	0.821
17	1.062	24.490	0.659





Con el tránsito de avenidas obtenido por las fórmulas del capítulo II producto de las descargas del río de la Sabana a la Laguna Negra se pueden obtener los gastos de salida de la Laguna hacia el mar, así como también las velocidades. Dichos datos se presentan en la siguiente tabla, para un ancho del canal $b = 50\text{m}$ Talud $K = 2:1$ pendiente $s = 0.0006$ y coeficiente de rugosidad $n = 0.030$

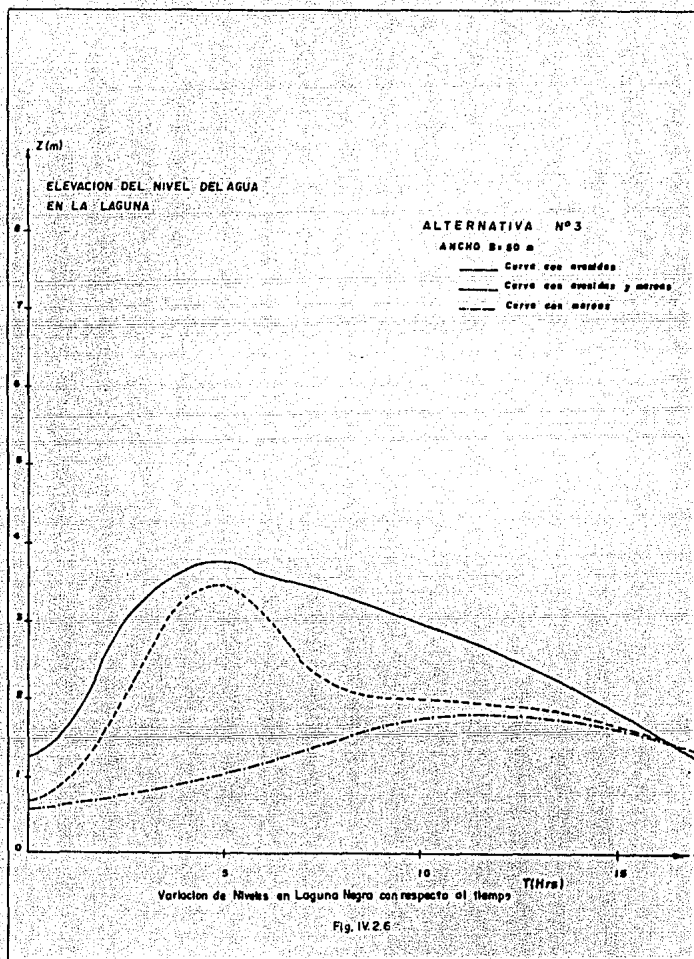
Ancho de boca $B = 50\text{m}$; $Q = 16.378 z_j^{2.231}$

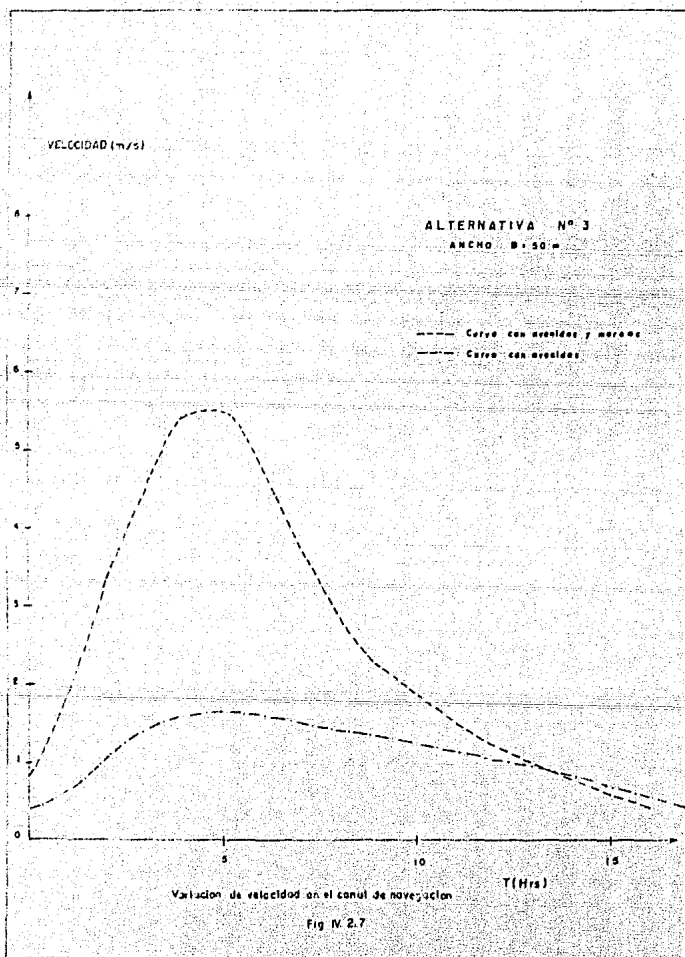
$t_j(\text{hr})$	$z_j(\text{m})$	$Q_j(\text{m}^3/\text{s})$	$V_j(\text{m}/\text{s})$
0	1.245	26.704	0.429
1	1.640	49.383	0.602
2	2.540	131.052	1.032
3	3.265	229.474	1.406
4	3.677	299.142	1.627
5	3.755	313.484	1.670
6	3.635	291.572	1.604
7	3.483	265.069	1.522
8	3.317	237.708	1.433
9	3.132	212.132	1.346
10	2.983	187.591	1.258
11	2.783	160.683	1.155
12	2.577	135.350	1.050
13	2.353	110.497	0.939
14	2.099	85.639	0.816
15	1.819	62.222	0.684
16	1.544	43.165	0.559
17	1.214	25.244	0.416

Con las fórmulas obtenidas se calculan los niveles en la laguna Z_j , así con los niveles del mar Y_j se obtiene el gasto descargado por la Laguna hacia el mar, en la tabla siguiente se muestran los resultados para un ancho de canal de 50 mts. Talud $K = 2:1$ pendiente $s = 0.0006$ y coeficiente de rugosidad $n = 0.030$

Ancho de boca $B = 50m$

t_j (hr)	Z_j (m)	Y_j (m)	$Z_j - Y_j$ (m)	Q_j (m ³ /s)	V_j (m/s)
0	0.651	0.600	0.051	24.007	0.800
1	0.902	0.620	0.282	38.334	1.882
2	1.580	0.680	0.900	114.298	3.362
3	2.490	0.776	1.674	177.889	4.585
4	3.260	0.900	2.360	244.967	5.444
5	3.460	1.045	2.415	287.730	5.507
6	3.070	1.200	1.870	290.744	4.846
7	2.510	1.355	1.155	258.012	3.808
8	2.145	1.500	0.645	213.442	2.846
9	2.020	1.624	0.396	181.068	2.230
10	1.990	1.720	0.270	138.350	1.841
11	1.952	1.780	0.172	130.796	1.470
12	1.920	1.800	0.120	110.477	1.227
13	1.872	1.800	0.072	85.575	0.951
14	1.770	1.720	0.050	68.143	0.792
15	1.647	1.624	0.023	43.637	0.537
16	1.515	1.500	0.015	32.550	0.434
17		1.355			





Debido a que el planteamiento de alternativas para el ingreso del gasto máximo ($Q = 285 \text{ m}^3/\text{seg}$) resulta con anchos de canal de navegación muy grandes, y en los anchos de 25 m se presentan variaciones del nivel de la laguna - desde 1.2 m hasta 6.75 m y velocidades desde 2.15 m/s hasta 3.35 m/s las cuales resultan muy grandes, mientras que para 35 m de ancho de plantilla se presentan variaciones - de nivel de 1.045 m a 5 m y velocidades de 1.75 m/s a 7 m/s y finalmente para un ancho de 50 metros se tienen variaciones de 1.045 m hasta 3.75 m y velocidades de 1.65 m/s a 5.5 m/s, debido a estas grandes variaciones se tendrían estructuras en la marina muy grandes, tales como las escaleras de acceso a las embarcaciones, por lo que se revisó el gasto de entrada a la laguna y mediante la fórmula para el cálculo de las variaciones del nivel en la Laguna se despejo un gasto tal que la variación no fuera mayor a 1 metro para un ancho de $b = 25 \text{ m}$ de la forma siguiente:

$$Z_j = 2.123 \text{ m}$$

$$I_p = (2.123 \text{ m} - 1.123 \text{ m}) 58.256 + 11.018/0.5$$

$$= 138.549 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dicho gasto se resta al gasto máximo $Q_m = 285 \text{ m}^3/\text{s}$ obteniéndose un nuevo gasto de hidrógrama de ingreso a la Laguna Negra siendo el gasto máximo de ingreso de $Q_m = 138.55 \text{ m}^3/\text{s}$ mientras que el gasto restante se propone encauzarlo hacia la playa del Revolcadero mediante un canal de desagüe.

Con estos razonamientos nuevamente se calculan los niveles en la Laguna con el hidrógrama siguiente; siendo las alternativas para anchos de 25, 30 y 35 metros, cuyos resultados se muestran a continuación:

Alternativa N^o 1

Para ancho de canal de 25 m.

Tabla de Elevación-Volumen en la Laguna Negra.

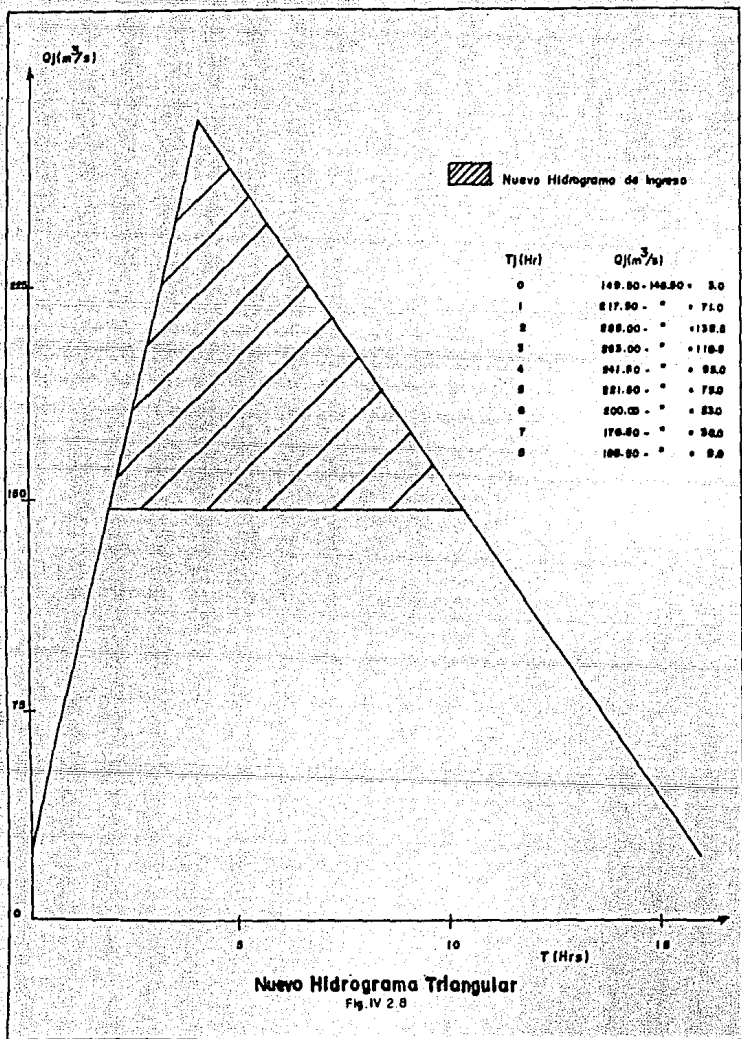
M.S.N.M.M.	Z(m)	V(m ³)
-2.50	0.50	50,000
-2.00	1.00	325,000
-1.50	1.50	487,500
-1.00	2.00	650,000
0.00	3.00	975,000
1.00	4.00	1'300,000
2.00	5.00	1'625,000
2.70	5.70	1'902,500

Para la elevación $Z_7 = 5.00$ m $V_7 = 1'625,000$ m³

$Z_8 = 5.70$ m $V_8 = 1'902,500$ m³

$$m = \frac{\log(V_8/V_7)}{\log(Z_8/Z_7)} = \frac{\log(1'902,500 \text{ m}^3/1'625,000 \text{ m}^3)}{\log(5.70\text{m}/5.00 \text{ m})} = 1.203$$

$$\begin{aligned} \text{Ahora se obtiene } K &= V_2/Z_2^m = 1'902,500 \text{ m}^3/(5.70 \text{ m})^{1.203} \\ &= 234,426.78 \end{aligned}$$



Para un canal de ancho $B = 25$ m Talud $K = 2$
 $n = 0.030$ $s = 0.0006$ el tirante varía de $Y = 0.315$ m
 $V_1 = 0.3716$ m/s a $Y_2 = 3.02$ m $V_2 = 1.478$ m/s

Para obtener los valores de Z extremos en la Laguna Negra: $Z_1 = 0.322$ m y $Z_2 = 3.131$ m

$$\begin{aligned} \text{Con ello se obtiene } r &= \log(Q_2/Q_1) / \log(Z_2/Z_1) \\ &= \frac{\log(138.55 \text{ m}^3/\text{s} / 3 \text{ m}^3/\text{s})}{\log(3.131 \text{ m} / 0.322 \text{ m})} \\ r &= 1.685 \end{aligned}$$

$$R = Q_2 / Z_2^r = 138.55 \text{ m}^3/\text{s} / (3.131 \text{ m})^{1.685} = 20.248$$

$$mk/At = (1.203)(234,426.78) / 3600 \text{ seg} = 78.338$$

$$rR/2 = (1.685)(20.248) / 2 = 17.059$$

Con dichos parámetros se podrá realizar el tránsito de avenidas.

Con el tránsito de avenidas obtenido por las fórmulas del capítulo II, producto de las descargas del río de la Sabana a la Laguna Negra, se pueden obtener los gastos de salida de la Laguna Negra hacia el mar, así como las velocidades. Dichos datos se presentan en la siguiente tabla, para un ancho del canal $B = 25$ m Talud $K = 2$ pendiente $s = 0.0006$ y coeficiente de rugosidad $n = 0.030$

$$Q = 20.248 Z_j^{1.685}$$

T_j (hr)	Z_j (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)
0	0.322	3.000	0.363
1	0.807	14.108	0.659
2	1.817	55.385	1.064
3	2.449	91.586	1.251
4	2.562	98.818	1.280
5	2.455	91.964	1.252
6	2.236	78.567	1.192
7	1.934	61.526	1.102
8	1.573	43.438	1.019
9	1.230	28.700	0.850

Determinación del nivel en la Laguna Negra por las mareas y avenidas del Río de la Sabana.

Para conocer la variación del nivel en la Laguna se realiza lo siguiente:

Se determina la elevación inicial Z_0 con el gasto base Q_B

$$Z_0 = Y_0 + \frac{Q_B}{C_B} \frac{2g}{Y_0} Y_0^2$$

$$Z_0 = 0.6 + \left(\frac{3 \text{ m}^3/\text{s}}{(0.8)2.5 \text{ m}} \frac{19.62 \text{ m/s}^2}{0.6} \right)^2 = 0.603 \text{ m}$$

Y utilizando la fórmula siguiente:

$$0.5(I_j + I_{j+1}) + \frac{K}{At} Z_j^m - CB \frac{2g}{2Y_j} (Z_j - Y_j)^{3/2}$$

$$\frac{K}{At} Z_{j+1}^m + CB \frac{2g}{2Y_{j+1}} (Z_{j+1} - Y_{j+1})^{3/2}$$

$$\text{donde } K/At = 234.426.78/3600 = 65.12; m = 1.203$$

Así se llamará Q_A al primer miembro y Q_B al segundo miembro.

$$Q_A = 0.5(3 \text{ m}^3/\text{s} + 71 \text{ m}^3/\text{s}) + 65.12(0.603 \text{ m})^{1.203} - 44.29(0.60) 0.603 - 0.60 = 70.98$$

Si $Z_1 = 2.0$	$Q_B = 181.176$
$Z_1 = 0.8$	$Q_B = 61.439$
$Z_1 = 0.9$	$Q_B = 71.890$
$Z_1 = 0.895$	$Q_B = 71.385$
$Z_1 = 0.850$	$Q_B = 66.720$
$Z_1 = 0.88$	$Q_B = 69.840$
$Z_1 = 0.89$	$Q_B = 70.870 \hat{=} Q_A = 70.98$

Para $Z_1 = 0.89$ $Q_A = 0.5(71 + 138.51) + 65.12(0.89)^{1.203} - 44.29(0.62) 0.89 - 0.62 = 147.11$

Si $Z_2 = 1.5$	$Q_B = 133.332$
$Z_2 = 1.7$	$Q_B = 153.711$
$Z_2 = 1.64$	$Q_B = 147.59 \hat{=} 147.11 \therefore$

Para $Z_2 = 1.64$ $Q_A = 0.5(1.38.57 + 116.5) + 65.12(1.64) - 44.29(0.68) 1.64 - 0.68 = 216.09$

Si $Z_3 = 2.00$	$Q_B = 1.87.94$
$Z_3 = 2.20$	$Q_B = 209.144$
$Z_3 = 2.25$	$Q_B = 1.14.465$
$Z_3 = 2.265$	$Q_B = 216.063 \hat{=} Q_A$

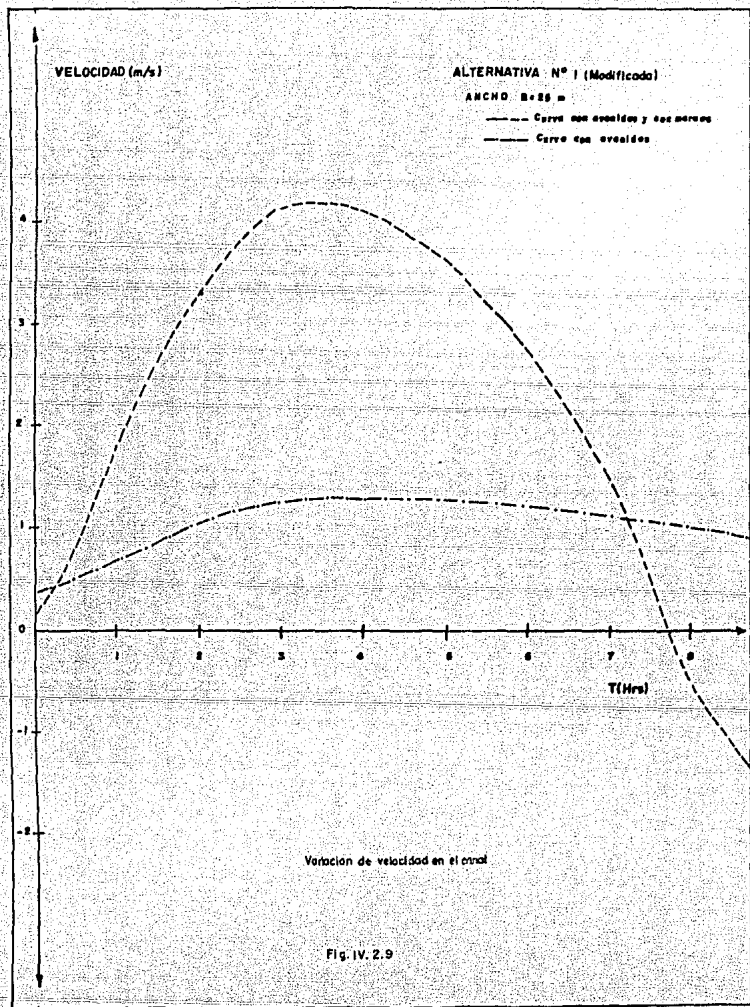
Para $Z_3 = 2.265$ $Q_A = 0.5(116.5+95) + 65.12(2.265)^{1.203} - 44.29(0.776) 2.265 - 0.776 = 237.94$

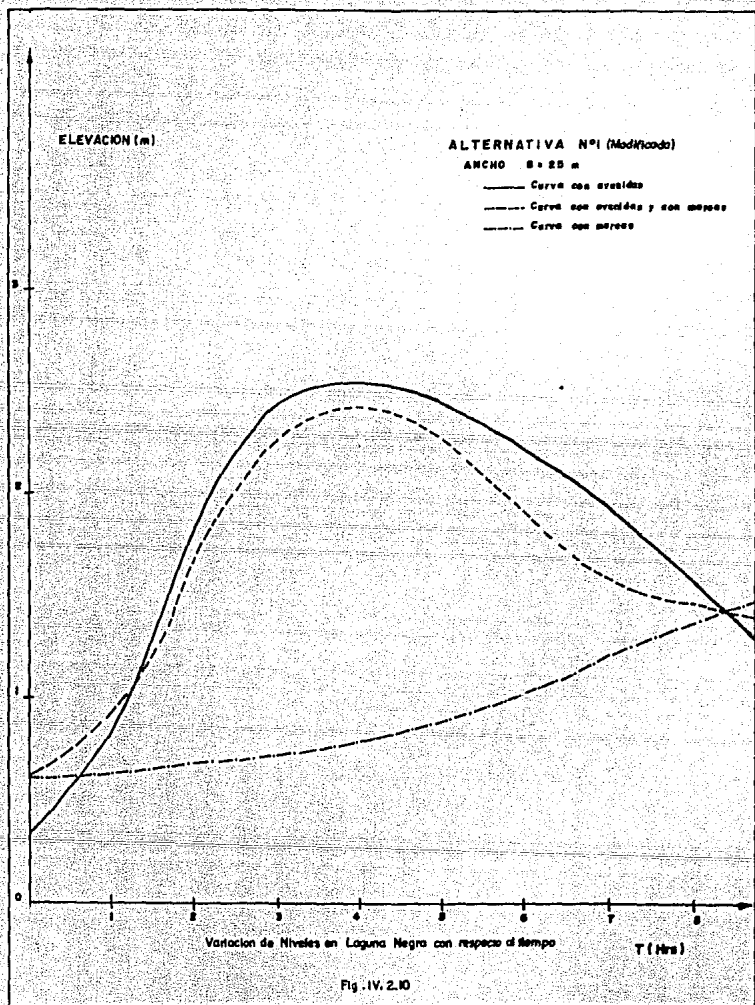
Determinación de los niveles en la Laguna Negra por las mareas y avenidas del Río de la Sabana.

Con las fórmulas obtenidas en el capítulo II se dan los niveles en la Laguna Z_j por la variación de mareas Y_j y por la avenida de diseño. En la siguiente tabla se muestran los resultados para el canal de ancho de plantilla $b = 25$ m Talud $K = 2$, pendientes $s = 0.0006$ y coeficiente de rugosidad $n = 0.030$.

T_j (hr)	Z_j (m)	Y_j (m)	$Z_j - Y_j$ (m)	Q_j (m ³ /s)	V_j (m ³ /s)
0	0.603	0.6	0.003	2.911	0.185
1	0.890	0.62	0.27	28.540	1.754
2	1.69	0.68	0.96	59.023	3.293
3	2.265	0.776	1.489	83.886	4.071
4	2.42	0.90	1.520	98.298	4.075
5	2.26	1.045	1.215	102.043	3.605
6	1.916	1.20	0.716	89.953	2.736
7	1.57	1.355	0.215	55.659	1.482
8	1.47	1.50	-0.03	-23.016	-0.548
9	1.40	1.624	-0.224	-67.48	-1.480

$$Q = CB \sqrt{2g} Y_j \sqrt{Z_j - Y_j}$$





Alternativa N^o 2

Para un ancho de canal B = 30 m.

Alternativa para canal de navegación:

Datos:

$$\begin{aligned}m &= \log(V_8/V_7) / \log(Z_8/Z_7) \\ &= \log(1'902,500 \text{ m}^3 / 1'625,000 \text{ m}^3) / \log(5.7/ \\ &\quad 5.00) = 1.203\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Ahora se obtiene } K &= V_8/K_8^m = 1'902,500 \text{ m}^3 / (5.7 \text{ m})^{1.203} \\ &= 234,426.78\end{aligned}$$

Para un canal de ancho de plantilla B = 30 m Talud K = 2

n = 0.030 s = 0.006 el tirante varía de Y₁ = 0.283 m a

$$Y_2 = 2.742 \text{ m} \quad V_1 = 3 \text{ m}^3/\text{s} / 8.652 = 0.3467 \text{ m/s } y$$

$$V_2 = 138.55 \text{ m}^3/\text{s} / 97.315 \text{ m}^2 = 1.424 \text{ m/s}$$

Con ello se obtienen los valores extremos de Z_j en la Laguna son:

$$Z_1 = Y_1 + V_1^2/2g =$$

$$= 0.283 \text{ m} + (0.3467 \text{ m/s})^2 / 19.62 \text{ m/s}^2 = 0.289 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}Z_2 &= Y_2 + V_2^2/2g = 2.742 \text{ m} + (1.424 \text{ m/s})^2 / 19.62 \text{ m/s}^2 \\ &= 2.845 \text{ m}\end{aligned}$$

Alternativa N^o 2

Para un ancho de canal B = 30 m.

Alternativa para canal de navegación:

Datos:

$$\begin{aligned}m &= \log(V_8/V_7) / \log(Z_8/Z_7) \\ &= \log(1'902,500 \text{ m}^3 / 1'625,000 \text{ m}^3) / \log(5.7/ \\ &\quad 5.00) = 1.203\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Ahora se obtiene } K &= V_8/K_8^m = 1'902,500 \text{ m}^3 / (5.7 \text{ m})^{1.203} \\ &= 234,426.78\end{aligned}$$

Para un canal de ancho de plantilla B = 30 m Talud K = 2

n = 0.030 s = 0.006 el tirante varía de Y₁ = 0.283 m a

Y₂ = 2.742 m V₁ = 3 m³/s / 8.652 = 0.3467 m/s y

$$V_2 = 138.55 \text{ m}^3/\text{s} / 97.315 \text{ m}^2 = 1.424 \text{ m/s}$$

Con ello se obtienen los valores extremos de Z_j en la Laguna son:

$$Z_1 = Y_1 + V_1^2/2g =$$

$$= 0.283 \text{ m} + (0.3467 \text{ m/s})^2 / 19.62 \text{ m/s}^2 = 0.289 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}Z_2 &= Y_2 + V_2^2/2g = 2.742 \text{ m} + (1.424 \text{ m/s})^2 / 19.62 \text{ m/s}^2 \\ &= 2.845 \text{ m}\end{aligned}$$

Con ambos valores se obtiene el parámetro r R

$$r = \log(Q_2/Q_1) / \log(Z_2/Z_1) = \frac{\log(138.55 \text{ m}^3/\text{s} / 3 \text{ m}^3/\text{s})}{\log(2.845 \text{ m} / 0.289 \text{ m})} = \frac{1.664}{0.992} = 1.676$$

$$R = Q_2/Z_2^r = 138.55 \text{ m}^3/\text{s} / (2.845 \text{ m})^{1.676} = 24.019$$

$$mk/At = 1.203 (234,426.78) / 3600 \text{ seg} = 78.338$$

$$rR/2 = (1.676)(24.019) / 2 = 20.128$$

Con estos parámetros se realizará el tránsito de avenidas.

Con el tránsito de avenidas obtenido por las fórmulas del capítulo II, producto de las descargas del río de la Sabana a la Laguna Negra se pueden obtener los gastos de salida de la Laguna Negra hacia el mar, así como las velocidades. Los datos se presentan en la siguiente tabla para un ancho de plantilla $B = 30$ Talud $K = 2$ pendiente $s = 0.0006$ y coeficiente de rugosidad $n = 0.030$

$$Q = 20.128 Z_j^{1.676}$$

T_j (hr)	Z_j (m)	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	$V(\text{m}/\text{s})$
0	0.289	2.513	0.284
1	1.778	13.215	0.538
2	1.751	51.469	0.873
3	2.315	82.184	1.025
4	2.375	85.785	1.039
5	2.243	77.945	1.008
6	2.019	65.344	0.951
7	1.724	50.146	0.870
8	1.378	34.449	0.763
9	1.054	21.983	0.650

Determinación del nivel en la Laguna Negra por las mareas y avenidas del Río de la Sabana.

Para conocer la variación del nivel en la Laguna se realiza lo siguiente:

Se determina la elevación inicial Z_0 con el gasto base:

$$Z_0 = Y_0 + Q_B/Q_B \quad 2g \quad Y_0^2$$

$$Z_0 = 0.6 + 3 \text{ m}^3/\text{s} / (0.8)(30 \text{ m}) \quad 19.62 \text{ m/s}^2 \quad 0.60 \text{ m}^2$$

$$= 0.602$$

Aplicando la fórmula:

$$0.5(I_j + I_{j+1}) + K/At \quad Z_j^m - CB/2 \quad \sqrt{2g} \quad Y_j (Z_j - Y_j)^{1/2}$$

$$= K/At \quad Z_{j+1}^m + CB \quad 2g/2 \quad Y_{j+1} \quad Z_{j+1} - Y_{j+1}$$

$$K/At \quad 65.12 \text{ m} = 1.203$$

Llamando Q_A al primer miembro y Q_B al segundo miembro se tiene:

$$Q_A = 0.5(3 \text{ m}^3/\text{s} + 71 \text{ m}^3/\text{s}) + 65.12(0.602)^{1.203} - 53.153(0.60)$$

$$(0.602 - 0.60)^{1/2}$$

$$Q_A = 70.938$$

$$\text{Si } Z_1 = 0.85 \quad Q_B = 69.36$$

$$Z_1 = 0.865 \quad Q_B = 71 = 70.94$$

Para $Z_1 = 0.865$

$$Q_A = 0.5 (71 + 138.55) + 65.12 (0.865)^{1.203} - 53.153 (0.62) 0.865 - 0.62$$

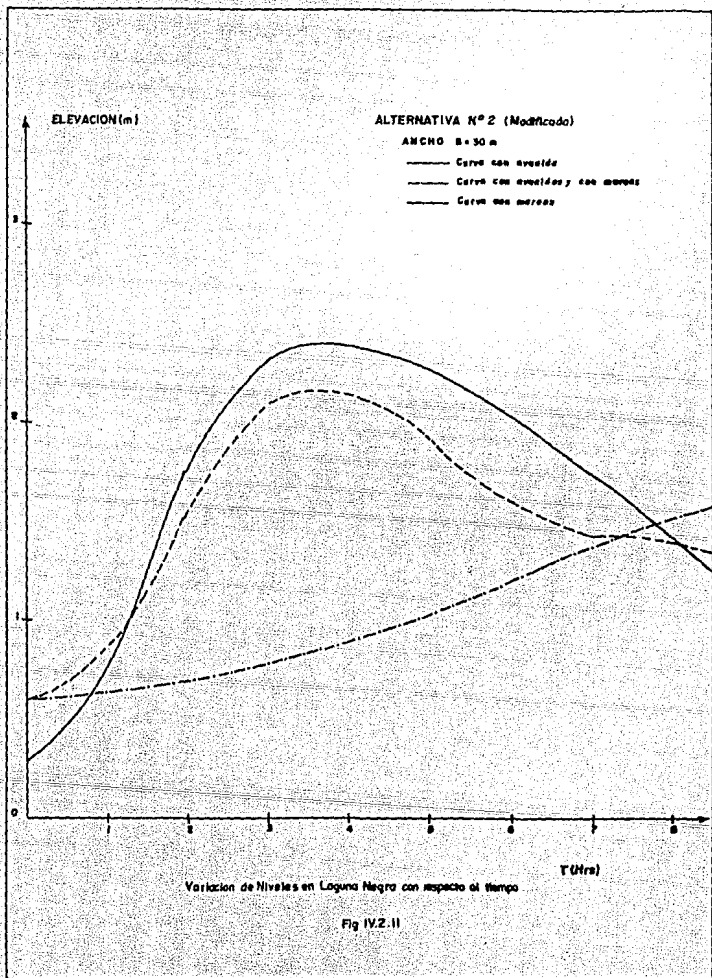
$$Q_A = \underline{143.16}$$

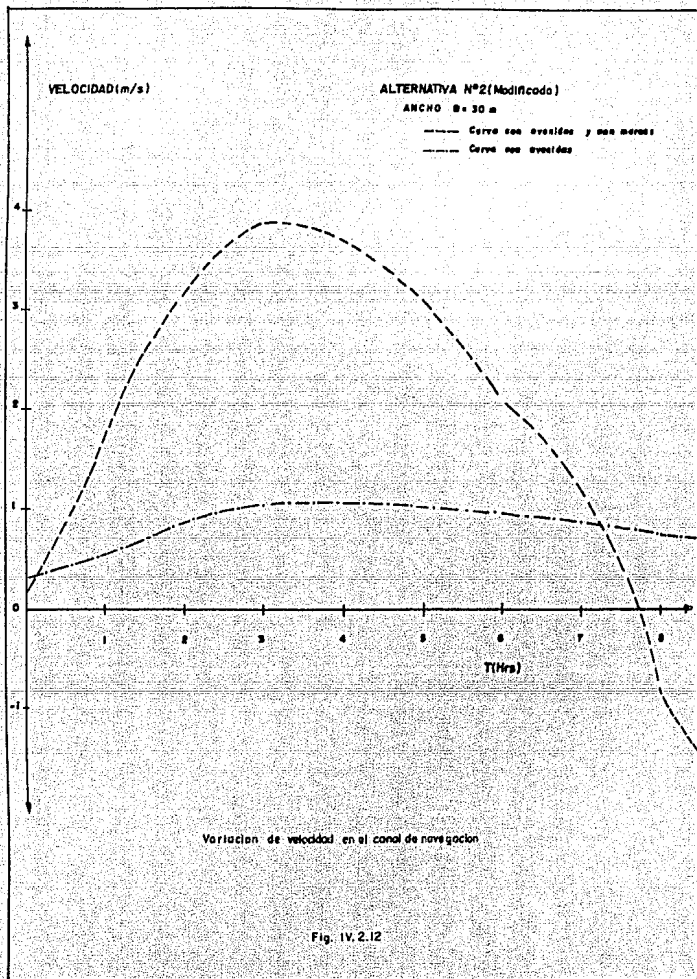
Determinación de los niveles en la Laguna Negra por -
las mareas y avenidas del Río de la Sabana.

Con las fórmulas obtenidas en el capítulo II se obtien
nen los niveles en la Laguna Z_j por la variación de mareas
 Y_j y por la avenida de diseño. En la siguiente tabla se -
muestran los resultados para el canal de ancho de plantilla
 $B = 30$ m Talud $K = 2$ pendiente $s = 0.0006$ y coeficiente de
rugosidad $n = 0.030$

T_j (hr)	Z_j (m)	Y_j (m)	$Z_j - Y_j$ (m)	Q_j (m ³ /s)	V_j (m ³ /s)
0	0.602	0.60	0.002	2.852	0.152
1	0.865	0.62	0.245	32.624	1.684
2	1.54	0.68	0.86	67.038	3.144
3	2.07	0.776	1.294	93.84	3.833
4	2.13	0.90	1.230	106.11	3.707
5	1.915	1.045	0.87	103.618	3.090
6	1.60	1.20	0.40	80.681	2.075
7	1.415	1.355	0.06	35.284	1.256
8	1.435	1.50	-0.0645	-40.498	-0.818
9	1.27	1.624	-0.354	-102.718	-1.902

$$Q_B = CB \sqrt{2g} Y_j \sqrt{Z_j - Y_j}$$





Alternativa N^o 3

Para un ancho de canal $B = 35$ m.

Datos:

$$Q_m = 138.55 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\min} = 3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$m = 1.203$$

$$\text{Talud } K = 2$$

$$b = 35 \text{ m}$$

$$n = 0.030$$

$$s = 0.0006$$

$$\text{y el tirante varía desde } Y_1 = 0.258 \text{ m}$$

$$V_1 = 0.327$$

$$\text{hasta } Y_2 = 2.52 \text{ m}$$

$$V_2 = 1.373 \text{ m/s}$$

Con estas características se obtienen los tirantes extremos en la Laguna Negra Z_0 y Z_j

$$Z_0 = Y_0 + V_0^2 / 2g$$

$$= 0.258 \text{ m} + (0.327 \text{ m/s})^2 / 19.62 \text{ m/s}^2 = 0.263$$

$$Z_j = Y_n + V_n^2 / 2g$$

$$= 2.52 \text{ m} + (1.373 \text{ m/s})^2 / 19.62 \text{ m/s}^2 = 2.616$$

Con los cuales se obtienen los parámetros r y R

$$r = \log(Q_j/Q_0) / \log(Z_j/Z_0)$$

$$= \log(138.55 \text{ m}^3/\text{s} / 3 \text{ m}^3/\text{s}) / \log(2.616 \text{ m} / 0.263 \text{ m})$$

$$= 1.668$$

$$R = Q_j / Z_j^r = (38.55 \text{ m}^3/\text{s}) / (2.616)^{1.668} = 27.86$$

$$mK/At = (1.203)(234,426.78) / 3600 \text{ seg} = 78.338$$

$$rR/2 = (1.668)(27.86) / 2 = 23.235$$

Con dicho parámetro se realizará el tránsito de avenidas.

Con el tránsito de avenidas se obtuvieron los resultados para la avenida de diseño:

Datos:

Ancho de plantilla $B = 35$ m Talud $K = 2$

pendiente $s = 0.0006$ y coeficiente de rugosidad

$n = 0.030$

$Q = 27.86 z_j^{1.668}$

T_j (hr)	z_j (m)	$Q(m^3/s)$	$V(m/s)$
0	0.263	3.00	0.321
1	0.754	17.395	0.632
2	1.691	66.915	1.031
3	2.258	108.391	1.215
4	2.238	106.794	1.209
5	2.075	94.138	1.159
6	2.008	89.123	1.138
7	1.636	63.324	1.011
8	1.267	41.344	0.869
9	0.944	25.307	0.727

Determinación de los niveles en la Laguna Negra y
avenidas del Río de la Sabana.

Para conocer la variación del nivel se realiza lo sig:

Se determina la elevación inicial Z_0 con el gasto base
y el nivel del mar.

$$Z_0 = 0.6 \text{ m} + 3 \text{ m}^3/\text{s} / (0.8)(35 \text{ m}) \cdot 19.62 \text{ m/s} \cdot 0.6^2$$

$$= 0.601$$

Aplicando la fórmula del capítulo II

$$0.5(I_j + I_{j+1}) + K/At Z_j^m - CB \cdot 2g/2 Y_j (Z_j - Y_j)^{1/2}$$

$$= K/At Z_{j+1}^m + CB \cdot 2g/2 Y_{j+1} (Z_{j+1} - Y_{j+1})^{1/2}$$

$$K/At = 65.12 \text{ m} = 1.203$$

Llamando Q_A al primer miembro y Q_B al segundo miembro
se tiene:

$$Q_A = 0.5(3 + 71) + 65.12(0.61)^{1.203} - 62.012(0.66)0.601 - 0.60$$

$$= 71.118$$

$$\text{Si } Z_1 = 0.85 \quad Q_B = 71.99$$

$$Z_1 = 0.842 \quad Q_B = 71.065 = 71.118$$

Para $Z_1 = 0.842$

$$Q_A = 0.5(71 + 138.55) + 65.12(0.842)^{1.203}$$

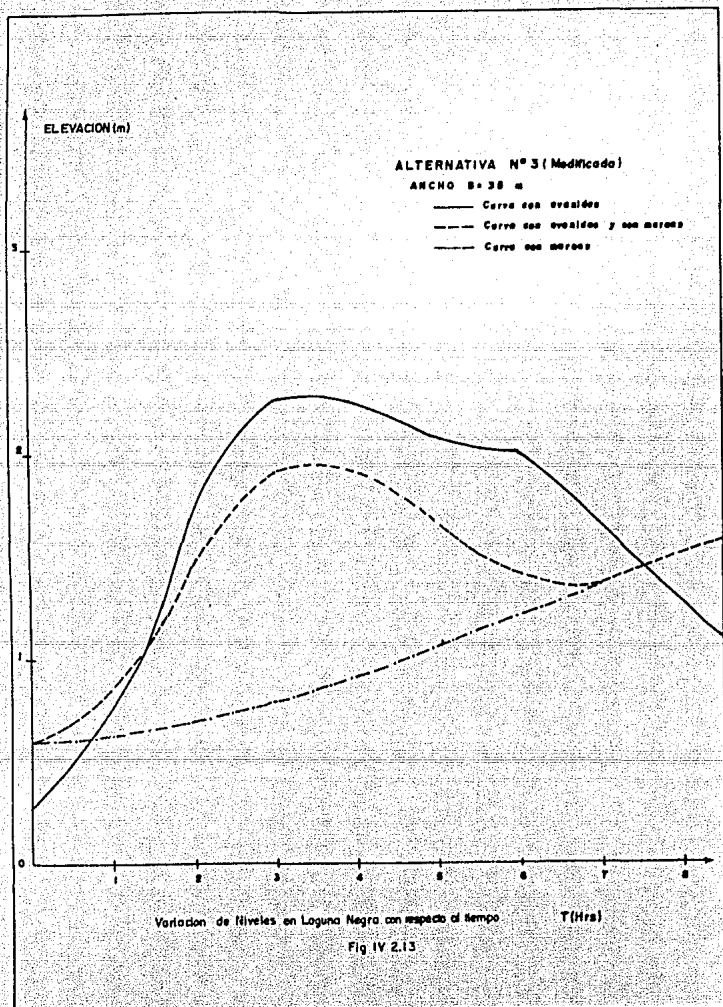
$$- 62.012(0.62) \cdot 0.842 - 0.62$$

$$Q_A = 139.610$$

Determinación de los niveles en la Laguna Negra por -
las mareas y avenidas del Río de la Sabana.

Mediante el empleo de las fórmulas para tránsito de -
avenidas vistas en el capítulo II se realizó el tránsito,
obteniendo los resultados que se muestran a continuación:

$T_j(\text{hr})$	$Z_j(\text{m})$	$Y_j(\text{m})$	$Z_j - Y_j(\text{m})$	$Q_j(\text{m}^3/\text{s})$	$V_j(\text{m}^3/\text{s})$
0	0.6010	0.60	0.0010	2.353	0.108
1	0.8420	0.62	0.2220	36.230	1.612
2	1.4600	0.68	0.7800	74.484	3.0125
3	1.9080	0.776	1.1320	102.398	3.610
4	1.8980	0.90	0.998	111.510	3.367
5	1.6600	1.045	0.615	101.639	2.622
6	1.4150	1.20	0.215	69.009	1.538
7	1.3730	1.355	0.018	22.547	0.4413
8	1.4990	1.50	-0.001	-5.883	-0.1032
9	1.6238	1.624	-0.0002	-2.848	-0.046



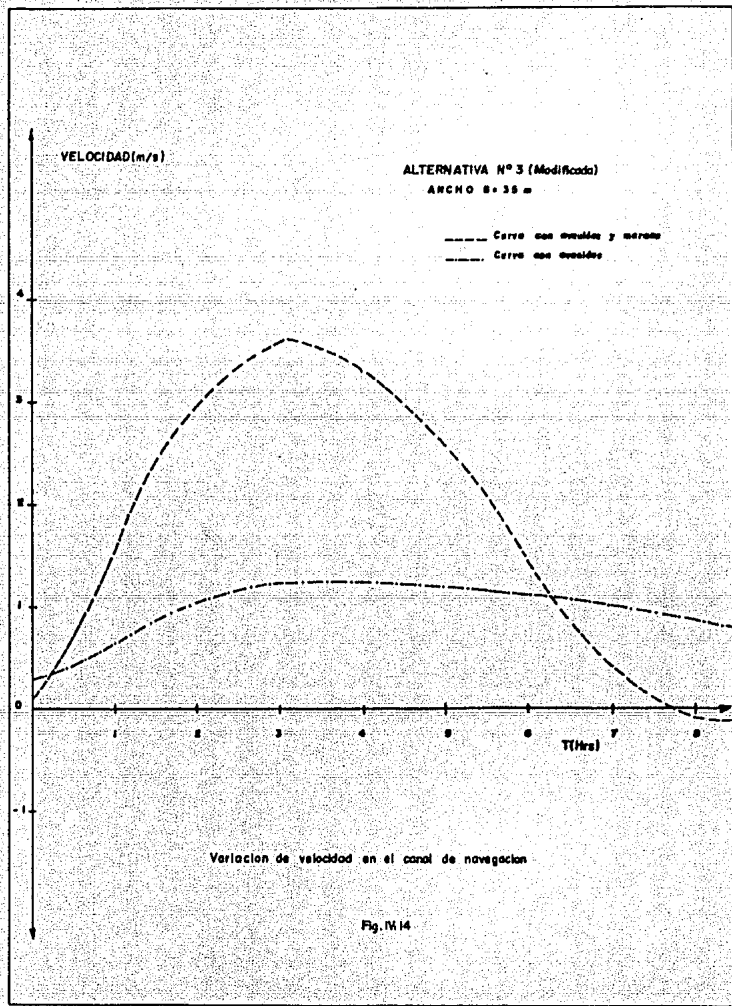


Fig. IV 14

CAPITULO V

SELECCION DE LA MEJOR ALTERNATIVA

CAPITULO V

SELECCION DE LA MEJOR ALTERNATIVA

Como se ha mencionado a lo largo de este trabajo las características hidráulicas y ecológicas de las alternativas ya planteadas, requieren que sean factibles, es decir, capaces de realizarse en tiempo y en costo, por lo que se deben realizar análisis para cada una, para poder decidir la alternativa adecuada, así pues, se aplicarán comparaciones hidráulicas, ecológicas, económicas.

V.1 ANALISIS HIDRAULICO COMPARATIVO

Como se vio en el capítulo IV, la tercera alternativa es la más adecuada porque la profundidad del canal de navegación no tendrá que ser mayor de 4.5 m más su bordo libre de 0.50 m, además con ello las cuotas por la operación del desarrollo turístico no serán que, así la elevación máxima es de 1.30 M.S.N.M. por lo que la elevación del desarrollo podrá tener 3 M.S.N.M. reduciendo así el volumen de relleno requerido. Por otro lado, las velocidades son máxima de 3.6 m/s y mínima de 0.10 m/s por lo que no llegará a cerrarse la boca, además de mantener una recirculación continua de agua, en esta misma alternativa hay que destacar que deben cubrirse los taludes del canal de acceso para protegerlos de velocidades erosivas. También se tiene que mencionar que la boca es estable.

V.2 ANALISIS ECOLOGICO COMPARATIVO

Los aspectos más importantes ecológicamente hablando son la conservación y desarrollo futuro del mangle y la adecuada renovación del agua de la Laguna Negra. Para la primera según se mencionó anteriormente se sabe que el mangle se desarrolla mejor en profundidades mayores, así se tiene que el mangle tendría un mayor desarrollo con las características de la primera alternativa, así también ecológicamente se tendría una mayor recirculación y renovación del agua de la Laguna Negra, como consecuencia de la mayor profundidad, aumentando así el desarrollo de otras especies acuáticas menores que se hospedan en las raíces del mangle, además se utilizaría como alimento para los mismos seres acuáticos.

Con lo anterior se concluye que es mejor la alternativa uno.

V.3 ANALISIS ECONOMICO COMPARATIVO

A continuación se presenta un análisis comparativo de los costos de cada alternativa para los canales de navegación:

Datos: Talud K = 2

Ancho (m)	Tirante (m)	Longitud (m)	P.M. (m)	e (m)	Vol. (m ³)
25	4.82	100	46.56	0.20	931
30	4.52	100	50.25	0.20	1005
35	4.30	100	54.26	0.20	1085

Cuadro V.3.1.- Comparación de cantidades de obra.

Hay que hacer notar que el tipo de concreto depende de la velocidad máxima presentada y para ello se puede basar en la tabla de Sotelo para resistencias en canales con revestimientos.

Ancho (m)	Velocidad (m/s)	Resistencia fc (Kg/cm ²)
25	4.07	110
30	3.83	110
35	3.61	90

Observando el cuadro V.3.1 se podrá concluir lo sig:

La alternativa N^o 1 es la más económica, ya que existe una diferencia de 74 m³ de concreto de la alternativa 1^{ra} con la 2^{da} y de 154 m³ con respecto a la 3^{ra} alternativa, aunque en la 3^{ra} se trate de una resistencia menor, abatiéndose un poco el costo total, por lo que económicamente la alternativa adecuada es la primera con un ancho de plantilla de canal B = 25 m.

V.4 DETERMINACION DE LA ALTERNATIVA ADECUADA

Las alternativas presentadas en el capítulo III ofrecen diferentes condiciones hidráulicas y ecológicas, como se puede observar en el análisis de las alternativas, por lo que la conclusión general sería:

La alternativa N^o 1 presenta velocidad máxima de 4.075 m/s y un nivel máximo de 2.42 M.S.N.M. la diferencia de ésta con respecto a la 2^{da} es en cuanto a velocidad, de 0.24 m/s y de 0.29 m menores que en la primera y con lo que respecta a la tercera alternativa de 0.46 m/s y 0.51 m menor que en la primera alternativa.

Como se observa la diferencia es mínima en cuanto a los parámetros hidráulicos, por lo que la mejor alternativa, es la primera, que aunque presenta la velocidad máxima de $V = 4.0$ m/s y nivel máximo de 2.4 m estos valores solo se presentarán para avenidas extraordinarias, es decir con una frecuencia de una a cada 50 años, por lo que en este caso, las embarcaciones deportivas deberán esperar un tiempo hasta que pase la avenida máxima y desaparezcan las velocidades máximas.

También como se calculó anteriormente la estabilidad de la boca, resultó que permanecerá abierta con el flujo y reflujo de las mareas, además si se presentará la avenida de diseño se tendría menos probabilidad de que se cerrará la boca, por lo que esta característica hidráulica favorece a la alternativa N^o 1.

Como se ha mencionado en el capítulo IV, ecológicamente la alternativa más adecuada para el desarrollo del manglar es la primera alternativa, ya que es una de las riquezas naturales abundantes y sobre todo que contribuye al equilibrio ecológico, tierra-agua, ya que su desarrollo depende directamente de la profundidad del río o la laguna, entonces la alternativa N^o 1 presenta el mejor y más recomendable funcionamiento.

Para finalizar en la cuestión económica se tiene que la alternativa más atractiva es la primera consecuentemente también es menor el tiempo de los trabajos de dragado - del canal de navegación, por lo que se decide que la alternativa más adecuada es la primera.

CAPITULO VI

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS HIDRAULICAS

CAPITULO VI

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS HIDRAULICAS

En este capítulo se presentan los diseños de las estructuras hidráulicas. De cada diseño se anexan los datos obtenidos de los estudios básicos en capítulos anteriores, así como su memoria de cálculo y geometrías.

VI.1 DISEÑO DEL CANAL DE NAVEGACION

Como se mencionó en el capítulo V la alternativa más adecuada para comunicar la Laguna Negra con la Bahía de Puerto Marqués es mediante un canal de navegación con las siguientes características:

Ancho de plantilla $b = 25$ m

Talud $K = 2$

Tirante máximo $Y_m = 2.42 - (-2.5) = 4.92$ m

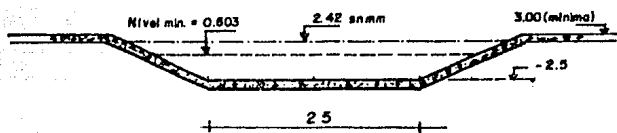
Bordo libre $= 0.50$ m

Resistencia de concreto de talud $f'c = 110$ Kg/cm²

Velocidad máxima $= 4.075$ m/s

Velocidad mínima $= 0.185$ m/s

Ver la figura VI.1.1



Escala 1:500 Acatuaciones: metros

Seccion del Canal de Navegacion

Fig. VI.11

VI.2 DISEÑO DE LA RED PRIMARIA DE AGUA POTABLE

Se propone una red principal cerrada, alojada a lo largo de la vialidad contigua a la zona urbana.

El sistema de distribución comprenderá ramales abiertos hacia las diferentes zonas capacitandolo de acuerdo al tipo de servicio que abastecerá.

Para este proyecto se considera como fuente de alimentación de agua potable al tanque existente a 100 m de la - glorieta donde se cruza la carretera Acapulco-Aeropuerto - con la carretera a playa de Puerto Marqués, dicho tanque - estará alimentado por la planta potabilizadora Papagayo II asignandole una dotación de 170 litros por segundo para el desarrollo urbano de Puerto Marqués.

Población, dotación y gasto máximo.

La población de turistas y empleados para 5,500 cuartos en las obras hoteleras de primera categoría y 2.5 de huéspedes y 1.65 empleados por cuarto.

Para estimar la población de otras áreas se utilizaron valores aproximados de índice de densidad por hectárea bruta, como se muestra a continuación:

Zona de recreación y club de playa	200 hab/Ha
Zona comercial, departamental y de servicios	100 hab/Ha

La población de la marina se estimo suponiendo una ocupación del 75% de la capacidad total de 500 embarcaciones con 4 personas por embarcación. Se basarán las dotaciones en las normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la S.A.H.O.P.

Dotación huéspedes de hoteles triple "A" y doble "A".

Zona departamental	450 lt/hab/día
Dotación empleados de hoteles	325 lt/hab/día
Dotación para los servicios de marina	400 lt/Hab/día
Dotación para zonas de recreación, club de playa y servicios	150 lt/Hab/día
Coefficiente de variación diaria	1.2
Coefficiente de variación horaria	1.5

CALCULO DE LA RED PRINCIPAL

Se diseño la red principal sobre la vialidad del lado de la zona urbana en los caminos situados al Norte y al Sur y en el lado Oeste se marcó en la orilla de la marina. Al Noreste queda al lado de la carretera al aeropuerto.

Para disponer de una red cerrada se propone cruzar el canal de entrada del mar a la Laguna mediante un sifón invertido alojando la tubería a 2 m abajo de la plantilla del canal.

Sobre la red principal se localizaron en forma probable las tomas que alimentarán a las zonas habitacionales y de servicios y se estiman los gastos de cada una de acuerdo a la superficie que alimentara y el tipo de dotación.

En la figura VI.2.1 se muestra la red principal del sistema compuesta por 28 cruceros, 57 hidrantes, 13 válvulas de seccionamiento y 75 tomas de diversas capacidades desde 0.2 l/s hasta 10 l/s .

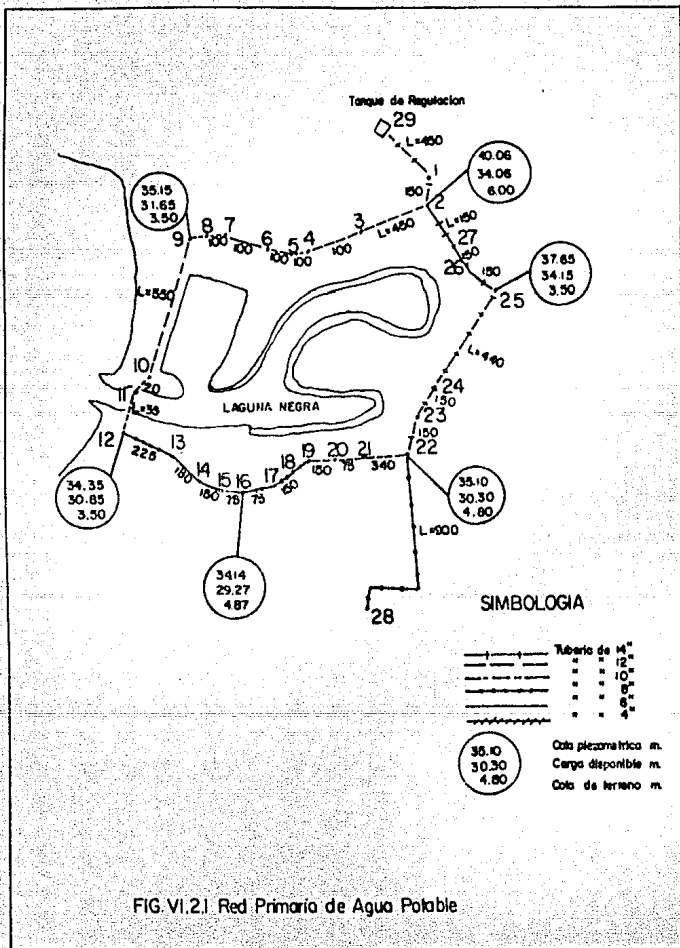
Después de algunas iteraciones se llegó a la solución de la red, la carga máxima en el crucero inicial es de - 42.83 m por lo cual se propone tubería de asbesto cemento clase A-7 .

TANQUE DE REGULACION

La ubicación del tanque de regulación se fijó en la cota 50 y cercana al tanque cisterna, el sitio está a 300 m al Nor-este de la glorieta donde se cruza el camino al aeropuerto con el camino a la playa de Puerto Marqués.

Para determinar las características del equipo de bombeo se parte de los siguientes datos :

Elevación del agua en el tanque de succión	50 m
Elevación del agua en el tanque de descarga	53.5 m
Longitud de la tubería de descarga	305.0 m
Carga estática	42.83 m
Gasto máximo diario	157.24 l/s



RESULTADOS DE LA CORRIDA DE LA RED PRIMARIA DE AGUA
POTABLE DE LA LAGUNA NEGRA.

NUDO	GASTO(1.p.s)	CARGA PIEZ.	CARGA DISP.	COTA TER
		MTS	MTS	MTS
1	24.0	42.83	36.83	6.0
2	6.0	40.06	34.06	6.0
3	18.0	36.94	30.94	6.0
4	4.0	36.52	32.52	4.0
5	4.0	36.15	32.18	3.97
6	4.0	35.84	32.29	3.55
7	4.0	35.57	32.07	3.50
8	4.0	35.34	31.84	3.50
9	4.0	35.15	31.65	3.50
10	22.0	34.36	30.86	3.50
11	0.8	34.35	30.85	3.50
12	1.4	34.35	30.85	3.50
13	9.0	33.99	30.49	3.50
14	6.0	33.90	29.39	4.51
15	6.0	33.93	28.33	5.60
16	3.0	34.14	29.27	4.87
17	3.0	34.22	29.19	5.03
18	6.0	34.51	29.64	4.87
19	6.0	34.70	29.83	4.87
20	6.0	34.83	30.48	4.35
21	3.0	34.95	29.98	4.97
22	13.6	35.10	30.30	4.80
23	6.0	35.90	32.10	3.80
24	6.0	36.31	32.51	3.80
25	17.6	37.65	34.15	3.50

RESULTADOS DE LA CORRIDA DE LA RED PRIMARIA DE AGUA
 POTABLE DE LA LAGUNA NEGRA

NUDO	GASTO(1ps)	CARGA PIEZ.	CARGA DISP .	COTA TER.
		MTS	MTS	MTS
26	6.0	38.36	34.86	3.50
27	6.0	39.16	35.66	3.50
28	36.0	23.48	19.98	3.50
29	235.40	53.50	3.50	50.00

VI.3 ALCANTARILLADO SANITARIO

a) Se propone el drenaje sanitario del proyecto urbano con un sistema separado que colecte las aguas negras y las conduzca a una planta de tratamiento.

La planta de tratamiento se ha planeado para permitir el aprovechamiento de agua tratada en el riego de parques y jardines y el excedente descargarlo a la Laguna.

El sistema de drenaje sanitario estará formado por varias ramas de colectores que convergen en el sitio de la planta de tratamiento, los problemas que se encontraron - fue el de la presencia del nivel de aguas fráticas debido a que el nivel del terreno se encuentra muy cercano al nivel medio del mar, por ello se estableció como profundidad máxima de pozos de 4 m, por lo cual se necesitarán carcamos de bombeo.

b) Datos de proyecto.

Población	31,000 hab
Aportación al sistema	75% Dotación
Dotación	378 lt/hab/día
Gasto medio	102 lt/seg

Coefficiente de Harmon:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{3.1}} = 3.43$$

$$\text{Gasto máximo} = M \text{ Qmed} = 3.43 \times 102 \text{ lt/seg} = 349.86 \text{ lt/seg}$$

El gasto mínimo es $\frac{Q_{med}}{2} = 51 \text{ lt/seg}$

Gasto de diseño = $1.5 Q_{m\acute{a}x} + \text{long. (Km)} 0.6 \text{ lt/seg/Km}$

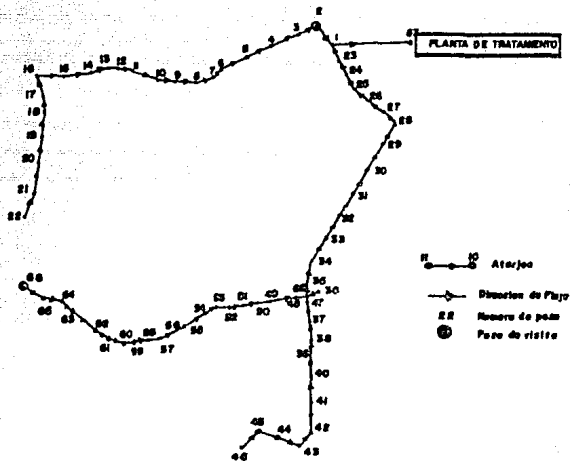
c) Cálculo hidráulico y diseño de la red.

El diseño de la red se hizo a nivel de subcolectores, colectores y un emisor que conduce las aguas negras a la planta de tratamiento. La línea de tubería se localiza sobre el camellón central en vialidades principales. La red quedó en la forma siguiente: Un subcolector al poniente, paralelo al límite de la marina, ligando a un colector sobre la vialidad principal Norte, el cual descarga al emisor. Dos subcolectores al Sur, uno sobre la vialidad principal Sur y otro que viene de la zona de comercios de la playa - del Revolcadero, ambos se unen y dan lugar al colector del Este que descarga al emisor.

En la figura VI.3.1 se muestra la red descrita .

Las especificaciones de proyectos para obras de alcantarillado sanitario de S.A.H.O.P. son :

- 1) Tuberías comerciales de 20,25,30,35,61 cm. de diámetro interior.
- 2) Velocidad mínima de 0.6 m/seg.
- 3) Velocidad máxima de 3.0 m/seg.
- 4) Colchón de tierra mínimo sobre el tramo de 0.9 m.
- 5) Profundidad máxima de zanjas de 4.0 m.



RED DRENAJE SANITARIO

FIG. VI. 3. 1

Cotas de los pozos de visita de drenaje sanitario referentes a la figura VI.3.1 , así como longitud, pendiente y diámetro de cada tramo de tubería .

Pozo	Cota Terreno	Cota Plantilla
1	5.00	2.96
2	8.00	4.02
3	7.69	4.18
4	7.15	4.34
5	7.35	4.50
6	7.15	4.66
7	7.06	4.74
8	6.97	4.82
9	6.82	4.90
10	6.73	5.01
11	6.55	5.12
12	6.46	5.23
13	6.37	4.14
14	6.28	4.25
15	6.10	4.47
16	5.92	3.67
17	5.81	3.37
18	5.68	3.52
19	5.54	3.84
20	5.36	4.24
21	5.18	3.48
22	5.00	3.88
23	5.00	3.02
24	5.00	3.07
25	5.00	3.12
26	6.80	4.56
27	6.80	4.62
28	6.80	4.67
29	6.80	4.76
30	6.80	4.85
31	6.80	4.94
32	6.80	5.15
33	6.80	5.28
34	6.80	5.41
35	6.80	3.18
36	6.90	5.70
37	5.00	3.32

Pozo	Cota Terreno	Cota Plantilla
38	5.00	3.54
39	5.00	3.70
40	5.50	3.92
41	5.60	4.14
42	5.90	4.54
43	6.10	4.80
44	6.50	5.18
45	6.70	5.48
46	7.00	5.88
47	6.99	4.24
48	7.46	4.34
49	7.46	4.44
50	7.60	4.53
51	7.75	4.64
52	7.97	4.75
53	8.15	4.86
54	8.35	4.97
55	8.03	5.08
56	7.87	5.19
57	7.69	5.30
58	7.51	5.41
59	7.33	5.52
60	7.15	5.63
61	6.97	3.15
62	6.79	3.35
63	6.40	3.75
64	6.25	3.95
65	6.00	4.23
66	5.75	4.63
67	5.00	3.48
68	6.90	3.21

Tramo	Longitud(m)	Pendiente(mil)	Diámetro(cm)
46-45	100	4.0	20
45-44	75	4.0	20
44-43	95	4.0	20
43-42	65	4.0	20
42-41	100	4.0	20
41-40	100	2.2	30
40-39	100	2.2	30
39-38	75	2.2	30
38-37	100	2.2	30
37-68	50	2.2	30
36-68	25	4.0	20
22-21	100	4.0	20
21-20	100	4.0	20
20-19	100	4.0	20
19-18	80	4.0	20
18-17	70	2.2	30
17-16	90	2.2	30
16-15	100	2.2	30
15-14	100	2.2	30
14-13	50	2.2	30
13-12	50	2.2	30
12-11	50	2.2	30
11-10	100	2.2	30
10- 9	50	2.2	30
9-8	50	1.6	38
8-7	50	1.6	38
7-6	50	1.6	38
6-5	100	1.6	38
5-4	100	1.6	38
4-3	100	1.6	38
3-2	100	1.6	38
2-1	90	5.0	38
66-65	100	4.0	20
65-64	70	4.0	20

64-63	50	4	20
63-62	100	4	20
62-61	50	4	20
61-60	50	2.2	30
60-59	50	2.2	30
59-58	50	2.2	30
58-57	50	2.2	30
57-56	50	2.2	30
56-55	50	2.2	30
55-54	50	2.2	30
54-53	50	2.2	30
53-52	50	2.2	30
52-51	50	2.2	30
51-50	50	2.2	30
50-49	40	2.2	30
49-48	65	1.6	38
48-47	65	1.6	38
47-68	10	1.6	38
68-35	25	1.3	45
35-34	100	1.3	45
34-33	100	1.3	45
33-32	100	1.3	45
32-31	100	1.3	45
31-30	100	.9	61
30-29	100	.9	61
29-28	100	.9	61
28-27	50	.9	61
27-26	70	.9	61
26-25	60	19	61
25-24	60	.9	61
24-23	55	.9	61
23-1	70	.9	61
1-67	100	.9	61

VI.4 DRENAJE PLUVIAL

Tentativamente se hizo un trazo de los canales interceptores con base en los planos topográficos disponibles y considerandolos una pendiente geométrica de 0.01 a partir de un parteaguas elegido. A continuación se determinarán las áreas tributarias para tramos de canal, definidos estos por los arroyos intermedios cuya existencia señalan los planos topográficos.

Por último se calcularon los volúmenes de escurrimiento en cada subcuenca y se sumaron considerando su tiempo de concentración para determinar el gasto máximo de descarga en cada tramo de canal de funcionamiento común.

Para el cálculo de caudales pluviales escurridos se aplica la fórmula del método racional cuya expresión es :

$$Q_n = C i_n A_n$$

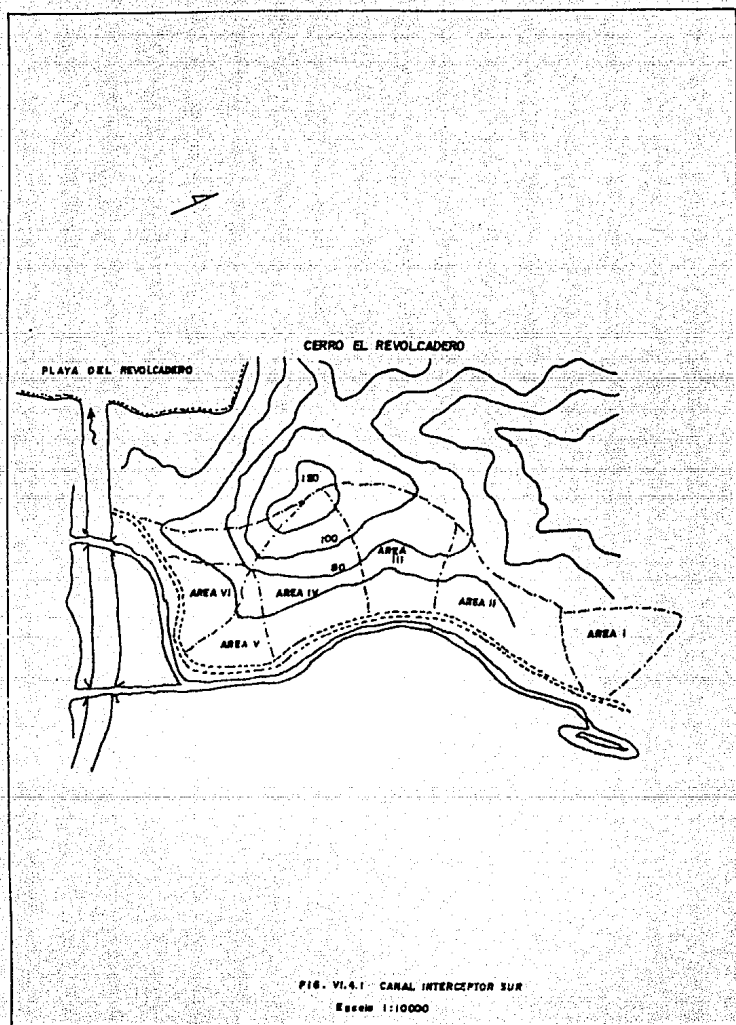
Siendo : Q_n = Gasto aportado en la subcuenca "n"

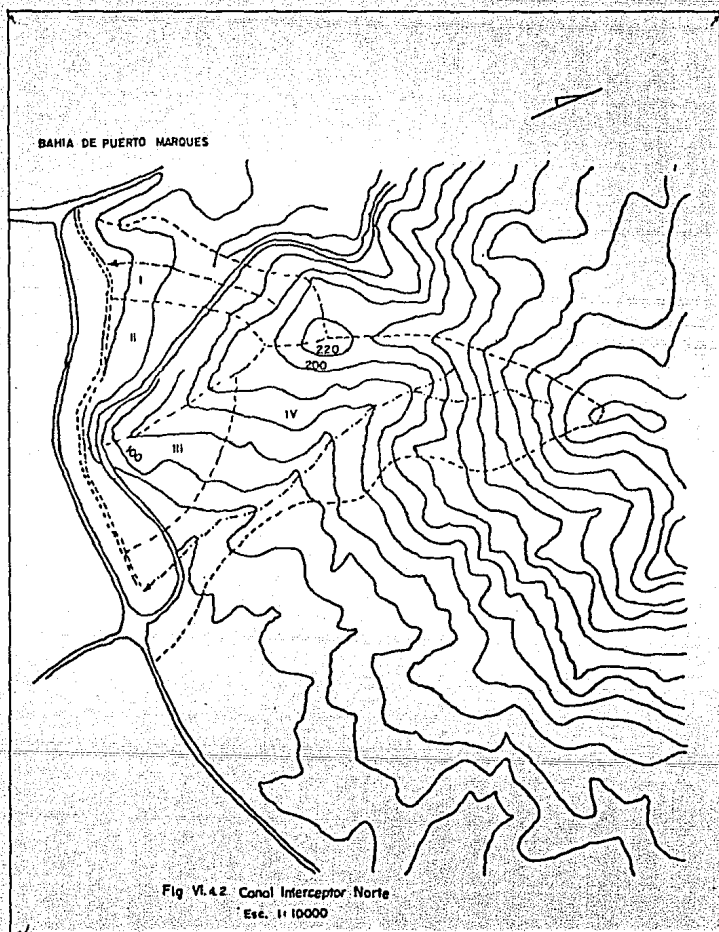
C = Coeficiente de escurrimiento

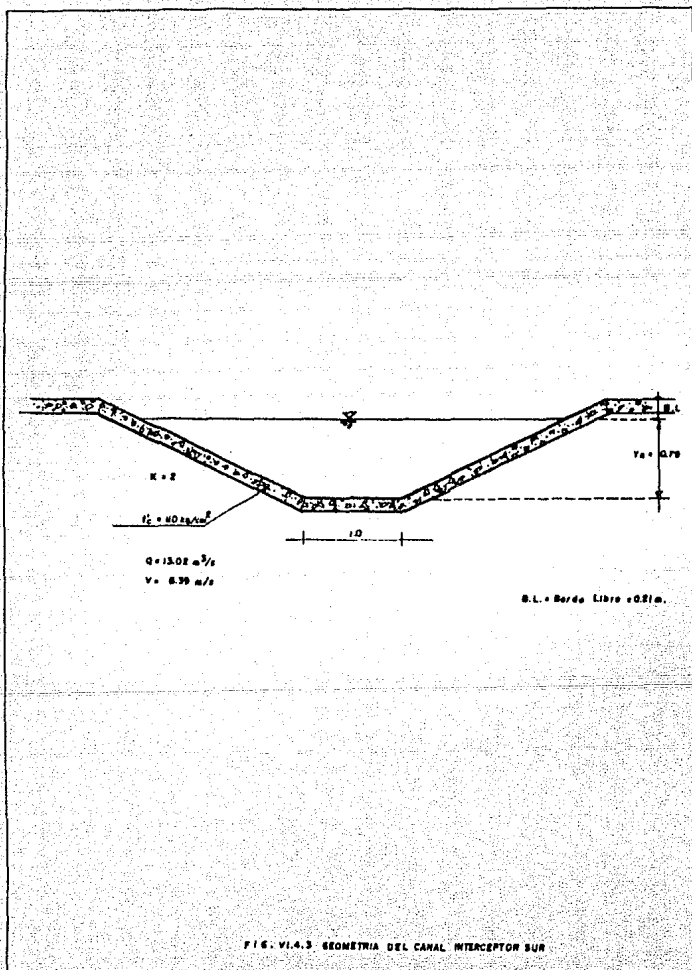
i_n = Intensidad de lluvia en la subcuenca n

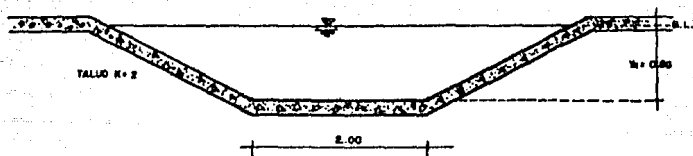
A_n = Area de la subcuenca n

Se adoptó $C = 0.67$



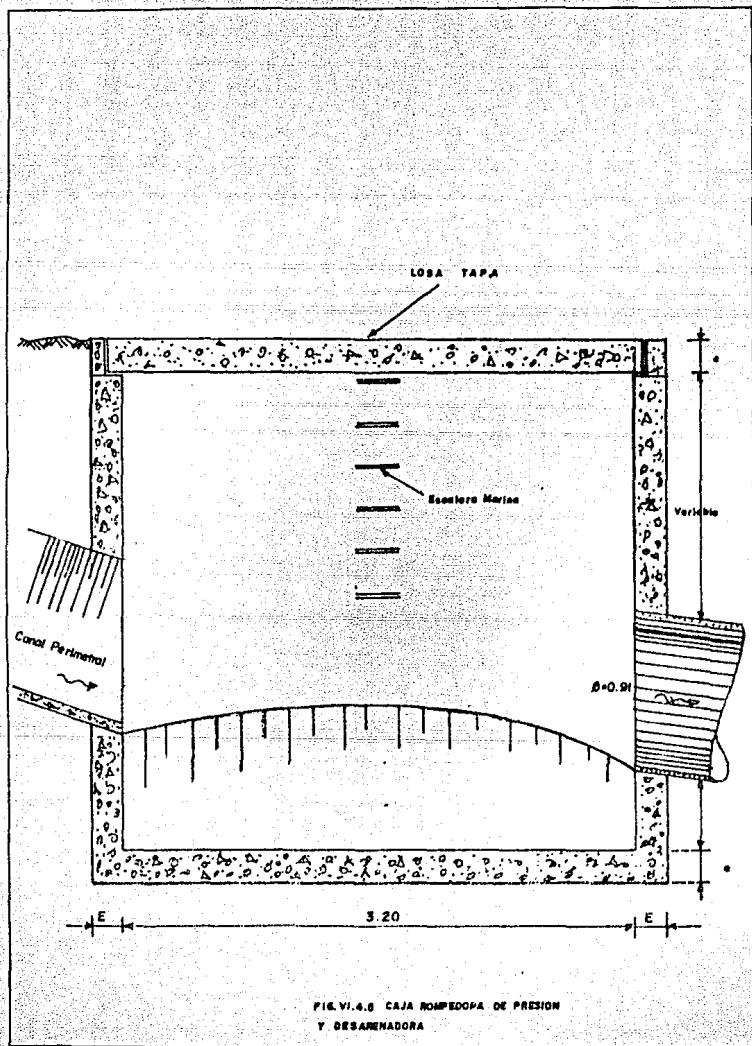






B. L. = Banco Libre = 0.12 m
 Q = 2.12 m³/s
 V = 3.04 m/s
 S = 0.02

FIG. VI.4.4 GEOMETRIA DEL CANAL INTERCEPTOR NOROCCIDENTAL



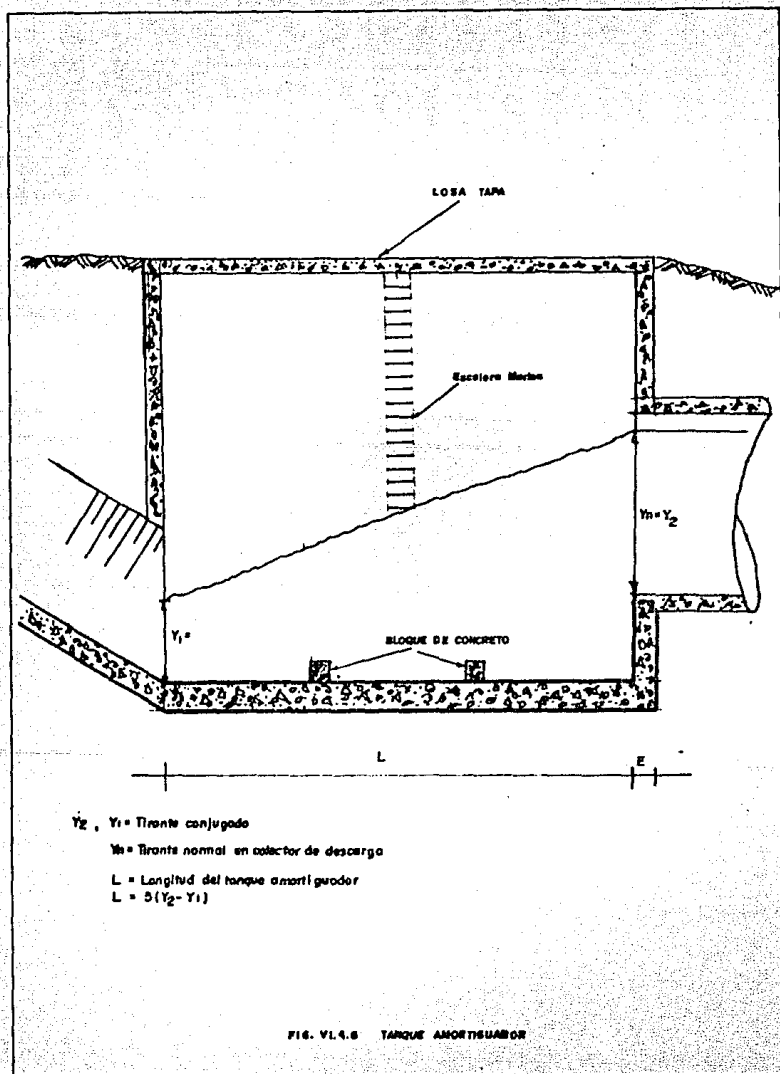


FIG. VI.4.6 TANQUE AMORTIGUADOR

Datos para el cálculo de drenaje pluvial

Longitud total de la red = 4715 m

Nº de tramos = 66

Longitud por tramo = 71.44 m

Area por metro de longitud = $\frac{73 \text{ Ha}}{4715 \text{ m}} = 0.0155 \text{ Ha/m}$

$Q = 2.778 \text{ CIA}$ donde : $Q = \text{Gasto en lt/seg}$

$C = \text{Coeficiente de escurrimiento}$

$i = \text{Intensidad de lluvia en mm/hr}$

Datos utilizados

$A = \text{Area de aportación en Ha}$

$$i = \frac{832}{t} + 19.62$$

Coeficiente de rugosidad $n = 0.013$

Pendiente mínima $s = 0.003$

Superficie del desarrollo que requiere drenaje pluvial

Zona	Area(Ha)
Zona Hotelera	23.5
Zona Departamental	21.0
Zona Comercial	13.5
Zona Recreativa	6.5
Servicios varios	8.5
Total	<hr/> 73.0

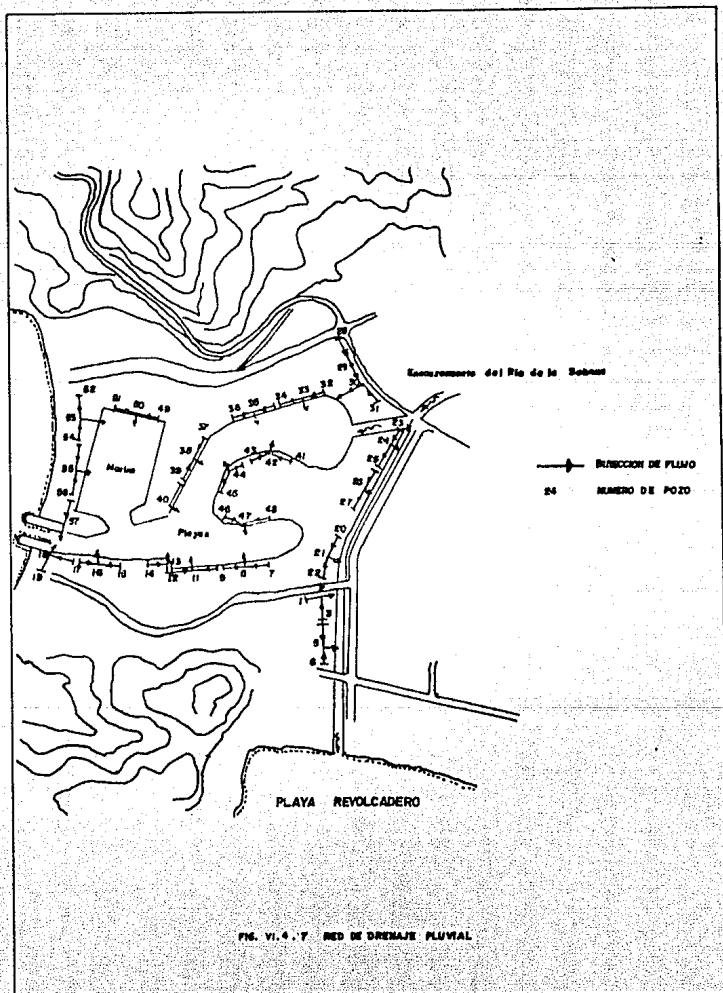


Tabla de Datos Hidráulicos

TRAMO DE TUBO	L m	S mil	D cm
1-2	100	2.2	61
3-2	100	2.2	61
3-5	100	2.2	61
6-5	100	2.2	61
7-9	100	5.0	45
9-8	100	2.2	61
9-11	100	5.0	45
12-11	100	2.2	61
12-13	50	2.5	38
14-13	100	2.2	61
15-16	100	2.2	61
17-16	100	2.2	61
17-18	100	2.2	61
19-18	100	2.2	61
20-21	100	2.2	61
22-21	100	2.2	61
23-24	100	2.2	61
25-24	100	2.2	61
25-26	100	2.2	61
27-26	100	2.2	61
28-29	100	2.2	61
29-30	100	1.5	76
31-30	100	18.0	38
32-33	100	2.2	61
34-33	100	2.2	61
34-35	100	2.2	61
37-38	100	2.2	61
39-38	100	2.2	61
39-40	100	2.2	61
41-42	100	2.2	61
43-42	100	2.2	61
43-44	100	2.2	61
45-44	100	2.2	61
46-47	100	2.2	61
48-47	100	2.2	61
49-50	100	2.2	61
51-50	100	2.2	61
52-53	100	2.2	61
54-53	100	2.2	61
54-55	100	2.2	61
56-55	100	2.2	61
56-57	100	2.2	61

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Tomando en cuenta la crisis económica por la que atraviesa el país y considerando que el desarrollo turístico con una marina atraerá al turismo extranjero lo que podrá ayudar a la captación de divisas al mismo tiempo que creará fuentes de trabajo para la población, mejorando así el ingreso per cápita, sin embargo no hay que descuidar la conservación de un equilibrio ecológico que actualmente existe ya que es prioritario mantener las bellezas naturales de la zona al mismo tiempo que conservar las especies de animales existentes y vegetación, por lo que las afectaciones al medio ambiente se deben de realizar racionalmente.

Las alteraciones por el desmonte de mangle para la urbanización del desarrollo, la construcción de caminos de acceso y vialidades afectarán el microsistema; sin embargo el canal de navegación que cambiará la salinidad de Laguna Negra afectará de manera muy importante el habitat de la zona. Dada la derrama económica que tendrá el desarrollo se propone en este estudio la construcción indispensable de una planta de tratamiento de aguas residuales que permita provocar a través de la conveniente ubicación de la descarga una buena circulación de las aguas en la Laguna.

Actualmente el mangle actúa como factor importante en la Laguna al absorber materia orgánica evitando la descomposición del agua, al quitar parte del mangle será indispensable el funcionamiento de la planta de tratamiento y su adecuada operación.

Como se recordará en este trabajo se proponen una serie de acciones con el objetivo de no provocar cambios - irreversibles en el funcionamiento hidráulico, ecológico y ambiental. Las acciones propuestas son las siguientes:

- 1.- Desvío del brazo del río de la Sabana.
- 2.- Obras de protección para el canal de navegación como las escolleras.
- 3.- Diseño óptimo del canal de navegación.
- 4.- Protección de deslaves con la conducción de las aguas pluviales con los canales perimetrales.
- 5.- Obras de saneamiento como el drenaje sanitario y la planta de tratamiento.
- 6.- Obras de aprovisionamiento de agua potable.

Esta serie de acciones fueron producto de un análisis de las alternativas propuestas en el capítulo III por lo que se mencionará brevemente cada una.

1.- Desvío del brazo del río de la Sabana. Debido a que el gasto de ingreso al río y por ende a Laguna Negra era de $285 \text{ m}^3/\text{s}$ se realizó el análisis para conocer la variación de los niveles de Laguna Negra y se encontró que era de un rango muy amplio a pesar de que se propusieron anchos de canal de 25,35 y 50 m , también las velocidades tenían valores muy grandes siendo del orden de 5.5 m/s . Por lo que se propone un ingreso de $138.55 \text{ m}^3/\text{s}$ para tener variaciones del nivel en Laguna Negra hasta de 2.42 m.s.n.m.m. y velocidades hasta de 4.075 m/s presentandose sólo en avenidas máximas. Mientras que el gasto restante ($146.45 \text{ m}^3/\text{s}$) se desvía hacia la playa del Revolcadero debido a que en

esta zona no provocará problemas hidráulicos, además de que se espera la avenida máxima cada 50 años .

2.- Obras de protección al canal de navegación. Las escolleras crean una zona de aguas tranquilas para que las embarcaciones deportivas tengan facilidad de acceso a la marina - así como señalamiento con los faros en los morros en las egcolleras, en esta se tuvieron que realizarse estudios de refracción para dos direcciones Oeste y Suroeste escogiendo - el mayor para tener más seguridad de que no se rebase frecuentemente la corona de la escollera.

3.- Diseño óptimo del canal de navegación. En el análisis realizado en el capítulo IV se propusieron anchos de plantilla de 25, 30 y 35 m con un gasto de $138.55 \text{ m}^3/\text{s}$, pero debido a que la diferencia en variación de niveles no era muy grande entre las tres alternativas, así como las velocidades no eran muy diferentes entonces se decidió la alternativa de ancho de plantilla de 25 m, además con el mismo se tiene la facilidad requerida para las embarcaciones y una estabilidad por el ancho de la boca que no se cerrara debido al ingreso del gasto del río de la Sabana. El nivel máximo es de 2.42 m.s.n.m y una velocidad máxima de 4.075 m/s presentandose sólo con una avenida máxima en el río de la Sabana y en estos momentos las embarcaciones se podrán esperar un tiempo de 1 hora para poder ingresar a la marina en condiciones favorables. También esta alternativa es la más económica.

4.- Protección de deslaves con la conducción de las aguas pluviales con los canales perimetrales. Es una de las obras de protección al desarrollo turístico mediante la construcción de canales perimetrales del cerro el Encantado y el Revolcadero ya que evitan deslaves en las laderas y mediante la construcción de cajas rompedoras de presión o tanques de amortiguamiento se podrán evitar turbulencias en las descargas a Laguna Negra, así mismo se propone el drenaje pluvial sobre la avenida principal para ser descargado en la orilla de la Laguna Negra mediante cajas desarenadoras.

5.- Obras de saneamiento con el drenaje sanitario y la planta de tratamiento. La red de drenaje sanitario se propone descargar en un predio del desarrollo ubicado al Oriente como se menciona en el capítulo III y no al Poniente ya que en este lugar los olores de la planta de tratamiento no molestarán los hoteles, además la descarga del effluente de la planta de tratamiento se podrá descargar en la Laguna ya que tendrá mayor recirculación con las aguas del canal de navegación aumentando la autodepuración de las aguas. También el descargar al inicio del canal no propicia el aumento de la pérdida de especies acuáticas y no crea mal aspecto visual por lo que se recomienda la posición de la planta al oriente. Otro de los aspectos a cuidar es la profundidad de las tuberías que no exceda de 4 metros ya que debido a la cercanía del mar puede existir mayor infiltración a las tuberías siendo insuficiente los diámetros calculados, se proponen la construcción de cárcamos de bombeo para rebompear las aguas negras a los

pozos de visita. Estas obras son prioritarias para lograr un ambiente sano y agradable al turista.

6.- Obras de aprovisionamiento de agua potable. En el capítulo III se proponen una red abierta y una red cerrada la diferencia de ambas es el tener que construir un sifón invertido por debajo de la plantilla del canal de navegación además el tener un funcionamiento continuo si existieran fugas, reparaciones o mantenimiento de la red, de otra forma con red abierta al tener que realizar alguna reparación de la red alguna zona se podría quedar sin el agua provocando problemas en la población turística, sin embargo el costo sería menor que con una red cerrada, sólo que pensando que el desarrollo debe tener un correcto funcionamiento por la calidad de los servicios que ofrece entonces se decide la construcción de la red cerrada.

Otro de los aspectos a cuidar durante la construcción del desarrollo es en la abertura de la boca ya que esta deberá de realizarse en los meses en que no haya alturas de ola importantes así como también se deben de evitar los períodos de lluvia para que no se presenten avenidas que lleguen a dañar los equipos de dragado.

Una vez construido dicho desarrollo se deberán de realizar observaciones y mediciones periódicas del acumulación de material playero en el canal de navegación - cuidando que no se incremente arriba de la cota -2.5 m.s. n.m.m. para evitar problemas a las embarcaciones.

Es importante tener un monitoreo frecuente de la calidad del agua en la Laguna con objeto de poder predecir alteraciones mayores en la flora y fauna de la misma.

Como se puede observar a lo largo del trabajo se ha - buscado proyectar las obras de infraestructura hidráulica de tal manera que con la menor alteración ecológica se logren correctos funcionamientos a costos menores.

ANEXO I

**MEMORIA DE CALCULO DE LA RED DE
ALCANTARILLADO SANITARIO.**

ALAMBRAO DE LA RED

No. del Pozo	POZOS		Y NUMEROS		ASOCIADOS	
	Pozo	Itaca	Pozo	Itaca	Pozo	Itaca
1	2	32	23	66	67	67
2	3	31	1	32		
3	4	30	2	31		
4	5	29	3	30		
5	6	28	4	29		
6	7	27	5	28		
7	8	26	6	27		
8	9	25	7	26		
9	10	24	8	25		
10	11	23	9	24		
11	12	22	10	23		
12	13	21	11	22		
13	14	20	12	21		
14	15	19	13	20		
15	16	18	14	19		
16	17	17	15	18		
17	18	16	16	17		
18	19	15	17	16		
19	20	14	18	15		
20	21	13	19	14		
21	22	12	20	13		
22	21	12				
23	24	65	1	66		
24	25	64	23	65		
25	26	63	24	64		
26	27	62	25	63		
27	28	61	26	62		
28	29	60	27	61		
29	30	59	28	60		
30	31	58	29	59		
31	32	57	30	58		
32	33	56	31	57		
33	34	55	32	56		
34	35	54	33	55		
35	68	53	34	54		
36	68	11				
37	38	9	68	10		
38	39	8	37	9		
39	40	7	38	8		
40	41	6	39	7		
41	42	5	40	6		
42	43	4	41	5		
43	44	3	42	4		
44	45	2	43	3		
45	46	1	44	2		
46	45	1				
47	48	51	68	52		
48	49	50	47	51		
49	50	49	48	50		
50	51	48	49	49		
51	52	47	50	48		
52	53	46	51	47		
53	54	45	52	46		
54	55	44	53	45		
55	56	43	54	44		
56	57	42	55	43		
57	58	41	56	42		

59	60	59	58	40				
60	61	58	59	59				
61	62	57	60	58				
62	63	56	61	57				
63	64	55	62	56				
64	65	54	63	55				
65	66	53	64	54				
66	65	53						
67	1	67						
68	57	10	56	11	47	52	55	53

Calle		Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Hanson	Usax(l/s)	Usint(l/s)					
46-45		100.0	100.0	644.	.89	3.92	3.35	1.50					
Irasc. No.	El.Mas.(a)	El.Plant.(a)	Pend. (a1)	Dias. (a)	Gastos Copac. (a)	(l/s) Efec.	Vel.ef. (a/s)	Tr. Gasto (a) Min(l/s)	Vel.min. (a/s)	Tr.min. (a)			
1	7.00	6.70	5.48	5.48	4.00	.20	20.7	5.4	.55	.07	1.5	.38	.04

Calle		Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Hanson	Usax(l/s)	Usint(l/s)					
45-44		75.0	175.0	1127.	1.57	3.77	9.02	1.50					
Irasc. No.	El.Mas.(a)	El.Plant.(a)	Pend. (a1)	Dias. (a)	Gastos Copac. (a)	(l/s) Efec.	Vel.ef. (a/s)	Tr. Gasto (a) Min(l/s)	Vel.min. (a/s)	Tr.min. (a)			
2	6.70	6.50	5.48	5.18	4.00	.20	20.7	9.0	.63	.09	1.5	.38	.04

Calle		Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Hanson	Usax(l/s)	Usint(l/s)					
44-43		95.0	270.0	1739.	2.41	3.63	13.43	1.50					
Irasc. No.	El.Mas.(a)	El.Plant.(a)	Pend. (a1)	Dias. (a)	Gastos Copac. (a)	(l/s) Efec.	Vel.ef. (a/s)	Tr. Gasto (a) Min(l/s)	Vel.min. (a/s)	Tr.min. (a)			
3	6.50	6.10	5.18	4.80	4.00	.20	20.7	13.4	.70	.12	1.5	.38	.04

Calle		Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Hanson	Usax(l/s)	Usint(l/s)					
41-42		65.0	335.0	2137.	3.00	3.56	16.34	1.50					
Irasc. No.	El.Mas.(a)	El.Plant.(a)	Pend. (a1)	Dias. (a)	Gastos Copac. (a)	(l/s) Efec.	Vel.ef. (a/s)	Tr. Gasto (a) Min(l/s)	Vel.min. (a/s)	Tr.min. (a)			
4	6.10	5.90	4.80	4.54	4.00	.20	20.7	16.3	.73	.13	1.5	.38	.04

Calle		Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Hanson	Usax(l/s)	Usint(l/s)					
42-41		100.0	435.0	2801.	3.89	3.47	20.67	1.50					
Irasc. No.	El.Mas.(a)	El.Plant.(a)	Pend. (a1)	Dias. (a)	Gastos Copac. (a)	(l/s) Efec.	Vel.ef. (a/s)	Tr. Gasto (a) Min(l/s)	Vel.min. (a/s)	Tr.min. (a)			
5	5.90	5.60	4.54	4.14	4.00	.20	20.7	20.7	.75	.16	1.5	.38	.04

Calle		Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Hanson	Usax(l/s)	Usint(l/s)
41-40		100.0	505.0	3445.	4.77	3.39	24.87	1.50

45.	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Local	Efec.	(a/s)	(a)	Unint'l/s)	(a/s)	(a)
6	5.80	5.50	4.14	3.92	2.20	.30	45.4	24.9	.66	.16	3.0	.36	.05

Call#	Long.	Long. serv.	Public.	Used(l/s)	L.Harrison	Unax(l/s)	Unint'l/s)						
49-17	100.0	635.0	4009.	5.08	3.52	28.96	3.09						
Trans. No.	El.Hos. (a)	El.Plant. (a)	Pend. (a1)	Disc. (a)	Gastos (a)	(l/s) Efec.	Vel.ref. (a/s)	Int. (a)	Gasto (a)	Unint'l/s)	Vel.min. (a/s)	Int. min. (a)	
7	5.50	5.00	3.92	3.70	2.20	.30	45.4	29.0	.69	.17	3.0	.36	.05

Call#	Long.	Long. serv.	Public.	Used(l/s)	L.Harrison	Unax(l/s)	Unint'l/s)						
59-28	75.0	710.0	4572.	6.35	3.29	31.96	3.09						
Trans. No.	El.Hos. (a)	El.Plant. (a)	Pend. (a1)	Disc. (a)	Gastos (a)	(l/s) Efec.	Vel.ref. (a/s)	Int. (a)	Gasto (a)	Unint'l/s)	Vel.min. (a/s)	Int. min. (a)	
8	5.00	5.00	3.70	3.54	2.20	.30	45.4	32.0	.69	.19	3.0	.36	.05

Call#	Long.	Long. serv.	Public.	Used(l/s)	L.Harrison	Unax(l/s)	Unint'l/s)						
38-17	100.0	810.0	5216.	7.24	3.23	35.89	3.09						
Trans. No.	El.Hos. (a)	El.Plant. (a)	Pend. (a1)	Disc. (a)	Gastos (a)	(l/s) Efec.	Vel.ref. (a/s)	Int. (a)	Gasto (a)	Unint'l/s)	Vel.min. (a/s)	Int. min. (a)	
9	5.00	5.00	3.54	3.32	2.20	.30	45.4	35.9	.71	.20	3.0	.36	.05

Call#	Long.	Long. serv.	Public.	Used(l/s)	L.Harrison	Unax(l/s)	Unint'l/s)						
37-48	50.0	860.0	5535.	7.69	3.20	37.82	3.09						
Trans. No.	El.Hos. (a)	El.Plant. (a)	Pend. (a1)	Disc. (a)	Gastos (a)	(l/s) Efec.	Vel.ref. (a/s)	Int. (a)	Gasto (a)	Unint'l/s)	Vel.min. (a/s)	Int. min. (a)	
10	5.00	6.90	3.32	3.21	2.20	.30	45.4	37.8	.71	.21	3.0	.36	.05

Call#	Long.	Long. serv.	Public.	Used(l/s)	L.Harrison	Unax(l/s)	Unint'l/s)						
36-48	25.0	25.0	161.	.22	4.18	1.43	1.50						
Trans. No.	El.Hos. (a)	El.Plant. (a)	Pend. (a1)	Disc. (a)	Gastos (a)	(l/s) Efec.	Vel.ref. (a/s)	Int. (a)	Gasto (a)	Unint'l/s)	Vel.min. (a/s)	Int. min. (a)	
11	6.90	6.90	5.78	5.68	4.00	.20	30.7	1.4	.38	.04	1.5	.38	.04

Call#	Long.	Long. serv.	Public.	Used(l/s)	L.Harrison	Unax(l/s)	Unint'l/s)
22-21	100.0	100.0	544.	.89	3.92	5.35	1.50

No.	AA	AB	AA	AB	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(1/s)	(a/s)	(a)		
12	5.00	5.18	3.88	3.48	4.00	.20	20.7	5.4	.55	.07	1.5	.38	.04

Calle	Long.	Long. serv.	Public.	Used(1/s)	C.Horson	Umax(1/s)	Usin(1/s)
21-20	100.0	200.0	1288.	1.77	3.73	10.20	1.50

No.	AA	AB	AA	AB	Pend. (a/s)	Diam. (a)	Gastos Copac	(1/s) Efec.	Vel.ef. (a/s)	Tr. (a)	Gasto Min(1/s)	Vel.min. (a/s)	Tr.min. (a)
13	5.18	5.56	3.48	3.08	4.00	.20	20.7	10.2	.66	.10	1.5	.38	.04

Calle	Long.	Long. serv.	Public.	Used(1/s)	C.Horson	Umax(1/s)	Usin(1/s)
20-19	100.0	100.0	644.	.87	3.92	15.55	1.50

No.	AA	AB	AA	AB	Pend. (a/s)	Diam. (a)	Gastos Copac	(1/s) Efec.	Vel.ef. (a/s)	Tr. (a)	Gasto Min(1/s)	Vel.min. (a/s)	Tr.min. (a)
14	5.36	5.54	4.24	3.84	4.00	.20	20.7	15.6	.72	.13	1.5	.38	.04

Calle	Long.	Long. serv.	Public.	Used(1/s)	C.Horson	Umax(1/s)	Usin(1/s)
19-18	80.0	180.0	1159.	1.61	3.76	19.45	1.50

No.	AA	AB	AA	AB	Pend. (a/s)	Diam. (a)	Gastos Copac	(1/s) Efec.	Vel.ef. (a/s)	Tr. (a)	Gasto Min(1/s)	Vel.min. (a/s)	Tr.min. (a)
15	5.34	5.68	3.84	3.52	4.00	.20	20.7	19.5	.75	.15	1.5	.38	.04

Calle	Long.	Long. serv.	Public.	Used(1/s)	C.Horson	Umax(1/s)	Usin(1/s)
18-17	70.0	250.0	1610.	2.24	3.66	22.72	1.50

No.	AA	AB	AA	AB	Pend. (a/s)	Diam. (a)	Gastos Copac	(1/s) Efec.	Vel.ef. (a/s)	Tr. (a)	Gasto Min(1/s)	Vel.min. (a/s)	Tr.min. (a)
16	5.68	5.81	3.52	3.37	2.20	.30	45.4	22.7	.64	.15	3.0	.36	.05

Calle	Long.	Long. serv.	Public.	Used(1/s)	C.Horson	Umax(1/s)	Usin(1/s)
17-16	90.0	340.0	2190.	3.04	3.55	26.76	3.00

No.	AA	AB	AA	AB	Pend. (a/s)	Diam. (a)	Gastos Copac	(1/s) Efec.	Vel.ef. (a/s)	Tr. (a)	Gasto Min(1/s)	Vel.min. (a/s)	Tr.min. (a)
17	5.81	5.92	3.37	3.17	2.20	.30	45.4	26.8	.67	.17	3.0	.36	.05

Calle	Long.	Long. serv.	Public.	Used(1/s)	C.Horson	Umax(1/s)	Usin(1/s)
16-15	100.0	100.0	644.	.87	3.92	15.44	1.50

No.	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Capac.	Efec.	(b/s)	(b)	Min(1/s)	(c/s)
10	5.92	6.10	4.69	4.47	2.20	.30	45.4	36.4	.71	.20	3.0	.36 .05

Lote		Long.	Long. serv.	Publuc.	Used(1/s)	C.Horizon	Usax(1/s)	Usin(1/s)			
10-14		100.0	200.0	1260.	1.79	3.73	41.29	3.00			
Trans. No.	El.Pos.(a)	El.Plant.(a)	Pend.	Uiac.	Gastos (1/s)	Vel.ef. (a/s)	lit. gasto (a)	Vel.cin. (b/s)	lit.cin. (a)		
19	6.10	6.28	4.47	4.25	2.20	.30	45.4	41.3	.72 .23	3.0	.36 .05

Lote		Long.	Long. serv.	Publuc.	Used(1/s)	C.Horizon	Usax(1/s)	Usin(1/s)			
14-15		50.0	250.0	1810.	2.24	3.66	43.61	3.00			
Trans. No.	El.Pos.(a)	El.Plant.(a)	Pend.	Uiac.	Gastos (1/s)	Vel.ef. (a/s)	lit. gasto (a)	Vel.cin. (b/s)	lit.cin. (a)		
20	6.28	6.37	4.25	4.14	2.20	.30	45.4	43.6	.73 .24	3.0	.36 .05

Lote		Long.	Long. serv.	Publuc.	Used(1/s)	C.Horizon	Usax(1/s)	Usin(1/s)			
13-12		50.0	300.0	1932.	2.68	3.60	42.87	3.00			
Trans. No.	El.Pos.(a)	El.Plant.(a)	Pend.	Uiac.	Gastos (1/s)	Vel.ef. (a/s)	lit. gasto (a)	Vel.cin. (b/s)	lit.cin. (a)		
21	6.37	6.46	4.14	4.03	2.20	.30	45.4	43.6	.73 .25	3.0	.36 .05

Lote		Long.	Long. serv.	Publuc.	Used(1/s)	C.Horizon	Usax(1/s)	Usin(1/s)			
12-11		50.0	50.0	322.	.45	4.07	41.76	1.50			
Trans. No.	El.Pos.(a)	El.Plant.(a)	Pend.	Uiac.	Gastos (1/s)	Vel.ef. (a/s)	lit. gasto (a)	Vel.cin. (b/s)	lit.cin. (a)		
22	6.46	6.55	5.23	5.12	2.20	.30	45.4	41.8	.73 .23	3.0	.36 .05

Lote		Long.	Long. serv.	Publuc.	Used(1/s)	C.Horizon	Usax(1/s)	Usin(1/s)			
11-10		50.0	100.0	644.	.89	3.92	44.33	3.00			
Trans. No.	El.Pos.(a)	El.Plant.(a)	Pend.	Uiac.	Gastos (1/s)	Vel.ef. (a/s)	lit. gasto (a)	Vel.cin. (b/s)	lit.cin. (a)		
23	6.55	6.73	5.12	5.01	2.20	.30	45.4	44.3	.73 .24	3.0	.36 .05

Lote		Long.	Long. serv.	Publuc.	Used(1/s)	C.Horizon	Usax(1/s)	Usin(1/s)
10-9		50.0	150.0	766.	1.34	3.61	46.80	3.00

No.	AA	AB	AA	AB	(a11)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(1/s)	(a/s)	(a)
24	6.73	6.82	5.01	4.90	2.20	.30	45.4	46.8	.73	.26	3.0	.36	.05

Calle Long. Long. serv. Poblac. Used(1/s) C.Herman Umax(1/s) Umin(1/s)

Y-8	50.0	200.0	1288	1.77	3.73	47.18	3.00				
Irano No.	El.Nos.(a)	El.Plant.(a)	Pend. (a11)	Disa. (a)	Gastos Copac	(1/s) Efec.	Vel.ef. (a/s)	Upr. (a)	Gasto Min(1/s)	Vel.min. (a/s)	Upr.min. (a)

25	6.82	6.97	4.90	4.82	1.60	.38	72.7	47.2	.69	.23	3.0	.31	.05
----	------	------	------	------	------	-----	------	------	-----	-----	-----	-----	-----

Calle Long. Long. serv. Poblac. Used(1/s) C.Herman Umax(1/s) Umin(1/s)

H-7	50.0	250.0	1610	2.24	3.66	51.50	3.00				
Irano No.	El.Nos.(a)	El.Plant.(a)	Pend. (a11)	Disa. (a)	Gastos Copac	(1/s) Efec.	Vel.ef. (a/s)	Upr. (a)	Gasto Min(1/s)	Vel.min. (a/s)	Upr.min. (a)

26	6.97	7.06	4.82	4.74	1.60	.38	72.7	51.5	.69	.24	3.0	.31	.05
----	------	------	------	------	------	-----	------	------	-----	-----	-----	-----	-----

Calle Long. Long. serv. Poblac. Used(1/s) C.Herman Umax(1/s) Umin(1/s)

I-6	50.0	300.0	1932	2.68	3.60	53.76	3.00				
Irano No.	El.Nos.(a)	El.Plant.(a)	Pend. (a11)	Disa. (a)	Gastos Copac	(1/s) Efec.	Vel.ef. (a/s)	Upr. (a)	Gasto Min(1/s)	Vel.min. (a/s)	Upr.min. (a)

27	7.06	7.15	4.74	4.66	1.60	.38	72.7	53.8	.70	.24	3.0	.31	.05
----	------	------	------	------	------	-----	------	------	-----	-----	-----	-----	-----

Calle Long. Long. serv. Poblac. Used(1/s) C.Herman Umax(1/s) Umin(1/s)

6-5	100.0	400.0	2576	3.58	3.50	58.15	3.00				
Irano No.	El.Nos.(a)	El.Plant.(a)	Pend. (a11)	Disa. (a)	Gastos Copac	(1/s) Efec.	Vel.ef. (a/s)	Upr. (a)	Gasto Min(1/s)	Vel.min. (a/s)	Upr.min. (a)

28	7.15	7.35	4.66	4.50	1.60	.38	72.7	58.2	.71	.26	3.0	.31	.05
----	------	------	------	------	------	-----	------	------	-----	-----	-----	-----	-----

Calle Long. Long. serv. Poblac. Used(1/s) C.Herman Umax(1/s) Umin(1/s)

5-4	100.0	500.0	3220	4.47	3.42	62.40	3.00				
Irano No.	El.Nos.(a)	El.Plant.(a)	Pend. (a11)	Disa. (a)	Gastos Copac	(1/s) Efec.	Vel.ef. (a/s)	Upr. (a)	Gasto Min(1/s)	Vel.min. (a/s)	Upr.min. (a)

29	7.35	7.15	4.50	4.34	1.60	.38	72.7	62.4	.72	.27	3.0	.31	.05
----	------	------	------	------	------	-----	------	------	-----	-----	-----	-----	-----

Calle Long. Long. serv. Poblac. Used(1/s) C.Herman Umax(1/s) Umin(1/s)

4-3	100.0	500.0	3824	5.37	3.35	68.52	3.00
-----	-------	-------	------	------	------	-------	------

RD.	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(1/s)	(a/s)	(a)
30	7.15	7.67	4.34	4.18	1.60	.38	72.7	66.5	72	.27	3.0	.31	.05

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Usad(1/s)	C.Herman	Usax(1/s)	Usin(1/s)						
J-2	120.0	700.0	4500.	6.26	3.27	70.54	3.00						
Traso	El.Hos.(a)	El.Plant.(a)	Pend.	Dias.	Gastos	(1/s)	Vel.ef.	lit.	Gasto	Vel.cin.	lit.cin.		
RD.	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(1/s)	(a/s)	(a)
31	7.67	8.00	4.18	4.02	1.60	.38	72.7	70.5	73	.30	3.0	.31	.05

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Usad(1/s)	C.Herman	Usax(1/s)	Usin(1/s)						
J-3	70.0	770.0	5000.	7.07	3.24	74.07	3.00						
Traso	El.Hos.(a)	El.Plant.(a)	Pend.	Dias.	Gastos	(1/s)	Vel.ef.	lit.	Gasto	Vel.cin.	lit.cin.		
RD.	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(1/s)	(a/s)	(a)
32	8.00	5.00	4.02	3.57	5.00	.38	128.4	74.1	1.17	.21	3.0	.47	.04

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Usad(1/s)	C.Herman	Usax(1/s)	Usin(1/s)						
66-65	100.0	100.0	844.	.87	3.72	5.35	1.50						
Traso	El.Hos.(a)	El.Plant.(a)	Pend.	Dias.	Gastos	(1/s)	Vel.ef.	lit.	Gasto	Vel.cin.	lit.cin.		
RD.	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(1/s)	(a/s)	(a)
33	5.75	6.00	4.63	4.23	4.00	.20	20.7	5.4	.55	.07	1.5	.38	.04

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Usad(1/s)	C.Herman	Usax(1/s)	Usin(1/s)						
65-64	70.0	170.0	1075.	1.52	3.77	8.78	1.50						
Traso	El.Hos.(a)	El.Plant.(a)	Pend.	Dias.	Gastos	(1/s)	Vel.ef.	lit.	Gasto	Vel.cin.	lit.cin.		
RD.	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(1/s)	(a/s)	(a)
34	6.00	6.25	4.23	3.95	4.00	.20	20.7	8.8	.63	.07	1.5	.38	.04

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Usad(1/s)	C.Herman	Usax(1/s)	Usin(1/s)						
64-63	50.0	220.0	1477.	1.77	3.70	11.13	1.50						
Traso	El.Hos.(a)	El.Plant.(a)	Pend.	Dias.	Gastos	(1/s)	Vel.ef.	lit.	Gasto	Vel.cin.	lit.cin.		
RD.	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(1/s)	(a/s)	(a)
35	6.25	6.40	3.95	3.75	4.00	.20	20.7	11.1	.67	.10	1.5	.38	.04

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Usad(1/s)	C.Herman	Usax(1/s)	Usin(1/s)
63-62	100.0	320.0	2061.	2.88	3.58	15.67	1.50

No.	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(l/s)	(a/s)	(a)
36	6.40	6.77	3.75	3.35	4.00	.20	20.7	15.7	.72	.13	1.5	.38	.04

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Horizon	Umax(l/s)	Umin(l/s)
62-61	50.0	30.0	283.	3.31	3.53	17.87	1.50

No.	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(l/s)	(a/s)	(a)
37	6.77	6.77	3.35	3.15	4.00	.20	20.7	17.7	.74	.14	1.5	.38	.04

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Horizon	Umax(l/s)	Umin(l/s)
63-60	50.0	50.0	322.	.45	4.07	22.81	1.50

No.	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(l/s)	(a/s)	(a)
38	6.77	7.15	5.74	5.63	2.20	.30	45.4	22.8	.64	.15	3.0	.36	.05

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Horizon	Umax(l/s)	Umin(l/s)
60-57	50.0	100.0	644.	.87	3.72	25.38	3.00

No.	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(l/s)	(a/s)	(a)
39	7.15	7.33	5.63	5.52	2.20	.30	45.4	25.4	.66	.16	3.0	.36	.05

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Horizon	Umax(l/s)	Umin(l/s)
59-58	50.0	150.0	966.	1.34	3.81	27.85	3.00

No.	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(l/s)	(a/s)	(a)
40	7.33	7.51	5.52	5.41	2.20	.30	45.4	27.8	.67	.17	3.0	.36	.05

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Horizon	Umax(l/s)	Umin(l/s)
58-57	50.0	200.0	1288.	1.79	3.73	30.23	3.00

No.	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(l/s)	(a/s)	(a)
41	7.51	7.69	5.41	5.30	2.20	.30	45.4	30.2	.68	.18	3.0	.36	.05

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Horizon	Umax(l/s)	Umin(l/s)
57-56	50.0	250.0	1610.	2.24	3.66	32.55	3.00

No.	PA	AB	AA	AV	(sif)	(w)	Capac	Efec.	(w/s)	(w)	Min(t/s)	(s/s)	(w)
42	7.6Y	7.8Y	5.30	5.1Y	2.20	.30	45.4	32.5	.70	.1Y	3.0	.36	.05

Calle		Long.	Long. serv.	Poblac.	Used(t/s)	L.Horizon	Umax(t/s)	Usint(t/s)					
56-55		50.0	300.0	1Y52.	2.68	3.60	34.81	3.00					
Proso No.	El.Mos.(a)	El.Plant.(a)	Pend.	Diam.	Gastos	(t/s)	Vel.ef.	lir.	Gasto	Vel.min.	lir.min.		
AA	AA	AA	AA	(mil)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(t/s)	(a/s)	(a)	
43	7.8Y	8.0S	5.1Y	5.08	2.20	.30	45.4	34.8	.71	.20	3.0	.36	.05

Calle		Long.	Long. serv.	Poblac.	Used(t/s)	L.Horizon	Umax(t/s)	Usint(t/s)					
55-54		50.0	350.0	2254.	3.13	3.54	37.03	3.00					
Proso No.	El.Mos.(a)	El.Plant.(a)	Pend.	Diam.	Gastos	(t/s)	Vel.ef.	lir.	Gasto	Vel.min.	lir.min.		
AA	AA	AA	AA	(mil)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(t/s)	(a/s)	(a)	
44	8.0S	8.3S	5.08	4.97	2.20	.30	45.4	37.0	.71	.21	3.0	.36	.05

Calle		Long.	Long. serv.	Poblac.	Used(t/s)	L.Horizon	Umax(t/s)	Usint(t/s)					
54-53		50.0	400.0	2576.	3.58	3.50	39.20	3.00					
Proso No.	El.Mos.(a)	El.Plant.(a)	Pend.	Diam.	Gastos	(t/s)	Vel.ef.	lir.	Gasto	Vel.min.	lir.min.		
AA	AA	AA	AA	(mil)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(t/s)	(a/s)	(a)	
45	8.3S	8.1S	4.97	4.86	2.20	.30	45.4	39.2	.72	.22	3.0	.36	.05

Calle		Long.	Long. serv.	Poblac.	Used(t/s)	L.Horizon	Umax(t/s)	Usint(t/s)					
53-52		50.0	450.0	2898.	4.03	3.46	41.34	3.00					
Proso No.	El.Mos.(a)	El.Plant.(a)	Pend.	Diam.	Gastos	(t/s)	Vel.ef.	lir.	Gasto	Vel.min.	lir.min.		
AA	AA	AA	AA	(mil)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(t/s)	(a/s)	(a)	
46	8.1S	7.97	4.86	4.75	2.20	.30	45.4	41.3	.72	.23	3.0	.36	.05

Calle		Long.	Long. serv.	Poblac.	Used(t/s)	L.Horizon	Umax(t/s)	Usint(t/s)					
52-51		50.0	500.0	3220.	4.47	3.42	43.45	3.00					
Proso No.	El.Mos.(a)	El.Plant.(a)	Pend.	Diam.	Gastos	(t/s)	Vel.ef.	lir.	Gasto	Vel.min.	lir.min.		
AA	AA	AA	AA	(mil)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(t/s)	(a/s)	(a)	
47	7.97	7.7S	4.75	4.64	2.20	.30	45.4	43.4	.73	.24	3.0	.36	.05

Calle		Long.	Long. serv.	Poblac.	Used(t/s)	L.Horizon	Umax(t/s)	Usint(t/s)
51-50		50.0	550.0	3542.	4.92	3.38	45.52	3.00

No.	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Capac	Efec.	(a/s)	(a)	Min(l/s)	(l/s)	(a)
46	7.75	7.60	4.64	4.53	2.20	.30	45.4	45.5	.73	.20	3.0	.36	.05

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Harmon	Usax(l/s)	Usin(l/s)
50-49	40.0	390.0	3800.	5.28	3.35	47.16	3.00

Tramo No.	El. Nos. (a) AA	El. Plant. (a) AB	Pend. (a1)	Uso. (a)	Gastos Copac (a)	(l/s) Efec.	Vel. ef. (a/s)	Uso. (a)	Gasto Min(l/s)	Vel. min. (a/s)	Uso. min. (a)		
49	7.60	7.46	4.53	4.44	2.20	.30	45.4	47.2	.73	.26	3.0	.36	.05

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Harmon	Usax(l/s)	Usin(l/s)
49-48	65.0	655.0	4218.	5.86	3.31	49.80	3.00

Tramo No.	El. Nos. (a) AA	El. Plant. (a) AB	Pend. (a1)	Uso. (a)	Gastos Copac (a)	(l/s) Efec.	Vel. ef. (a/s)	Uso. (a)	Gasto Min(l/s)	Vel. min. (a/s)	Uso. min. (a)		
50	7.46	7.46	4.44	4.34	1.60	.38	72.7	49.8	.69	.23	3.0	.31	.05

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Harmon	Usax(l/s)	Usin(l/s)
48-47	65.0	720.0	4637.	6.44	3.28	52.39	3.00

Tramo No.	El. Nos. (a) AA	El. Plant. (a) AB	Pend. (a1)	Uso. (a)	Gastos Copac (a)	(l/s) Efec.	Vel. ef. (a/s)	Uso. (a)	Gasto Min(l/s)	Vel. min. (a/s)	Uso. min. (a)		
51	7.46	6.99	4.34	4.24	1.60	.38	72.7	52.4	.70	.24	3.0	.31	.05

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Harmon	Usax(l/s)	Usin(l/s)
47-46	10.0	730.0	4701.	6.53	3.27	52.78	3.00

Tramo No.	El. Nos. (a) AA	El. Plant. (a) AB	Pend. (a1)	Uso. (a)	Gastos Copac (a)	(l/s) Efec.	Vel. ef. (a/s)	Uso. (a)	Gasto Min(l/s)	Vel. min. (a/s)	Uso. min. (a)		
52	6.99	6.90	4.24	4.22	1.60	.38	72.7	52.8	.70	.24	3.0	.31	.05

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Harmon	Usax(l/s)	Usin(l/s)
68-35	25.0	1640.0	10562.	14.67	2.93	86.16	3.00

Tramo No.	El. Nos. (a) AA	El. Plant. (a) AB	Pend. (a1)	Uso. (a)	Gastos Copac (a)	(l/s) Efec.	Vel. ef. (a/s)	Uso. (a)	Gasto Min(l/s)	Vel. min. (a/s)	Uso. min. (a)		
53	6.90	6.80	3.21	3.18	1.30	.45	102.8	86.2	.72	.32	4.5	.32	.06

Calle	Long.	Long. serv.	Pobloc.	Used(l/s)	C.Harmon	Usax(l/s)	Usin(l/s)
35-34	100.0	1740.0	11206.	15.56	2.91	89.60	4.50

No.	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Capac	Efec.	(b/s)	(a)	Min(l/s)	(a/s)	(a)
54	6.80	6.80	3.18	3.05	1.30	.45	102.8	89.6	.72	.33	4.5	.32	.06

Latit	Long.	Long. serv.	Poplac.	Used(l/s)	C.Harson	Usax(l/s)	Umin(l/s)
34-35	100.0	100.0	644.	.89	3.92	98.35	1.50

Traso No.	El. Nos. (a)	El. Plant. (a)	Pend. (a1)	Dist. (a)	Gastos Copac	(l/s)	Vel. Efec. (a/s)	Tr. (a)	Gasto Min(l/s)	Vel. min. (a/s)	Tr. min. (a)		
"	AA	AB	AA	AB	(a1)	(a)	Capac Efec. (a/s)	(a)	Min(l/s)	(a/s)	(a)		
					1.29	.45	102.8	98.4	.74	.35	4.5	.32	.06

Latit	Long.	Long. serv.	Poplac.	Used(l/s)	C.Harson	Usax(l/s)	Umin(l/s)
51-52	100.0	200.0	1288.	1.79	3.75	103.20	4.50

Traso No.	El. Nos. (a)	El. Plant. (a)	Pend. (a1)	Dist. (a)	Gastos Copac	(l/s)	Vel. Efec. (a/s)	Tr. (a)	Gasto Min(l/s)	Vel. min. (a/s)	Tr. min. (a)		
56	6.80	6.80	5.28	5.15	1.30	.45	102.8	103.2	.75	.37	4.5	.32	.06

Latit	Long.	Long. serv.	Poplac.	Used(l/s)	C.Harson	Usax(l/s)	Umin(l/s)
52-51	100.0	300.0	1932.	2.68	3.60	107.78	4.50

Traso No.	El. Nos. (a)	El. Plant. (a)	Pend. (a1)	Dist. (a)	Gastos Copac	(l/s)	Vel. Efec. (a/s)	Tr. (a)	Gasto Min(l/s)	Vel. min. (a/s)	Tr. min. (a)		
57	6.80	6.80	5.15	5.02	1.30	.45	102.8	107.8	.75	.40	4.5	.32	.06

Latit	Long.	Long. serv.	Poplac.	Used(l/s)	C.Harson	Usax(l/s)	Umin(l/s)
51-50	100.0	400.0	2576.	3.58	3.50	112.17	4.50

Traso No.	El. Nos. (a)	El. Plant. (a)	Pend. (a1)	Dist. (a)	Gastos Copac	(l/s)	Vel. Efec. (a/s)	Tr. (a)	Gasto Min(l/s)	Vel. min. (a/s)	Tr. min. (a)		
58	6.80	6.80	4.94	4.85	.90	.61	192.5	112.2	.68	.33	7.5	.32	.08

Latit	Long.	Long. serv.	Poplac.	Used(l/s)	C.Harson	Usax(l/s)	Umin(l/s)
50-29	100.0	500.0	3220.	4.47	3.42	116.42	7.50

Traso No.	El. Nos. (a)	El. Plant. (a)	Pend. (a1)	Dist. (a)	Gastos Copac	(l/s)	Vel. Efec. (a/s)	Tr. (a)	Gasto Min(l/s)	Vel. min. (a/s)	Tr. min. (a)		
59	6.80	6.80	4.85	4.76	.90	.61	192.5	116.4	.69	.34	7.5	.32	.08

Latit	Long.	Long. serv.	Poplac.	Used(l/s)	C.Harson	Usax(l/s)	Umin(l/s)
29-28	100.0	600.0	3864.	5.37	3.35	120.54	7.50

No.	AA	AB	AA	AB	(m1)	(m)	Capac	Efec.	(m/s)	(m)	Min(1/s)	(m/s)	(m)
60	6.80	6.80	4.76	4.67	.90	.61	192.5	120.5	.69	.35	7.5	.32	.08

Calle	Long.	Long. serv.	Poblar.	Usad(1/s)	C.Horizon	Usax(1/s)	Usin(1/s)						
28-27	80.0	680.0	4200.	5.90	3.31	123.97	7.50						
Tramo El. Nos. (m)	El. Plant. (m)	Pend.	Diam.	Costos	(1/s)	Vel. ef.	irr. costo	Vel. mín.	irr. mín.				
No.	AA	AB	AA	AB	(m1)	(m)	Capac	Efec.	(m/s)	(m)	Min(1/s)	(m/s)	(m)

61	6.80	6.80	4.67	4.62	.90	.61	192.5	125.0	.70	.36	7.5	.32	.08
----	------	------	------	------	-----	-----	-------	-------	-----	-----	-----	-----	-----

Calle	Long.	Long. serv.	Poblar.	Usad(1/s)	C.Horizon	Usax(1/s)	Usin(1/s)						
27-26	70.0	730.0	4701.	6.53	3.27	125.75	7.50						
Tramo El. Nos. (m)	El. Plant. (m)	Pend.	Diam.	Costos	(1/s)	Vel. ef.	irr. costo	Vel. mín.	irr. mín.				
No.	AA	AB	AA	AB	(m1)	(m)	Capac	Efec.	(m/s)	(m)	Min(1/s)	(m/s)	(m)

62	6.80	6.80	4.62	4.56	.90	.61	192.5	125.8	.70	.36	7.5	.32	.08
----	------	------	------	------	-----	-----	-------	-------	-----	-----	-----	-----	-----

Calle	Long.	Long. serv.	Poblar.	Usad(1/s)	C.Horizon	Usax(1/s)	Usin(1/s)						
26-25	60.0	790.0	5089.	7.07	3.24	126.11	7.50						
Tramo El. Nos. (m)	El. Plant. (m)	Pend.	Diam.	Costos	(1/s)	Vel. ef.	irr. costo	Vel. mín.	irr. mín.				
No.	AA	AB	AA	AB	(m1)	(m)	Capac	Efec.	(m/s)	(m)	Min(1/s)	(m/s)	(m)

63	6.80	5.00	4.56	3.12	19.00	.61	884.5	125.1	2.15	.16	7.5	.92	.04
----	------	------	------	------	-------	-----	-------	-------	------	-----	-----	-----	-----

El tramo 63 se secciona en 2 subtramos de 30.00 m con 1 codo intersección de .50 m

Elevaciones de plantilla (ZP) y rasante (ZR) de pozos interna.

$$ZP = 3.69 \quad ZR = 5.90 \quad ZP =$$

Calle	Long.	Long. serv.	Poblar.	Usad(1/s)	C.Horizon	Usax(1/s)	Usin(1/s)						
25-24	60.0	850.0	5474.	7.60	3.21	130.44	7.50						
Tramo El. Nos. (m)	El. Plant. (m)	Pend.	Diam.	Costos	(1/s)	Vel. ef.	irr. costo	Vel. mín.	irr. mín.				
No.	AA	AB	AA	AB	(m1)	(m)	Capac	Efec.	(m/s)	(m)	Min(1/s)	(m/s)	(m)

64	5.00	5.00	3.12	3.07	.90	.61	192.5	130.4	.70	.37	7.5	.32	.08
----	------	------	------	------	-----	-----	-------	-------	-----	-----	-----	-----	-----

Calle	Long.	Long. serv.	Poblar.	Usad(1/s)	C.Horizon	Usax(1/s)	Usin(1/s)						
24-23	55.0	905.0	5828.	8.09	3.18	132.55	7.50						
Tramo El. Nos. (m)	El. Plant. (m)	Pend.	Diam.	Costos	(1/s)	Vel. ef.	irr. costo	Vel. mín.	irr. mín.				
No.	AA	AB	AA	AB	(m1)	(m)	Capac	Efec.	(m/s)	(m)	Min(1/s)	(m/s)	(m)

65	5.00	5.00	3.07	3.02	.90	.61	192.5	132.5	.71	.37	7.5	.32	.08
----	------	------	------	------	-----	-----	-------	-------	-----	-----	-----	-----	-----

Collie	Long.	Long. serv.	Poblac.	Uced(1/s)	C.Horson	Umax(1/s)	Umin(1/s)						
23-1	70.0	75.0	6279	8.72	3.15	135.21	7.50						
Irano No.	El. Mas. (a) AA	AB	El. Plant. (a) AA	AB	Pend. (a) (b)	Disa. (a) (b)	Gastos Copac (1/s)	Vel. ef. (a/s)	Vir. (a) (b)	Gasto Min(1/s)	Vel. min. (a/s)	Vir. min. (a) (b)	
66	5.00	5.00	3.02	2.96	.90	.61	192.5	135.2	.71	.38	7.5	.32	.08

Collie	Long.	Long. serv.	Poblac.	Uced(1/s)	C.Horson	Umax(1/s)	Umin(1/s)						
1-67	100.0	100.0	644	.89	3.92	100.49	1.50						
Irano No.	El. Mas. (a) AA	AB	El. Plant. (a) AA	AB	Pend. (a) (b)	Disa. (a) (b)	Gastos Copac (1/s)	Vel. ef. (a/s)	Vir. (a) (b)	Gasto Min(1/s)	Vel. min. (a/s)	Vir. min. (a) (b)	
67	5.00	5.00	3.61	3.48	1.30	.45	102.8	100.5	.73	.36	4.5	.32	.06

A N I E P R E S U P U E S T O

C O N C E P T O

UNIDAD

CANT.

COSTO UNIT.

COSTO

1. DEMOLICIONES

1.1 Excavaciones

1.1.1 Excavacion a mano para zanjas

tipo mat.	Condic.	Prof.(m)
1	SECU	2,00
1	SECU	4,00

m3	2051,7	251,00	514941.
m3	515,7	255,00	131502.

1.1.2 Excavacion con uso de explosivos para zanjas

tipo mat.	Condic.	Prof.(m)
-----------	---------	----------

1.1.3 Excavacion con maquina para zanjas

mat. tipo	Condic.	Prof.(m)
-----------	---------	----------

1.1.4 Excavacion a mano para zanjas de desc. ubicil.

tipo mat.	Condic.	Prof.(m)
1	SECU	2,00

m3	702,0	251,00	176202.
----	-------	--------	---------

1.1.5 Excavacion con uso de explosivos para zanjas de descargas domiciliarias

tipo mat.	Condic.	Prof.(m)
-----------	---------	----------

1.1.8 Excavacion a mano para despiante de estructuras

tipo mat.	Condic.	Prof.(m)
1	SECU	2,00
1	SECU	3,00
1	SECU	4,00

m3	134,0	751,00	100626.
m3	164,4	525,00	86125.
m3	129,3	1027,00	132832.

1.1.9 Excavacion con uso de explosivos y extraccion de rezaga a mano para despiante de estructuras

tipo mat.	Condic.	Prof.
-----------	---------	-------

C O N C E P T O		UNIDAD	CANT.	COSTO UNID.	COSTO
1.2 Plantillas					
1.2.1 Plantilla opisonada con piso de mano en zanjas con materiales 1 y/o II		m3	473.5	1102.00	521852.
1.2.2 Plantilla opisonada con piso de mano en zanjas para descargas domiciliarias		m3	45.2	1102.00	47606.
1.3 Mellenos					
1.3.1 Melleno en zanjas con materiales A o B, opisonado y compactado con agua en capa de 20 cm de espesor.		m3	7302.1	758.00	5525669.
1.3.2 Melleno para descargas domiciliarias		m3	639.0	758.00	484362.
1.4 Acarreos					
1.4.1					
Acarreo del primer Km de materiales pétreos en camion de volteo de 4 b3 de capacidad incluye carga					
a mano y desc. a volteo, en camino plano, revestido y lacerio suave		m3	1575.6	0.00	0.
1.4.2 Acarreo 0 Kilómetros subsiguientes		m3ka	1575.6	0.00	0.
1.4.3 Acarreo del material de las descargas domiciliarias (Primer Km)		m3	75.6	0.00	0.
1.4.4 Acarreo, 0 Kilómetros subsiguientes del material de las desc. domicili.		m3ka	75.6	0.00	0.
SUBTOTAL MATERIAS				11716404.	

C O N C E P T O

UNIDAD CANT.

COSTO UNID.

COSTO

2. INSTALACIONES

2.1 tuberías de concreto

2.1.1 Instalación de tuberías de concreto Simple de
Hissetro (m)

.20	m	1210.0	332.00	401720.
.30	m	1625.0	401.00	651825.
.38	m	780.0	482.00	375760.
.45	m	525.0	550.00	288750.
.61	m	675.0	707.00	477225.

2.1.2 Instalaciones de tuberías de concreto reforzado
de Gasetro (m)

2.2 Pozos de visita

2.2.1 Construcción de pozos de visita tipo cocua
Hasta (m)

1.00	pozo	4.0	29280.00	116920.
1.25	pozo	5.0	33091.00	165455.
1.50	pozo	6.0	36951.00	332559.
1.75	pozo	7.0	40812.00	285684.
2.00	pozo	8.0	44673.00	402057.
2.25	pozo	10.0	48534.00	485340.
2.50	pozo	5.0	52395.00	261975.
2.75	pozo	5.0	56255.00	281275.
3.00	pozo	5.0	60116.00	300580.
3.25	pozo	2.0	63977.00	127954.
3.50	pozo	4.0	67838.00	271352.
3.75	pozo	3.0	71699.00	215097.
4.00	pozo	1.0	75559.00	75559.

2.2.2 Construcción de pozos de visita tipo especial para tuberías de 0.76 a 1.07 m de diámetro hasta (n)

2.2.3 Construcción de pozos de visita tipo especial para tuberías de 1.22 m de diámetro; hasta (n)

2.2.4 Construcción de pozos de visita tipo especial para tuberías de 1.52 m de diámetro y rayones hasta (n)

2.3 Brocales y tapas para pozos de visita

2.3.1 Fabricación y/o instalación de brocales y tapas de concreto o hierro fundido

pza. 69.0 0.00 0.

C O N C E P T O	UNIDAD	CANT.	COSTO UNIT.	COSTO
2.4 Cajas de cuido				
2.4.1 Cajas de cuido adosadas a los pozos de visita para diámetros senores o iguales a 0,76 m, hasta				
1.00 m	caja	2.0	13756.00	27512.
2.00 m	caja	1.0	15455.00	15455.
2.4.2 Cajas libres para diámetros de 0,91 y mayores	caja	0.0	0.00	0.
2.5 Descargos domiciliarios				
2.5.1 Instalacion de conexion domiciliaria (sifon y codo de concreto simple) de 1,15 m. de diametro a tubo de concreto simple	Jgo.	150.0	0.00	0.
2.5.2 Instalacion de tuberia de 1,15 m para conexiones domiciliarias		900.0	392.00	271800.
SUBTOTAL INSTALACIONES				5831860.

C O N C E P T O

UNIDAD L.M.T. COSTO UNID. COSTO

3. SUMINISTROS

3.1 tuberías de concreto

3.1.1 tubería de concreto simple de diámetro (m)

.20	m	1210.0	517.00	62570.
.30	m	1625.0	641.00	1041625.
.38	m	780.0	837.00	652860.
.45	m	525.0	1313.00	689525.
.61	m	675.0	1844.00	1244700.

3.1.2 tubería de concreto reforzado de diámetro (m)

3.2 brocales para pozos de visita

3.2.1

Brocal y tapa de concreto.

pza. 69.0 6062.00 418278.

3.3 Manojeros conciliosos

3.3.1 Slant y codo de concreto simple, para conexiones conciliosos de .15 m de diámetro

jgo. 150.0 515.00 77250.

3.3.2 Suministro de tubería de .15 m para conexiones conciliosos

900.0 318.00 286200.

SUBTOTAL SUMINISTROS

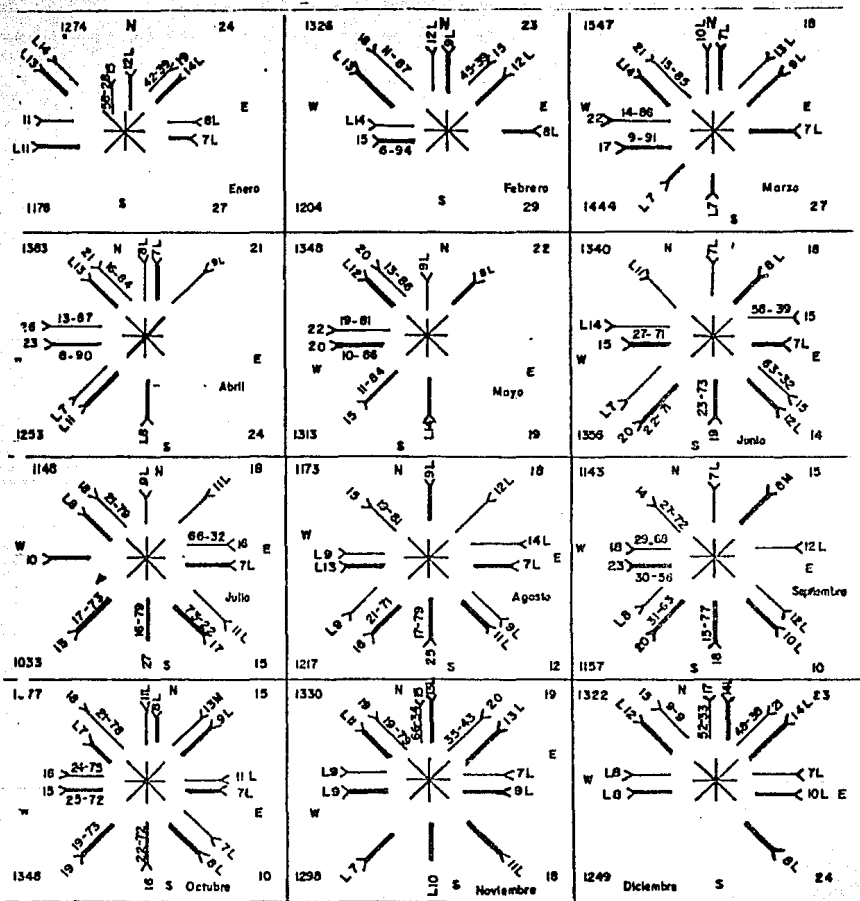
1032810.

COSTO TOTAL DEL PROYECTO

24534074.

ANEXO II.

**OBTENCION DE LA ALTURA DE OLEAJE UTILIZANDO
LA CARTA DE SEA AND SWELL.**



ROSA DE OLEAJE PARA ACAPULCO GRO.

E N E R O

DIRECCION		N	NW	NE	S	SE	SW	E	W
OLEAJE LOCAL									
OLA BAJA		110.84	178.36	101.67	0	0	0	101.92	140.14
OLA MEDIA		53.51	0	94.40	0	0	0	0	0
OLA ALTA		26.75	0	45.99	0	0	0	0	0
CALMAS		305.76	0	0	0	0	0	0	0

DIRECCION		N	NW	NE	S	SE	SW	E	W
OLEAJE DISTANTE									
OLA BAJA		141.12	152.88	164.64	0	0	0	82.12	129.36
OLA MEDIA		0	0	0	0	0	0	0	0
OLA ALTA		0	0	0	0	0	0	0	0
CALMAS		317.52	0	0	0	0	0	0	0

F E B R E R O

DIRECCION		N	NW	NE	S	SE	SW	E	W
OLEAJE LOCAL									
OLA BAJA		159.12	26.25	89.50	0	0	0	0	185.64
OLA MEDIA		0	207.65	77.37	0	0	0	0	0
OLA ALTA		0	4.77	31.82	0	0	0	0	0
CALMAS		304.98	0	0	0	0	0	0	0

DIRECCION		N	NW	NE	S	SE	SW	E	W
OLEAJE DISTANTE									
OLA BAJA		108.36	156.52	144.50	0	0	0	96.32	19.84
OLA MEDIA		0	0	0	0	0	0	0	169.76
OLA ALTA		0	0	0	0	0	0	0	0
CALMAS		349.16	0	0	0	0	0	0	0

M A R Z O

DIRECCION								
OLAJE LOCAL	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W
OLA BAJA	154,70	48,73	201,11	0	0	0	0	47,65
OLA MEDIA	0	276,14	0	0	0	0	0	292,69
OLA ALTA	0	0	0	0	0	0	0	0
CALMAS	278,46	0	0	0	0	0	0	0

DIRECCION								
OLAJE INSTANTE	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W
OLA BAJA	101,08	202,16	129,96	101,08	0	101,08	101,08	22,09
OLA MEDIA	0	0	0	0	0	0	0	221,39
OLA ALTA	0	0	0	0	0	0	0	0
CALMAS	189,88	0	0	0	0	0	0	0

A B R I L

DIRECCION								
OLAJE LOCAL	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W
OLA BAJA	124,47	46,47	124,47	0	0	96,81	0	46,74
OLA MEDIA	0	243,96	0	0	0	0	0	312,83
OLA ALTA	0	0	0	0	0	0	0	0
CALMAS	290,43	0	0	0	0	0	0	0

DIRECCION								
OLAJE INSTANTE	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W
OLA BAJA	87,71	162,89	0	100,24	0	137,83	0	23,05
OLA MEDIA	0	0	0	0	0	0	0	259,37
OLA ALTA	0	0	0	0	0	0	0	5,76
CALMAS	300,72	0	0	0	0	0	0	0

M A Y O

DIRECCION								
	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W
LEAJE LOCAL								
OLA BAJA	121.32	35.05	0	0	0	0	0	56.34
OLA MEDIA	0	231.86	0	0	0	0	0	240.21
OLA ALTA	0	2.70	0	0	0	0	0	0
CALMAS	296.56	0	0	0	0	0	0	0

DIRECCION								
	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W
LEAJE DISTANTE								
OLA BAJA	0	26.26	105.04	181.82	0	21.66	0	26.26
OLA MEDIA	0	225.84	0	0	0	165.44	0	225.83
OLA ALTA	0	10.50	0	0	0	9.85	0	13.13
CALMAS	249.47	0	0	0	0	0	0	0

J U N I O

DIRECCION								
	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W
LEAJE LOCAL								
OLA BAJA	93.80	147.4	0	0	126.63	93.80	116.58	187.60
OLA MEDIA	0	0	0	0	64.32	0	78.39	0
OLA ALTA	0	0	0	0	10.05	0	6.03	0
CALMAS	241.20	0	0	0	0	0	0	0
DIRECCION								
	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W
LEAJE DISTANTE								
OLA BAJA	0	0	108.48	59.26	162.72	59.66	94.92	54.92
OLA MEDIA	0	0	0	188.08	0	192.55	0	144.41
OLA ALTA	0	0	0	10.31	0	18.98	0	4.07
CALMAS	189.84	0	0	0	0	0	0	0

J U L I O

DIRECCION									
	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W	
OLEAJE LOCAL									
OLA BAJA	0	43.39	0	0	126.28	0	121.23	0	
OLA MEDIA	0	163.25	0	0	0	0	58.78	0	
OLA ALTA	0	0	0	0	0	0	3.67	0	
CALMAS	206.64	0	0	0	0	0	0	0	

DIRECCION									
	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W	
OLEAJE DISTANTE									
OLA BAJA	92.97	82.64	113.63	44.63	128.19	26.34	72.31	103.30	
OLA MEDIA	0	0	0	220.34	38.63	128.20	0	0	
OLA ALTA	0	0	0	13.95	8.78	17.56	0	0	
CALMAS	154.95	0	0	0	0	0	0	0	

A G O S T O

DIRECCION									
	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W	
OLEAJE LOCAL									
OLA BAJA	0	33.43	140.76	0	105.57	105.57	164.22	105.57	
OLA MEDIA	0	142.52	0	0	0	0	0	0	
OLA ALTA	0	0	0	0	0	0	0	0	
CALMAS	211.14	0	0	0	0	0	0	0	

DIRECCION									
	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W	
OLEAJE DISTANTE									
OLA BAJA	109.53	0	0	49.85	133.87	40.89	85.19	158.21	
OLA MEDIA	0	0	0	231.67	0	138.25	0	0	
OLA ALTA	0	0	0	11.73	0	15.58	0	0	
CALMAS	146.04	0	0	0	0	0	0	0	

S E P T I E M B R E

DIRECCION									
	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W	
LEAJE LOCAL									
OLA BAJA	80.01	43.20	0	0	137.16	91.44	137.16	59.66	
OLA MEDIA	0	115.21	0	0	0	0	0	139.90	
OLA ALTA	0	1.60	0	0	0	0	0	6.17	
CALMAS	171.45	0	0	0	0	0	0	0	

DIRECCION									
	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W	
OLEAJE DISTANTE									
OLA BAJA	0	0	0	31.24	115.70	71.73	0	79.81	
OLA MEDIA	0	0	92.56	160.36	0	145.78	0	149.02	
CALMAS	115.70	0	0	0	0	0	0	0	
OLA ALTA	0	0	0	16.66	0	13.88	0	11.68	

O C T U B R E

DIRECCION									
	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W	
LEAJE LOCAL									
OLA BAJA	151.47	52.05	0	0	96.39	0	151.47	52.88	
OLA MEDIA	0	193.33	179.01	0	0	0	0	165.24	
OLA ALTA	0	2.48	0	0	0	0	0	2.20	
CALMAS	206.55	0	0	0	0	0	0	0	

DIRECCION									
	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W	
LEAJE DISTANTE									
OLA BAJA	107.84	94.36	121.32	47.45	107.84	48.66	94.36	50.55	
OLA MEDIA	0	0	0	115.29	0	186.97	0	145.58	
OLA ALTA	0	0	0	12.94	0	17.93	0	6.07	
CALMAS	114.80	0	0	0	0	0	0	0	

NOVIEMBRE

DIRECCION									
	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W	
LEAJE LOCAL									
OLA BAJA	131,67	48,01	91,10	0	0	0	91,31	119,70	
OLA MEDIA	67,83	199,63	114,38	0	0	0	0	0	
OLA ALTA	0	5,05	58,52	0	0	0	0	0	
CALMAS	252,70	0	0	0	0	0	0	0	

DIRECCION									
	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W	
LEAJE INSTANTE									
OLA ALTA	168,74	142,78	168,74	129,80	142,78	90,86	116,82	116,82	
OLA MEDIA	0	0	0	0	0	0	0	0	
OLA ALTA	0	0	0	0	0	0	0	0	
CALMAS	233,64	0	0	0	0	0	0	0	

DICIEMBRE

DIRECCION									
	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W	
LEAJE LOCAL									
OLA BAJA	116,86	17,85	133,21	0	0	0	92,54	105,76	
OLA MEDIA	74,16	17,85	105,50	0	0	0	0	0	
OLA ALTA	33,71	162,61	38,87	0	0	0	0	0	
CALMAS	304,06	0	0	0	0	0	0	0	

DIRECCION									
	N	NW	NE	S	SE	SW	E	W	
LEAJE INSTANTE									
OLA BAJA	174,86	149,88	174,86	0	99,92	0	124,90	99,92	
OLA MEDIA	0	0	0	0	0	0	0	0	
OLA ALTA	0	0	0	0	0	0	0	0	
CALMAS	299,76	0	0	0	0	0	0	0	

N LOCAL H (m)

OLA BAJA	1244.26	(0.60)
OLA MEDIA	195.30	(1.65)
OLA ALTA	0	(3.00)

N DISTANTE

OLA BAJA	1092.21	(1.06)
OLA MEDIA	0	(2.74)
OLA ALTA	0	(4.26)

N W LOCAL

OLA BAJA	720.19	(0.60)
OLA MEDIA	1791.40	(1.65)
OLA ALTA	16.60	(3.00)

N W DISTANTE

OLA BAJA	1170.37	(1.06)
OLA MEDIA	225.84	(2.74)
OLA ALTA	10.50	(4.26)

N E LOCAL

OLA BAJA	883.87	(0.60)
OLA MEDIA	570.86	(1.65)
OLA ALTA	175.20	(3.00)

N E DISTANTE

		H(m)
OLA BAJA	1230.81	(1.06)
OLA MEDIA	92.56	(2.74)
OLA ALTA	0	(4.26)

S LOCAL

OLA BAJA	0	(0.60)
OLA MEDIA	0	(1.65)
OLA ALTA	0	(3.00)

S DISTANTE

OLA BAJA	747.37	(1.06)
OLA MEDIA	915.74	(2.74)
OLA ALTA	65.59	(4.26)

S E LOCAL

OLA BAJA	592.03	(0.60)
OLA MEDIA	64.32	(1.65)
OLA ALTA	10.05	(3.00)

S E DISTANTE

OLA BAJA	891.02	(1.06)
OLA MEDIA	38.63	(2.74)
OLA ALTA	8.78	(4.26)

S W	LOCAL		H(m)
OLA	BAJA	387.62	(0.60)
OLA	MEDIA	0	(1.65)
OLA	ALTA	0	(3.00)

S W	DISTANTE		
OLA	BAJA	598.71	(1.06)
OLA	MEDIA	957.19	(2.74)
OLA	ALTA	93.78	(4.26)

E	LOCAL		
OLA	BAJA	978.43	(0.60)
OLA	MEDIA	137.17	(1.65)
OLA	ALTA	9.70	(3.00)

E	DISTANTE		
OLA	BAJA	868.22	(1.06)
OLA	MEDIA	0	(2.74)
OLA	ALTA	0	(4.26)

W	LOCAL		
OLA	BAJA	1107.68	(0.60)
OLA	MEDIA	1150.87	(1.65)
OLA	ALTA	8.37	(3.00)

W	DISTANTE		
OLA	MEDIA	1317.36	(1.06)
OLA	BAJA	875.15	(2.74)
OLA	ALTA	40.71	(4.26)

NORTE

H_0 (m)	F_0	$F_0(1/3)$	$H_0 F_0(1/3)$
0.60	1244.26	0	0
1.06	1092.21	648.62	687.54
1.65	195.30	195.30	322.24
2.74	0	0	0
3.00	0	0	0
4.26	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>
	2531.77	843.92	1009.78

$$\bar{F}^{1/3} = \frac{2531.77}{3} = 843.92 \quad H_0 = \frac{H_0 F(1/3)}{F(1/3)} = \frac{1009.78}{843.92}$$

$$H_0 = 1.20 \text{ m}$$

N W

H_0 (m)	F_0	$F_0(1/3)$	$H_0 F_0(1/3)$
0.60	720.19	0	0
1.06	1170.37	0	0
1.65	1791.40	1058.69	1746.84
2.74	225.84	225.84	618.80
3.00	16.60	16.60	49.80
4.26	<u>10.50</u>	<u>10.50</u>	<u>44.73</u>
	3934.90	1311.63	2460.17

$$\bar{F}^{1/3} = \frac{3934.90}{3} = 1311.63 \quad H_0 = \frac{2460.17}{1311.63} = 1.88 \text{ m}$$

N B

H_0 (m)	F_0	$F_0(1/3)$	$H_0 F_0(1/3)$
0.60	883.87	0	0
1.06	1230.81	145.87	154.62
1.65	570.86	570.86	941.92
2.74	92.56	92.56	253.61
3.00	175.20	175.20	525.60
4.26	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>
	2953.30	984.43	1875.75

$$F_0(1/3) = \frac{2953.30}{3} = 984.43$$

$$H_0 = \frac{1875.75}{984.43} = 1.91 \text{ mts.}$$

S

H_0 (m)	F_0	$F_0(1/3)$	$H_0 F_0(1/3)$
0.60	0	0	0
1.06	747.37	0	0
1.65	0	0	0
2.74	915.74	510.64	1399.15
3.00	0	0	0
4.26	<u>65.59</u>	<u>65.59</u>	<u>279.41</u>
	1728.70	576.23	1678.56

$$F_0(1/3) = \frac{1728.70}{3} = 576.23$$

$$H_0 = \frac{1678.56}{576.23} = 2.91 \text{ mts.}$$

S E

H_0 (m)	F_0	$F_0(1/3)$	$H_0 F_0(1/3)$
0.60	592.03	0	0
1.06	891.02	413.16	437.95
1.65	64.32	64.32	106.13
2.74	38.63	38.63	105.85
3.00	10.05	10.05	30.15
3.26	<u>8.78</u>	<u>8.78</u>	<u>37.40</u>
	1604.83	534.94	717.48

$$F_0(1/3) = \frac{1604.83}{3} = 534.94$$

$$H_0 = \frac{717.48}{539.94} = 1.33 \text{ mts}$$

S W

H_0 (m)	F_0	$F_0(1/3)$	$H_0 F_0(1/3)$
0.60	387.62	0	0
1.06	598.71	0	0
1.65	0	0	0
2.74	957.19	585.32	1603.78
3.00	0	0	0
4.26	<u>93.78</u>	<u>93.78</u>	<u>399.50</u>
	2037.30	679.10	2003.28

$$F_0(1/3) = \frac{2037.30}{3} = 679.10$$

$$H_0 = \frac{2003.28}{679.10} = 2.95 \text{ mts.}$$

E

H_0 (m)	F_0	$F_0(1/3)$	$H_0 F_0(1/3)$
0.60	978.43	0	0
1.06	868.22	517.64	548.70
1.65	137.17	137.17	226.33
2.74	0	0	0
3.00	9.70	9.70	29.10
4.26	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>
	1993.52	664.51	804.13

$$F_0(1/3) = \frac{1993.52}{3} = 664.51$$

$$H_0 = \frac{804.13}{664.51} = 1.21 \text{ mts}$$

W

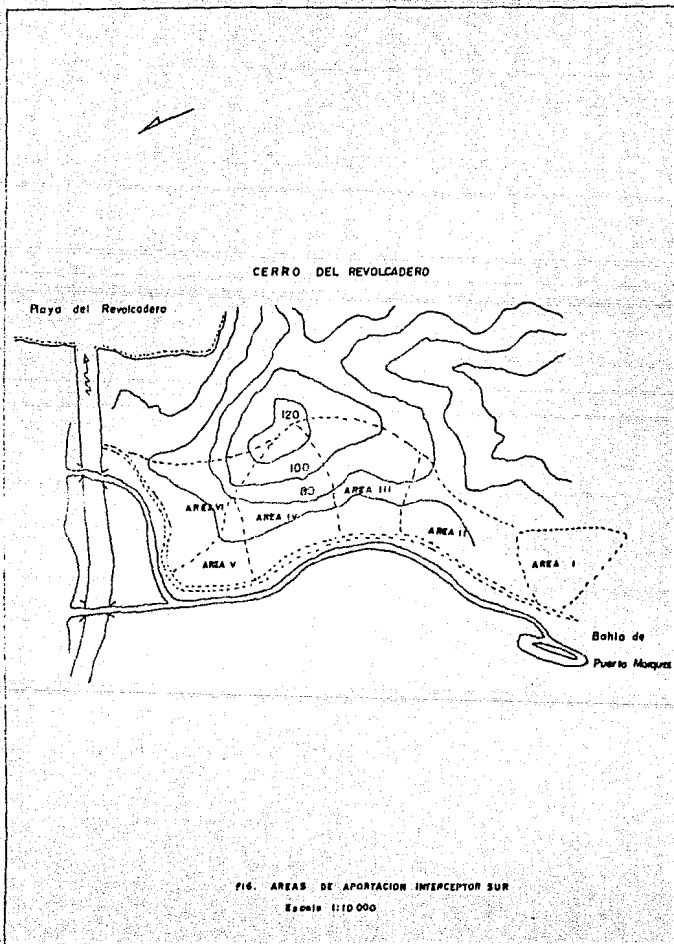
H_0 (m)	F_0	$F_0(1/3)$	$H_0 F_0(1/3)$
0.60	1107.68	0	0
1.06	875.15	0	0
1.65	1150.87	0	0
2.74	1317.36	1451.31	3976.59
3.00	8.37	8.37	25.11
4.26	<u>40.71</u>	<u>40.71</u>	<u>173.42</u>
	4500.14	1500.05	4175.12

$$F_0(1/3) = \frac{4500.14}{3} = 1500.05$$

$$H_0 = \frac{4175.12}{1500.05} = 2.78 \text{ mts.}$$

ANEXO III

**MEMORIA DE CALCULO DE CANALES PERIMETRALES
DE LOS CERROS REVOLCADERO Y LAS CRUCES.**



DRENAJE PLUVIAL EN EL CERRO EL REVOLCADERO

Con el plano topográfico de la zona en estudio se definieron los parteaguas para definir las áreas tributarias de cada una de las subcuencas, realizandose la medición del área, longitud del cauce principal y tomando una pendiente de dicho cauce igual a 1 ‰ se podrán obtener, el tiempo de concentración, así también se puede entrar a la figura II.2.2 y II.2.3 y obtener la intensidad de acuerdo al período de retorno seleccionado. Las áreas son las siguientes :

$$\begin{array}{lll} A_1 = 4.4 \text{ Ha} & A_2 = 7.9 \text{ Ha} & A_3 = 5.5 \text{ Ha} \\ A_4 = 6.0 \text{ Ha} & A_5 = 2.5 \text{ Ha} & A_6 = 7.0 \text{ Ha} \end{array}$$

Para A_1 se tiene : $s = 0.01$; $L = 500 \text{ m}$
de donde $t_c = 0.005 (L/s)^{1/2}$

$$t_c = 0.005 \left(\frac{500}{(1)} \right)^{0.6}$$

$$t_c = 12.51 \text{ min.} \quad ; \quad Tr = 25 \text{ años}$$

Y entrando a la figura II.2.2 se tiene $i = 195 \text{ mm/hr}$

Con estos valores se puede obtener el gasto en esta área como en las demás, los cálculos se indican a continuación .

Entonces utilizando la fórmula racional tenemos:

$$Q = C_i A = \frac{0.65 (195 \text{ mm/hr})(44000 \text{ m}^2)}{3600 \text{ seg}} = 1549.17 \text{ l/s}$$

$$Q = 1.55 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para A_2 tenemos: $A_2 = 7.9 \text{ ha} = 79000 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} s = 0.01 \quad L = 370 \text{ mts} \quad t_c &= 0.0050 \left(\frac{L}{\sqrt{s}} \right)^{0.6} \\ &= 0.0050 \left(\frac{370}{\sqrt{1}} \right)^{0.6} \\ &= 10.44 \text{ min} \end{aligned}$$

$$T_r = 25 \quad i = 200 \text{ mm/hr}$$

$$Q = C_i A = \frac{0.65(200 \text{ mm/hr})(79000 \text{ m}^2)}{3600 \text{ seg}} = 2,852.78 \text{ l/s}$$

$$Q = 2.853 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para A_3 tenemos: $A_3 = 5.5 \text{ ha} = 55000 \text{ m}^2$

$$L = 530 \text{ mts} \quad s = 0.01 = 1\% \quad t_c = 0.0050 \left(\frac{530}{\sqrt{1}} \right)^{0.6} = 12.96 \text{ min}$$

$$T_r = 25 \text{ años} \quad d = 12.96 \text{ min} \quad i = 197 \text{ mm/hr}$$

$$Q = C_i A = \frac{(55000 \text{ m}^2)(197 \text{ mm/hr})(0.65)}{3600 \text{ seg}} = 1956.32 \text{ l/s}$$
$$= 1.96 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para A_4 tenemos : $A_4 = 6.0 \text{ ha} = 60000 \text{ m}^2$

$$L = \sqrt{220^2 + 320^2} = 388.33 \text{ mts} \quad s = 1\%$$

$$t_c = 0.0050 \left(\frac{388.33}{\sqrt{1}} \right)^{0.6} = 10.75 \text{ min} \quad tr = 25$$

$$d = 10.75 \Rightarrow i = 199 \text{ mm/hr}$$

$$Q = C_i A = \frac{0.65(199 \text{ mm/hr})(60000 \text{ m}^2)}{3600 \text{ seg}} = 2,155.83 \text{ l/s}$$
$$Q = 2.156 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para A_5 tenemos : $A_5 = 2.5 \text{ ha} = 25000 \text{ m}^2$

$$L = 380 \text{ mts} \quad s = 1\% \quad t_c = 0.0050 \left(\frac{380}{\sqrt{1}} \right)^{0.6} = 10.61 \text{ min}$$

$$tr = 25 \quad d = 10.61 \Rightarrow i = 196 \text{ mm/hr}$$

$$Q = C_i A = \frac{0.65(196 \text{ mm/hr})(25000 \text{ m}^2)}{3600 \text{ seg}} = 884.72 \text{ l/s}$$
$$Q = 0.885 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para A_6 tenemos : $A_6 = 7.0 \text{ ha} = 70000 \text{ m}^2$

$$L = 680 \text{ mts} \quad s = 1\% \quad t_c = 0.0050 \left(\frac{680}{\sqrt{1}} \right)^{0.6} = 15.041 \text{ min}$$

$$tr = 25 \text{ años} \quad d = 15 \text{ min} \Rightarrow i = 187 \text{ mm/hr}$$

$$Q = C_i A = \frac{0.65(187 \text{ mm/hr})(70000 \text{ m}^2)}{3600 \text{ seg}} = 2363.47 \text{ l/s}$$

$$Q = 2.364 \text{ m}^3/\text{s}$$

ALTERNATIVAS GEOMETRICAS PARA EL CANAL INTERCEPTOR DEL CERRO EL
REVOLCADERO

Cálculo de la sección geométrica del canal interceptor del cerro
el Revolcadero para los períodos de retorno de 10, 25 y 50 años.

Tramo 1 Subcuenca I

Para $T_R = 10$ años $i = 179$ mm/hr $Q = 1,422$ l/s = 1.422 m³/s

$T_R = 25$ años $i = 195$ mm/hr $Q = 1,549$ l/s = 1.55 m³/s

$T_R = 50$ años $i = 210$ mm/hr $Q = 1,668$ l/s = 1.67 m³/s

$t_c = 12.51$ min

$A = 44000$ m²

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = AR^{2/3} \quad \text{Para } Tr = 10 \text{ años}$$

Cad 0+000 al 0 + 500

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = \frac{(1.422 \text{ m}^3/\text{s})(0.013)}{\sqrt{0.02}}$$

$$= 0.131$$

Y	P(m)	A(m ²)	R _H (m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.5	3.236	1	0.309	0.457	0.457
0.12	0.657	0.15	0.23	0.375	0.056
0.24	2.073	0.235	0.113	0.234	0.055
0.30	1.90	0.48	0.253	0.399	0.192
0.28	2.25	0.437	0.194	0.335	0.146
0.27	2.207	0.416	0.188	0.328	0.1366

Luego para $Q = 1.422 \text{ m}^3/\text{s}$ $Y_n = 0.27$

Ahora para $Q = 1.55 \text{ m}^3/\text{s}$ $\frac{Q_n}{S^{1/2}} = \frac{(1.55 \text{ m}^3)(0.013)}{(0.02)^{1/2}} = 0.1425$

que en la tabla anterior veremos que:

$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = 0.146$ 0.1425 y $Y_n = 0.28$ sería para $Tr = 25$ años

Y finalmente para un período de retorno de $Tr = 50$ años

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = \frac{(1.67 \text{ m}^3/\text{s})(0.013)}{(0.02)^{1/2}} = 0.153 = AR^{2/3}$$

Y	P(m)	A(m ²)	R _H (m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.27	2.297	0.458	0.199	0.341	0.156

que como se verá se aproxima mucho al valor buscado, de esta forma $Y_n = 0.29$ para un gasto de $1.67 \text{ m}^3/\text{s}$

Para el segundo tramo 0 +500 al 0 + 870 Km

$A = 79,000 \text{ m}^2$ $S = 0.02$ $T_c = 10.44 \text{ min}$

$Tr = 10$ años $i = 182 \text{ mm/hr}$ $Q = 2,596.03 \text{ l/s} = 2.6 \text{ m}^3/\text{s}$

$Tr = 25$ años $i = 200 \text{ mm/hr}$ $Q = 2,852.77 \text{ l/s} = 2.85 \text{ m}^3/\text{s}$

$Tr = 50$ años $i = 220 \text{ mm/hr}$ $Q = 3,138.05 \text{ l/s} = 3.14 \text{ m}^3/\text{s}$

$Tr = 10$ años $Q \text{ acumulado} = 1.422 \text{ m}^3/\text{s} + 2.6 \text{ m}^3/\text{s} = 4.022 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = \frac{(4.022 \text{ m}^3/\text{s})(0.013)}{(0.02)^{1/2}} = 0.3697$$

Y(m)	P(m)	A(m ²)	R _H (m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.40	2.6	0.72	0.277	0.425	0.306
0.42	2.88	0.773	0.268	0.416	0.321
0.46	3.057	0.883	0.2889	0.437	0.385
0.45	3.025	0.855	0.283	0.431	0.368

Para Q = 4.022 m³/s Y_n = 0.45

Para un Tr = 25 años Q = 1.55 m³/s + 2.85 m³/s = 4.4 m³/s

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = \frac{(4.4 \text{ m}^3/\text{s})(0.013)}{(0.02)^{1/2}} = 0.404$$

Y(m)	P(m)	A(m ²)	R _H (m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.50	3.24	1	0.31	0.456	0.456
0.47	3.209	0.912	0.284	0.432	0.394
0.48	3.15	0.94	0.299	0.447	0.4198

Como es el más próximo entonces para Q = 4.4 m³/s Y_n = 0.48

Para Tr = 50 años Q = 1.67 m³/s + 3.14 m³/s = 4.81 m³/s

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = 0.442$$

Y(m)	P(m)	A(m ²)	R _H (m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.49	3.401	0.97	0.285	0.433	0.42
0.50	3.236	1	0.31	0.456	0.456

Entonces para Q = 4.4 m³/s Y_n = 0.5

Cad. 0 + 870 al 1 + 400

$$A = 55,000 \text{ m}^2 \quad s = 0.02 \quad n = 0.013 \quad t_c = 12.96 \text{ min}$$

$$\begin{aligned} \text{Para } T_r = 10 \text{ años} \quad i &= 175 \text{ mm/hr} \quad Q = 1,737.8 \text{ l/s} = 1.74 \text{ m}^3/\text{s} \\ T_r = 25 \text{ años} \quad i &= 197 \text{ mm/hr} \quad Q = 1,956.3 \text{ l/s} = 1.96 \text{ m}^3/\text{s} \\ T_r = 50 \text{ años} \quad i &= 218 \text{ mm/hr} \quad Q = 2,164.8 \text{ l/s} = 2.17 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

$$T_r = 10 \quad Q_{\text{cam}} = 4.022 + 1.74 = 5.762 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = \frac{(5.76 \text{ m}^3/\text{s})(0.013)}{(0.02)^{1/2}} = 0.53$$

Y(m)	P(m)	A(m ²)	R _H (m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.55	4.025	1.135	0.287	0.435	0.50
0.57	3.55	1.22	0.343	0.49	0.59
0.56	3.50	1.187	0.339	0.486	0.577
0.555	3.482	1.171	0.336	0.483	0.566

Así para $T_r = 10$ años $Q = 5.762 \text{ m}^3/\text{s}$ $Y_n = 0.555 - 0.56 \text{ mts.}$

Ahora para $T_r = 25$ años $Q_{\text{acum}} = 4.4 + 1.96 = 6.36 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = \frac{(6.36 \text{ m}^3/\text{s})(0.013)}{(0.02)^{1/2}} = 0.585$$

Y observando en la tabla anterior para $Y_n = 0.57$ $\frac{Q_n}{S^{1/2}} = 0.59 \text{ m}$

que indica el valor más próximo, de ahí que se pueda utilizar

este valor. Así para $T_r = 25$ años $Q = 6.36 \text{ m}^3/\text{s}$ $Y_n = 0.57 \text{ mts}$

Y finalmente para $Tr = 50$ años $Q_{acum} = 4.81 \text{ m}^3/\text{s} + 2.17 \text{ m}^3/\text{s}$
 $= 6.98 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Anf \frac{Q_n}{S^{1/2}} = \frac{(6.98 \text{ m}^3/\text{s})(0.013)}{(0.02)^{1/2}} = 0.64$$

Y(m)	P(m)	A(m ²)	RH(m)	RH ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.60	3.68	1.32	0.36	0.504	0.665

Valor que se aproxima al de : $\frac{Q_n}{S^{1/2}} = 0.64$, así que adoptamos el valor como bueno, de tal forma que para un periodo de retorno de $Tr = 50$ años $Q = 6.98 \text{ m}^3/\text{s}$ $Y_n = 0.6$ mts.

Del Cad. 1 + 400 al Km 1 + 788

$A = 60,000 \text{ m}^2$ $s = 0.02$ $n = 0.013$ $tc = 10.75 \text{ min}$

$Tr = 10$ años $i = 182 \text{ mm/hr}$ $Q = 1,971.66 \text{ l/s} = 1.972 \text{ m}^3/\text{s}$

$Tr = 25$ años $i = 199 \text{ mm/hr}$ $Q = 2,155.8 \text{ l/s} = 2.156 \text{ m}^3/\text{s}$

$Tr = 50$ años $i = 217 \text{ mm/hr}$ $Q = 2,530.83 \text{ l/s} = 2.531 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{acum} = 5.762 \text{ m}^3/\text{s} + 1.977 \text{ m}^3/\text{s} = 7.734 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = \frac{(7.734 \text{ m}^3/\text{s})(0.013)}{(0.02)^{1/2}} = 0.711$$

Y(m)	P(m)	A(m ²)	R _H (m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.70	4.13	1.68	0.407	0.55	0.92
0.63	3.817	1.424	0.373	0.52	0.74

Así para Tr = 10 Q = 7.73 m³/s Yn = 0.63 mts

Ahora Tr = 25 años Qacum = 6.36 m³/s + 2.156 m³/s = 8.516 m³/s

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = 0.783$$

Y(m)	P(m)	A(m ²)	R _H (m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.64	3.86	1.459	0.377	0.522	0.76
0.65	3.91	1.495	0.383	0.527	0.787

Así para Q = 8.516 m³/s Yn = 0.65 mts

Finalmente para Tr = 50 años Qacum = 6.98 m³/s + 2.531 m³/s
= 9.511 m³/s

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = 0.874$$

Y(m)	P(m)	A(m ²)	R _H (m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.69	4.086	1.642	0.402	0.544	0.894

Así para Tr = 50 años Q = 9.51 m³/s Yn = 0.69 mts

Para el Cad. 1 + 788 al 2 + 168

$$tc = 10.61 \text{ min} \quad A = 25,000 \text{ m}^2 \quad s = 0.02 \quad n = 0.013$$

$$Tr = 10 \text{ años} \quad i = 182 \text{ mm/hr} \quad Q = 821.53 \text{ l/s} = 0.822 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Tr = 25 \text{ años} \quad i = 196 \text{ mm/hr} \quad Q = 884.70 \text{ l/s} = 0.885 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Tr = 50 \text{ años} \quad i = 208 \text{ mm/hr} \quad Q = 938.89 \text{ l/s} = 0.939 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Tr 10 \text{ años} \quad Q_{\text{acum}} = 7.734 \text{ m}^3/\text{s} + 0.822 \text{ m}^3/\text{s} = 8.556 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{Q_n}{V_s} = 0.786$$

Y(m)	P(m)	A(m ²)	R _H (m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.65	3.91	1.493	0.383	0.527	0.787

$$\text{Así para } Tr = 10 \text{ años} \quad Q = 8.56 \text{ m}^3/\text{s} \quad Y_n = 0.65 \text{ mts}$$

$$\text{Ahora para } Tr = 25 \text{ años} \quad Q_{\text{acum}} = 8.516 + 0.885 = 9.401 \text{ m}^3/\text{s}$$

Y(m)	P(m)	A(m ²)	R _H (m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.71	4.17	1.718	0.411	0.353	0.95

Valor que se aproxima al valor buscado, por lo tanto se adopta este.

$$\text{Para } Tr 25 \text{ años} \quad Q = 9.401 \text{ m}^3/\text{s} \quad Y_n = 0.71 \text{ mts}$$

$$\text{Finalmente para } Tr = 50 \text{ años} \quad Q_{\text{acum}} = 9.511 \text{ m}^3/\text{s} + 0.939 \text{ m}^3/\text{s} \\ = 10.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{Q_n}{V_s} = 0.96$$

Y(m)	P(m)	A(m ²)	R _H (m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.72	4.22	1.757	0.416	0.557	0.979

Valor aproximado al buscado así que para el período de retorno

50 años $Q = 10.45 \text{ m}^3/\text{s}$ $Y_n = 0.72 \text{ mts}$

Para el Cad. 2 + 168 al Km 2 + 848

$$t_c = 15.04 \text{ min} \quad A = 70,000 \text{ m}^2 \quad s = 0.02 \quad n = 0.013$$

$$Tr = 10 \text{ años} \quad i = 170 \text{ mm/hr} \quad Q = 2,148.60 \text{ l/s} = 2.149 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Tr = 25 \text{ años} \quad i = 187 \text{ mm/hr} \quad Q = 2,363.47 \text{ l/s} = 2.364 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Tr = 50 \text{ años} \quad i = 203 \text{ mm/hr} \quad Q = 2,565.70 \text{ l/s} = 2.566 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Tr = 10 \quad Q_{\text{acum}} = 8.556 \text{ m}^3/\text{s} + 2.149 \text{ m}^3/\text{s} = 10.705$$

$$\frac{Q_n}{V s} = 0.984$$

Y(m)	P(m)	A(m ²)	R _H (m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.73	4.265	1.796	0.421	0.562	1.00

Valor que es muy próximo a 0.984, así $Q = 10.705 \text{ m}^3/\text{s}$ $Y_n = 0.73 \text{ m}$

$$Tr = 25 \quad Q_{\text{acum}} = 9.401 \text{ m}^3/\text{s} + 2.364 \text{ m}^3/\text{s} = 11.765 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{Q_n}{V s} = 1.08$$

Y(m)	P(m)	A(m ²)	R _H (m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.74	4.309	1.835	0.426	0.566	1.038
0.75	4.354	1.875	0.431	0.57	1.069
0.76	4.399	1.915	0.435	0.574	1.099

Así para Tr = 25 años $Q = 11.765 \text{ m}^3/\text{s}$ $Y_n = 0.76 \text{ mts}$

Y finalmente para Tr = 50 años $Q_{\text{acum}} = 10.45 \text{ m}^3/\text{s} + 2.566 \text{ m}^3/\text{s}$
 $= 13.016 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\frac{Q_n}{V_s} = 1.196$$

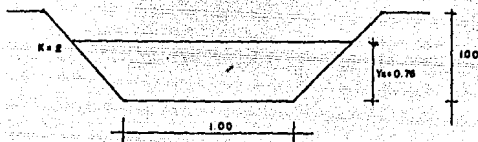
Y(m)	P(m)	A(m ²)	R _H (m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.81	4.62	2.12	0.459	0.594	1.26
0.80	4.578	2.08	0.454	0.591	1.22
0.79	4.533	2.038	0.450	0.587	1.196

Así para un Tr = 50 años $Q = 13.016 \text{ m}^3/\text{s}$ $Y_n = 0.79 \text{ mts}$

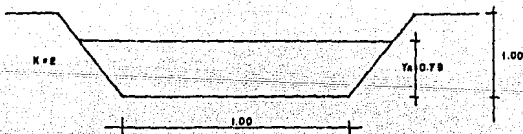
Después de los cálculos realizados anteriormente cada alternativa se define de la siguiente forma.

- 1) Para un período de retorno de 10 años, se interceptará un gasto máximo en el canal de $Q = 10.705 \text{ m}^3/\text{s}$ con un tirante normal $Y_n = 0.73 \text{ m}$ adoptándose a la siguiente sección geométrica.

- 2) Para el período de retorno de 25 años se interceptará un gasto máximo de $Q = 11.765 \text{ m}^3/\text{s}$ con un tirante normal $Y_n = 0.76 \text{ m}$ adoptándose la siguiente sección geométrica.



- 3) Y finalmente para un período de retorno de 50 años el canal - conducirá un gasto máximo de $Q = 13.016 \text{ m}^3/\text{s}$ con un tirante normal $Y_n = 0.79 \text{ mts}$. Y se adopta la siguiente sección geométrica.



BAHIA DE PUERTO MARQUES

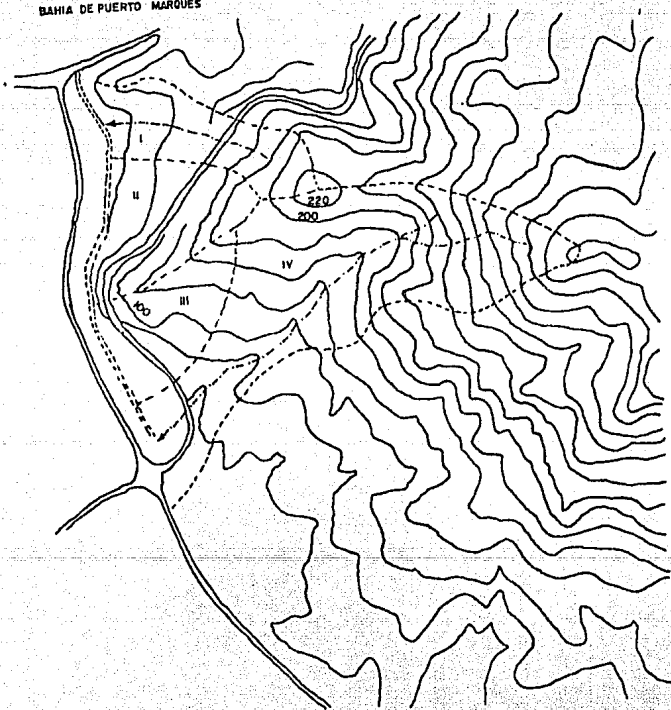


Fig Canal Interceptor Norte
Esc. 1:10000

DISEÑO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS

CANAL DE AGUAS PLUVIALES INTERCEPTOR NORTE

Siguiendo la misma metodología para calcular el interceptor Sur, ahora se calcularán los gastos de aguas pluviales del interceptor Norte.

$$A_1 = 11.30 \text{ ha} \quad L = 8.00 \text{ m} \quad t_c = 0.00501 \left(\frac{800 \text{ m}}{\sqrt{1}} \right)^{0.64} = 21.67 \text{ min}$$

$$\text{Para } t_c = \text{Tr} = 25 \text{ años} \quad i = 173 \text{ mm/hr}$$

$$Q = CIA = \frac{0.65(113,000 \text{ m}^2) 173 \text{ mm/hr}}{3600 \text{ seg}} = 3,529.7 \text{ l/s}$$

$$Q = 3.53 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_2 = 14.5 \text{ ha} \quad L = 740 \text{ m} \quad t_c = 0.00501 \left(\frac{740 \text{ m}}{\sqrt{1}} \right)^{0.64} = 20.62 \text{ min}$$

$$\text{Tr} = 25 \text{ años} \quad t_c = 20.62 \text{ min} \quad i = 168 \text{ mm/hr}$$

$$Q = CIA = \frac{0.65(168 \text{ mm/hr})(145000 \text{ m}^2)}{3600 \text{ seg}} = 4,398.33 \text{ l/s}$$

$$Q = 4.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_3 = 10.50 \text{ ha} \quad L = 600 \text{ m} \quad t_c = 0.00501 \left(\frac{600}{\sqrt{1}} \right)^{0.64} = 18.03 \text{ min}$$

$$\text{Tr} = 25 \text{ años} \quad t_c = 18 \text{ min} \quad i = 185 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{0.65(185 \text{ mm/hr})(105,000 \text{ m}^2)}{3600 \text{ seg}} = 3,507.3 \text{ l/s}$$

$$Q = 3.51 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_4 = 36.80 \text{ ha} \quad L = 2,300 \text{ m} \quad t_c = 0.00501 \left(\frac{2,300 \text{ m}}{\sqrt{1}} \right)^{0.64} = 42.61 \text{ min}$$

$$T_r = 25 \text{ años} \quad T_c = 42.61 \text{ min} \quad i = 123 \text{ mm/hr}$$

$$Q = CIA = \frac{0.65(123 \text{ mm/hr})(368,000 \text{ m}^2)}{3600 \text{ seg}} = 8,172.66 \text{ l/s}$$

$$Q = 8.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Así para } T_p = 26 \text{ min} \quad i = 160 \text{ mm/hr} \quad Q = CIA$$

$$Q = 0.65(160 \text{ mm/hr})(731,000 \text{ m}^2) / 3600 \text{ seg} = 21.12 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = Qt$$

$$V_1 = \frac{(22)(3.5)}{2} + \frac{(22)(3.5)}{2} = 77 \text{ m}^3$$

$$V_2 = \frac{(21)(4.5)}{2} + \frac{(21)(4.5)}{2} = 94.5 \text{ m}^3$$

$$V_3 = \frac{(18)(3.5)}{2} + \frac{(18)(3.5)}{2} = 63 \text{ m}^3$$

$$V_4 = \frac{(42.61)(19.35)}{1,059} = \frac{824.50 \text{ m}^3}{1,059 \text{ m}^3}$$

$$Q_{\max} = \frac{Vol}{t} = \frac{1059 \text{ m}^3}{142.61 \text{ mm} \times 60 \text{ seg}} = 0.1237 \text{ m}^3/\text{s}$$

SECCIONES DEL CANAL INTERCEPTOR NORTE

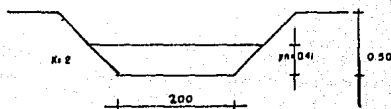
$$Cad \quad 0+800 \quad Q = 3.53 \text{ m}^3/\text{s} \quad s = 0.02 \quad n = 0.02 \quad K = 2$$

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = AR^{2/3} = \frac{(3.53 \text{ m}^3/\text{s})(0.02)}{\sqrt{0.02}} = 0.499$$

Y	F(m)	A(m ²)	R _H	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.3	2.34	0.48	0.205	0.347	0.167
0.5	4.24	1.50	0.354	0.50	0.75
0.35	3.56	0.945	0.265	0.413	0.39
0.40	3.79	1.12	0.295	0.444	0.497
0.41	3.83	1.156	0.3018	0.449	0.519

Así para conducir un gasto:

$$Q = \frac{AR^{2/3}j^{1/2}}{n} = \frac{(0.519)(0.02)^{1/2}}{0.02} = 3.67 \text{ m}^3/\text{s}$$



Así el tirante $Y = 0.41$ más bordo libre será = 0.50

Para el Cad. 0 + 800 a 1 + 540

$$Q = 4.4 \text{ m}^3/\text{s} - 13.53 \quad s = 0.02 \quad n = 0.02$$

$$\frac{Qn}{s^{1/2}} = AR^{2/3} = \frac{(7.93 \text{ m}^3/\text{s})(0.02)}{(0.02)^{1/2}} = 1.12$$

Y	P(m)	A(m ²)	R _H (m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.9	6.03	3.42	0.567	0.685	2.343
0.7	5.13	2.38	0.464	0.599	1.426
0.65	4.91	2.145	0.437	0.576	1.235
0.62	4.70	2.01	0.427	0.567	1.14

Así que se puede utilizar la misma sección en este tramo

Del tramo 1+540 al 2+140

$$Q = 4.4 + 3.53 + 3.51 = 11.44 \text{ m}^3/\text{s}$$

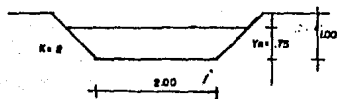
$$\frac{Qn}{s^{1/2}} = \frac{(11.44 \text{ m}^3/\text{s})(0.02)}{(0.02)^{1/2}} = 1.617$$

Aprovechando la misma base $b = 2 \text{ m}$

Y	P(m)	A(m ²)	R _H	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
0.75	5.354	2.625	0.49	0.621	1.63

$$\text{Así para } Y = 0.75 \quad Q = \frac{AR^{2/3} s^{1/2}}{n} = \frac{(1.63)(0.02)^{1/2}}{0.02} = 11.52 \text{ m}^3/\text{s}$$

Observando los cálculos realizados se puede señalar un canal de la siguiente sección :



$s = 0.02$ con un bordo libre de 0.25 mts

CANAL INTERCEPTOR NORTE

$$\frac{Qn}{\sqrt{s}} = \frac{(21.12 \text{ m}^3/\text{s})(0.02)}{(0.02)^{1/2}} = 2.987$$

Y	P(m)	A(m ²)	RH(m)	R _H ^{2/3}	AR ^{2/3}
1	7.47	5	0.669	0.765	3.83
0.7	6.13	3.08	0.502	0.631	1.94
0.85	6.80	3.995	0.588	0.702	2.804
0.84	6.89	4.124	0.598	0.71	2.928
0.88	6.94	4.189	0.6036	0.714	2.991

$$\text{Para } Y = 0.88 \quad Q = \frac{2.991(0.02)^{1/2}}{0.02} = 21.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

ANEXO IV

**MEMORIA DE CALCULO DE LA RED
PRIMARIA DE AGUA POTABLE**

RED DE AGUA POTABLE - Fracc. Laguna Negra Acapulco Gro.

TUBERIA DE Asbesto-Cem.

DATOS GENERALES

No. DE NUDOS DE LA RED 29 No. DE NUDOS DE CGA. CTE. 1

FORMULA DE FRICCION UTILIZADA H A N N I N G
VALOR DEL COEF. DE RUGOS. .014

TOLERANCIA DE MAXIMO DESEQUILIBRIO EN LOS NUDOS .0000010

TOLERANCIA PARA LA SOLUCION DEL SISTEMA DE ECS. 0001000

NUMERO MAXIMO DE ITERACIONES PARA LA SOLUC. DE LA RED , 50

NUMERO DE ALTERNATIVAS POR ANALIZAR 1

CARGA REQUERIDA EN LOS NUDOS 15.00 m + - 1.00 m

VEL. MAXIMA ADMISIBLE 5.00 (m/s) VEL. MINIMA ADMISIBLE .50 (m/s)

NUMERO DE ITERACION 1

NUMERO DE ITERACION 2

EL VALOR DE LA FUNCIÓN OBJETIVO .187985E-03
NÚMERO DE ITERACIÓN 3
EL VALOR DE LA FUNCIÓN OBJETIVO .705084E-06

RED DE AGUA POTABLE - Fracc. Laguna Negra Acapulco Gro.

TUBERIA DE Asbesto-Cem.
ALTERNATIVA No. 1

ENTRADA DE GASTOS CON SIGNO POSITIVO SALIDA DE GASTOS CON SIGNO NEGATIVO

NODO 1 ELEVACION PIEZOMETRICA 42.83m ELEVACION DEL TERRENO 6.00m
CARGA DISPONIBLE 36.83m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0240m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
1 - 29	450.00	.356	.220494	2.215	10.674
1 - 2	150.00	.356	-.196489	-1.974	-2.768

NODO 2 ELEVACION PIEZOMETRICA 40.06m ELEVACION DEL TERRENO 6.00m
CARGA DISPONIBLE 34.06m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0668m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
2 - 1	150.00	.356	.136489	1.974	2.768
2 - 3	450.00	.305	-.078877	-1.080	-3.116
2 - 27	150.00	.356	-.111623	-1.121	-.893

NODO 3 ELEVACION PIEZOMETRICA 36.94m ELEVACION DEL TERRENO 6.00m
CARGA DISPONIBLE 30.94m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0180m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
3 - 2	450.00	.305	.072877	1.080	3.116
3 - 4	100.00	.305	-.060875	-.833	-.421

RED DE AGUA POTABLE - Fracc. Laguna Negra Acapulco Gro.

TUBERIA DE Asbesto-Cem.
ALTERNATIVA No. 1

ENTRADA DE GASTOS CON SIGNO POSITIVO SALIDA DE GASTOS CON SIGNO NEGATIVO

NUDO 4 ELEVACION PIEZOMETRICA 36.52m ELEVACION DEL TERRENO 4.00m
CARGA DISPONIBLE 32.52m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION - 0040m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
4 - 3	100.00	.305	.0610675	.833	.421
4 - 5	100.00	.305	-.056662	-.778	-.367

NUDO 5 ELEVACION PIEZOMETRICA 36.15m ELEVACION DEL TERRENO 3.97m
CARGA DISPONIBLE 32.18m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION - 0040m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
5 - 4	100.00	.305	.056662	.778	.367
5 - 6	100.00	.305	-.052661	-.724	-.317

NUDO 6 ELEVACION PIEZOMETRICA 35.84m ELEVACION DEL TERRENO 3.55m
CARGA DISPONIBLE 32.29m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION - 0040m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
6 - 5	100.00	.305	.052661	.724	.317
6 - 7	100.00	.305	-.048665	-.669	-.272

RED DE AGUA POTABLE - Fracc. Laguna Negra Acapulco Gro.

TUBERIA DE Asbesto-Cem.
ALTERNATIVA No. 1

ENTRADA DE GASTOS CON SIGNO POSITIVO SALIDA DE GASTOS CON SIGNO NEGATIVO

NUDO 7 ELEVACION PIEZOMETRICA 35.57m ELEVACION DEL TERRENO 3.50m
CARGA DISPONIBLE 32.07m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0040m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
7 - 6	100.00	.305	.048895	.669	.272
7 - 8	100.00	.305	-.048844	-.614	-.228

NUDO 8 ELEVACION PIEZOMETRICA 35.34m ELEVACION DEL TERRENO 3.50m
CARGA DISPONIBLE 31.84m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0040m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
8 - 7	100.00	.305	.048844	.614	.228
8 - 9	100.00	.305	-.048923	-.560	-.190

NUDO 9 ELEVACION PIEZOMETRICA 35.15m ELEVACION DEL TERRENO 3.50m
CARGA DISPONIBLE 31.65m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0040m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
9 - 8	100.00	.305	.048923	.560	.190
9 - 10	550.00	.305	-.038261	-.496	-.790

RED DE AGUA POTABLE - Fracc. Laguna Negra Acapulco Gro.

TUBERIA DE Asbesto-Cem.
ALTERNATIVA No. 1

ENTRADA DE GASTOS CON SIGNO POSITIVO SALIDA DE GASTOS CON SIGNO NEGATIVO

NUDO 10 ELEVACION PIEZOMETRICA 34.35m ELEVACION DEL TERRENO 3.50m
CARGA DISPONIBLE 30.85m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION - .0220m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
10 - 9	550.00	.305	.036261	.496	.790
10 - 11	20.00	.305	-.014468	-.198	-.004

NUDO 11 ELEVACION PIEZOMETRICA 34.35m ELEVACION DEL TERRENO 3.50m
CARGA DISPONIBLE 30.85m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION - .0000m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
11 - 10	20.00	.305	.014468	.198	.004
11 - 12	35.00	.305	-.013567	-.186	-.005

NUDO 12 ELEVACION PIEZOMETRICA 34.35m ELEVACION DEL TERRENO 3.50m
CARGA DISPONIBLE 30.85m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION - .0014m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
12 - 11	35.00	.305	.013567	.186	.005
12 - 13	225.00	.203	-.012661	-.391	-.359

RED DE AGUA POTABLE - Fracc. Laguna Negra Acapulco Gro.

TUBERIA DE Asbesto-Cem.
ALTERNATIVA No. 1

ENTRADA DE GASTOS CON SIGNO POSITIVO SALIDA DE GASTOS CON SIGNO NEGATIVO

NUDO 13 ELEVACION PIEZOMETRICA 33.93m ELEVACION DEL TERRENO 3.50m
CARGA DISPONIBLE 30.43m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0090m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
13 - 12	225.00	.203	.012651	.391	.359
13 - 14	150.00	.152	-.003626	-.200	-.088

NUDO 14 ELEVACION PIEZOMETRICA 33.90m ELEVACION DEL TERRENO 4.51m
CARGA DISPONIBLE 29.39m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0060m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
14 - 13	150.00	.152	.003626	.200	.088
14 - 15	150.00	.152	.002153	.119	.031

NUDO 15 ELEVACION PIEZOMETRICA 33.93m ELEVACION DEL TERRENO 5.60m
CARGA DISPONIBLE 28.33m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0060m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
15 - 14	150.00	.152	-.002153	-.119	-.031
15 - 16	75.00	.152	.008288	.457	.205

RED DE AGUA POTABLE - Fracc. Laguna Negra Acapulco Gro.

TUBERIA DE Asbesto-Cem.
ALTERNATIVA No. 1

ENTRADA DE GASTOS CON SIGNO POSITIVO SALIDA DE GASTOS CON SIGNO NEGATIVO

NODO 16 ELEVACION PIEZOMETRICA 34.14m ELEVACION DEL TERRENO 4.87m
CARGA DISPONIBLE 29.27m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0030m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
16 - 15	75.00	.152	-.008288	-.457	-.205
16 - 17	75.00	.203	.011298	.349	.081

NODO 17 ELEVACION PIEZOMETRICA 34.22m ELEVACION DEL TERRENO 5.03m
CARGA DISPONIBLE 29.19m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0030m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
17 - 16	75.00	.203	-.011298	-.349	-.081
17 - 18	150.00	.203	.014301	.442	.293

NODO 19 ELEVACION PIEZOMETRICA 34.70m ELEVACION DEL TERRENO 4.87m
CARGA DISPONIBLE 29.83m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0050m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
19 - 18	150.00	.203	-.011407	-.352	-.187
19 - 20	150.00	.252	.017424	.349	.137

RED DE AGUA POTABLE - Fracc. Laguna Negra Acapulco Gro.

TUBERIA DE Asbesto-Cem.
ALTERNATIVA No. 1

ENTRADA DE GASTOS CON SIGNO POSITIVO SALIDA DE GASTOS CON SIGNO NEGATIVO

NUDO 20 ELEVACION PIEZOMETRICA 34.83m ELEVACION DEL TERRENO 4.35m
CARGA DISPONIBLE 30.48m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0060m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
20 - 19	150.00	.252	-.017424	-.349	-.137
20 - 21	75.00	.252	.023415	.469	.110

NUDO 21 ELEVACION PIEZOMETRICA 34.95m ELEVACION DEL TERRENO 4.97m
CARGA DISPONIBLE 29.98m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION .0030m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
21 - 20	75.00	.252	-.023415	-.469	-.110
21 - 22	340.00	.305	.020338	.279	.153

NUDO 22 ELEVACION PIEZOMETRICA 35.10m ELEVACION DEL TERRENO 4.80m
CARGA DISPONIBLE 30.30m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0126m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
22 - 21	340.00	.305	-.020338	-.279	-.153
22 - 23	150.00	.305	.070018	.958	.802
22 - 28	900.00	.203	-.036000	-1.112	-11.616

RED DE AGUA POTABLE - Fracc. Laguna Negra Acapulco Gro.

TUBERIA DE Asbesto-Cem.
ALTERNATIVA No. 1

ENTRADA DE GASTOS CON SIGNO POSITIVO SALIDA DE GASTOS CON SIGNO NEGATIVO

NUDO 23 ELEVACION PIEZOMETRICA 35.90m ELEVACION DEL TERRENO 3.80m
CARGA DISPONIBLE 32.10m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0060m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
23 - 22	150.00	.305	-.070018	-.958	-.802
23 - 24	150.00	.356	.076031	.764	.414

NUDO 24 ELEVACION PIEZOMETRICA 36.31m ELEVACION DEL TERRENO 3.80m
CARGA DISPONIBLE 32.51m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0060m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
24 - 23	150.00	.356	-.076031	-.764	-.414
24 - 25	440.00	.356	.092015	.824	1.340

NUDO 25 ELEVACION PIEZOMETRICA 37.65m ELEVACION DEL TERRENO 3.50m
CARGA DISPONIBLE 34.15m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0176m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
25 - 24	440.00	.356	-.092015	-.824	-1.340
25 - 26	150.00	.356	.099591	1.001	.711

RED DE AGUA POTABLE - Fracc. Laguna Negra Ácapulco Gro.

TUBERIA DE Asbesto-Cem.
ALTERNATIVA No. 1

ENTRADA DE GASTOS CON SIGNO POSITIVO SALIDA DE GASTOS CON SIGNO NEGATIVO

NODO 26 ELEVACION PIEZOMETRICA 39.36m ELEVACION DEL TERRENO 3.50m
CARGA DISPONIBLE 34.86m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0060m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
26 - 25	150.00	.356	-.099591	-1.001	-.711
26 - 27	150.00	.356	.105615	1.061	.800

NODO 27 ELEVACION PIEZOMETRICA 39.16m ELEVACION DEL TERRENO 3.50m
CARGA DISPONIBLE 35.66m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0060m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
27 - 26	150.00	.356	-.105615	-1.061	-.800
27 - 2	150.00	.356	.111623	1.121	.893

NODO 28 ELEVACION PIEZOMETRICA 23.45m ELEVACION DEL TERRENO 3.50m
CARGA DISPONIBLE 19.95m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0360m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
28 - 22	900.00	.203	.036000	1.112	11.616

RED DE AGUA POTABLE - Fracc. Laguna negra Acapulco Gro.

TUBERIA DE Asbesto-Cem.
ALTERNATIVA No. 1

ENTRADA DE GASTOS CON SIGNO POSITIVO SALIDA DE GASTOS CON SIGNO NEGATIVO

MUDO 18 ELEVACION PIEZOMETRICA 34.51m ELEVACION DEL TERRENO 4.87m
CARGA DISPONIBLE 29.64m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION -.0060m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
18 - 17	150.00	.203	-.014301	-.442	-.293
18 - 19	150.00	.252	.020305	.407	.187

MUDO 29 ELEVACION PIEZOMETRICA 53.50m ELEVACION DEL TERRENO 50.00m
CARGA DISPONIBLE 3.50m GASTO DE ALIMENTACION O EXTRACCION .2354m³/seg

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA (m)
29 - 1	450.00	.356	-.220494	-2.215	-10.674

BIBLIOGRAFIA

- 1.- ANDA GUTIERREZ CUAUHEMOC, PROBLEMAS SOCIOECONOMICOS DE MEXICO, MEXICO D.F., I.P.N., 1981, TOMO II.
- 2.- C.I.E.P.S. S.C. INGENIEROS CONSULTORES Y PROYECTISTAS PROYECTO DE DESARROLLO URBANO DEL AREA DE PUERTO MARQUES ACAPULCO GRO., MEXICO D.F., 1979.
- 3.- C.F.E., MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, MEXICO D.F. 1983, HIDRAULICA MARITIMA, ELABORADO POR MAZA ALVAREZ JOSE A.
- 4.- HERNANDEZ DE LABRA PERNANDO, PUERTOS, MEXICO D.F. 1983.
- 5.- I.D.A.S.A., ESTUDIO HIDRAULICO, ECOLOGICO Y AMBIENTAL EN LA LAGUNA NEGRA, MEXICO D.F., 1984.
- 6.- K.HORIKAWA, COASTAL ENGENIERING, EDIT. JHON WILEY, NEW YORK, 1978.
- 7.- K. LINSLEY RAY, A. KOHLER MAX Y L.H. PAULUS JOSEPH HIDROLOGIA PARA INGENIEROS, NEW YORK E.U.A., Mc GRAW HILL, 1983, TRADUCIDO POR DEEB ALEJANDRO.
- 8.- L. WIEGEL ROBERT, OCEANOGRAPHICAL ENGENIERING, EDIT PRENTICE HALL, 1964.
- 9.- NAVARRO TORAL Y ASOCIADOS S.C., ESTUDIO DE FACTIBILIDAD TECNICA DE LA LAGUNA NEGRA, 1979.
- 10.- SPRINGALL ROLANDO, DRENAJE EN CUENCAS GRANDES, INSTITUTO DE INGENIERIA, U.N.A.M., 1969.
- 11.- SPRINGALL ROLANDO, DRENAJE EN CUENCAS PEQUEÑAS, INSTITUTO DE INGENIERIA, U.N.A.M., 1969.

- 12.- SANCHEZ BRIBIESCA JOSE LUIS, MANUAL DE HIDRAULICA MARITIMA ELEMENTAL, PETROLEOS MEXICANOS, MEXICO D.F. 1982.
- 13.- U.S. ARMY CORPS. OF ENGENIEERING, SHORE PROTECTION MANUAL, 3^a EDICION, 1977.