

2005

01162



**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE  
POSGRADO  
Facultad de Ingeniería**

**CALIBRACIÓN DE CURVAS ELEVACIONES-GASTOS EN ESTACIONES  
DE AFORO, UTILIZANDO MÉTODOS DE HIDRÁULICA FLUVIAL**

**PASCUAL CRISTÓBAL BERNABÉ**

**TESIS**

**PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE  
POSGRADO DE LA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**DE LA**

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**COMO REQUISITO PARA OBTENER**

**EL GRADO DE**

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

**(HIDRÁULICA)**

**CIUDAD UNIVERSITARIA**

**FEBRERO DE 2005**

*CRISTÓBAL BERNABÉ, PASCUAL*

m343890



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE  
POSGRADO  
Facultad de Ingeniería**

**CALIBRACIÓN DE CURVAS ELEVACIONES-GASTOS EN ESTACIONES  
DE AFORO, UTILIZANDO MÉTODOS DE HIDRÁULICA FLUVIAL**

**PASCUAL CRISTÓBAL BERNABÉ**

**TESIS**

**PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE  
POSGRADO DE LA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**DE LA**

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**COMO REQUISITO PARA OBTENER**

**EL GRADO DE**

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

**(HIDRÁULICA)**

**CIUDAD UNIVERSITARIA**

**FEBRERO DE 2005**

## **AGRADECIMIENTOS.**

Gracias Dios mío por permitirme la aventura de la vida y por darme en todo momento el libre albedrío. Estoy convencido de que todo hombre tiene el deber de seguir el camino que pasa por su aldea, en la búsqueda del sentido de la vida. Prefiero ser una metamorfosis ambulante que tener aquella vieja opinión formada sobre todo lo que me rodea. Porque la quietud no llegue pronto.

Gracias a mis padres: Antonia y Susano (†), por traerme a este mundo de contrastes, donde de manera permanente he buscado ser feliz. A mi guerrera invencible, mi abuela Bernardina (†), que donde sé que está, se siente orgullosa de su primer nieto, que soy yo.

A mi esposa Georgina y a mis hijas Jomeri y Silvana, quienes son mi razón de ser y la motivación permanente para enfrentar la vida con decisión. Gracias por su amor, paciencia y comprensión; y que disfruten este logro que es fruto del esfuerzo que como familia hemos obtenido.

Gracias a todos mis AMIGOS de la Comisión Federal de Electricidad, quienes me han brindado la oportunidad de realizarme profesionalmente. En especial mi reconocimiento y respeto a las siguientes personas, a quienes admiro y aprecio, y que les estaré eternamente agradecido: Ing. Ranulfo Moreno, Ing. Jose Manuel Fernández D., Ing. Martín Vázquez T., Ing. Jesús Armando Silva Sánchez, Ing. Carlos Sánchez V. e Ing. Jorge Alberto Hernández de la Torre. Al personal de la División Hidrométrica Pacífico Sur, cuyo trabajo se pone de manifiesto en esta tesis.

A mis maestros en la División de Estudios de Posgrado de la UNAM, quienes me brindaron con paciencia y generosidad sus enseñanzas. En especial al Dr. Ramón Domínguez, mi asesor y director de tesis; al gran maestro Víctor Franco, al Dr. Oscar Fuentes Mariles y al Dr. Carlos Escalante S.

A quienes fueron mis compañeros de estudios y que considero mis AMIGOS y hermanos por decisión: Dr. Alfonso Gutiérrez L., Dr. Rafael Val S. y M. I, Eliseo Carrisoza; que sin su ayuda, este trabajo nunca hubiera llegado a ser realidad.

A mis hermanos: Mari, Carmen, Martín, Teresa y Male; para que a estas alturas de la vida, tengan la motivación de seguir adelante en los retos que les depara el destino como profesionistas y como padres de familia.

A mi gran familia que he adoptado por amor a mi esposa: mis suegros, Amador y Matilde y mis seis cuñadas y sus respectivos esposos; mis compadres todos.

Gracias. Y que Dios los bendiga por siempre.

# ÍNDICE

	PÁGINA
<b>CAPÍTULO 1</b>	
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1-1</b>
1.1.- GENERALIDADES SOBRE AVENIDAS MÁXIMAS	1-6
1.1.1.- ORIGEN DE LAS AVENIDAS	1-7
1.1.2.- LAS AVENIDAS MÁXIMAS EN MÉXICO	1-7
1.1.3.- ASPECTOS HIDROLÓGICOS DE SEGURIDAD DE PRESAS	1-10
<b>CAPÍTULO 2</b>	
<b>2. PROCEDIMIENTOS DE AFORO</b>	<b>2-1</b>
2.1.- INTRODUCCIÓN	2-1
2.2.- CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE AFORO	2-2
2.2.1.- MÉTODOS DIRECTOS	2-2
2.2.1.1.- MÉTODO DE SECCIÓN-VELOCIDAD	2-2
2.2.1.1.1.- OBTENCIÓN DE LA VELOCIDAD	2-3
a).- UTILIZANDO MOLINETE HIDRÁULICO DE COPAS	2-3
b).- UTILIZANDO FLOTADORES	2-5
c).- UTILIZANDO CRITERIOS DE HIDRÁULICA FLUVIAL	2-6
d).- SUPONIENDO FLUJO UNIFORME EN CORRIENTES NATURALES	2-11
e).- OTRAS FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA EL CÁLCULO DE PÉRDIDAS POR FRICCIÓN	2-21
2.2.1.1.2.- OBTENCIÓN DEL ÁREA HIDRÁULICA	2-22
2.2.2.- MÉTODOS INDIRECTOS	2-24
2.2.2.1.- MÉTODO DE SECCIÓN-PENDIENTE	

HIDRÁULICA	2-25
2.2.2.1.1.- MÉTODO SIMPLIFICADO DE SECCIÓN Y PENDIENTE HIDRÁULICA	2-30
2.2.2.2.- SECCIONES VERTEDORAS	2-31
2.2.2.3.- POR CONTRACCIÓN DEL CAUCE	2-34
2.2.2.4.- MÉTODO DE FACTOR DE TRANSPORTE- PENDIENTE	2-35
2.2.2.5.- OTROS MÉTODOS	2-37
2.2.3.- ESTIMACIONES	2-39
2.2.3.1.- PROLONGACIÓN DE LA CURVA DE GASTOS	2-39
2.2.3.1.1.- PROLONGACIÓN SOBRE PAPEL LOGARÍTMICO	2-40
2.2.3.1.2.- PROLONGACIÓN POR EL MÉTODO $d-Q'$	2-40
2.2.3.1.3.- PROLONGACIÓN MEDIANTE EL ESTUDIO DE LAS CURVAS DE ÁREAS Y VELOCIDADES	2-40
2.2.3.1.4.- PROLONGACIÓN POR EL MÉTODO $A\sqrt{d}$	2-41
<b>CAPÍTULO 3</b>	
<b>3. AJUSTE DE CURVAS DE GASTOS</b>	<b>3-1</b>
3.1.- INTRODUCCIÓN	3-1
3.2.- OBTENCIÓN DE LA RELACIÓN ESCALA-GASTO	3-2
3.2.1.- AJUSTE DE LA CURVA DE GASTOS EN FORMA GRÁFICA	3-3
3.2.2.- AJUSTE DE LA CURVA DE GASTOS EN FORMA ANÁLITICA (REGRESIÓN)	3-7
3.3.- PROLONGACIÓN DE LA CURVA DE GASTOS (EXTRAPOLACIÓN)	3-9

## **CAPÍTULO 4**

### **4.- UN MÉTODO PARA LA EXTRAPOLACIÓN**

<b>DE CURVAS ELEVACIONES-GASTOS</b>	<b>4-1</b>
4.1.- BASES TEÓRICAS	4-4
4.2.- PROCEDIMIENTO PROPUESTO POR EL INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNAM	4-8
4.3.- AJUSTE DE LOS FACTORES DE FRICCIÓN ( $F_f$ ) Y GEOMÉTRICO ( $F_g$ ) A ECUACIONES QUE REPRESENTEN SU COMPORTAMIENTO GEOMÉTRICO. UNA ALTERNATIVA DE MEJORA AL MÉTODO DEL I. I. UNAM	4-10
4.4.- EJEMPLO DE APLICACIÓN	4-17
4.4.1.- DESARROLLO	4-17

## **CAPÍTULO 5**

<b>5.- CONCLUSIONES</b>	<b>5-1</b>
-------------------------	------------

## **CAPÍTULO 6**

<b>6.- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>6-1</b>
---------------------------------------	------------

### **ANEXO 1.- RESULTADOS DEL ESTUDIO REALIZADO**

<b>PARA OTRAS ESTACIONES HIDROMÉTRICAS</b>	<b>A1-1</b>
A) CUENCA DEL RÍO BALSAS	A1-2
E. H. El Frayle, Pue.	A1-2
E. H. Ixcamilpa, Pue.	A1-5
E. H. Atenango del Rio, Gro.	A1-10
E. H. San Juan Tetelcingo, Gro.	A1-13
B) CUENCA DEL RÍO PAPAGAYO	A1-18

	E. H. Agua Salada, Gro.	A1-18
	E. H. El Puente, Gro.	A1-22
	E. H. La Parota, Gro.	A1-25
C)	<b>CUENCA DEL RÍO VERDE</b>	A1-29
	E. H. Nusutia, Oax.	A1-29
	E. H. Yutacué, Oax.	A1-33
	E. H. Paso Ancho, Oax.	A1-37

## **ANEXO 2.- INFORMACIÓN BASE PARA EL**

	<b>DESARROLLO DEL CAPÍTULO 4</b>	<b>A2-1</b>
B)	<b>CUENCA DEL RÍO BALSAS</b>	A2-2
	E. H. El Frayle, Pue.	
	E. H. Ixcamilpa, Pue.	
	E. H. Atenango del Rio, Gro.	
	E. H. San Juan Tetelcingo, Gro.	
B)	<b>CUENCA DEL RÍO PAPAGAYO</b>	A2-3
	E. H. Agua Salada, Gro.	
	E. H. El Puente, Gro.	
	E. H. La Parota, Gro.	
C)	<b>CUENCA DEL RÍO VERDE</b>	A2-4
	E. H. Nusutia, Oax.	
	E. H. Yutacué, Oax.	
	E. H. Paso Ancho, Oax.	
	E. H. El Carrizo, Oax.	

## 1.-INTRODUCCIÓN

El agua es el elemento esencial para la vida, y de todas las sustancias necesarias, sin duda es la más importante. El agua sigue sustentando todas las formas de vida: algunos organismos pueden existir sin aire, pero ninguno puede desarrollarse sin agua. El agua ha dado origen a grandes civilizaciones, y en el transcurso de millones de años ha sido uno de los principales agentes en la estructuración de la superficie terrestre. El agua es el elemento esencial para el consumo humano, los procesos de manufactura de artículos industriales, la transformación de la energía y la producción de alimentos. En muchas partes del mundo, el agua es un importante medio de transporte y un factor significativo en las actividades recreativas. Se calcula que la cantidad de agua que hay en la hidrosfera es de unos 1500 millones de kilómetros cúbicos, de los cuales, el 95% es agua salada y el 5% restante, agua dulce. Del agua dulce, el 80% se encuentra en forma de hielo o nieve y el 20% en forma líquida. Por lo anterior, sólo el 1% del agua total de la hidrosfera es económicamente aprovechable por el hombre. De esta agua disponible, el 80% corresponde a aguas subterráneas, y de éstas, el 50% se localizan abajo de los mil metros de profundidad. Bien administrada, esta cantidad de agua sería suficiente para cubrir todas las necesidades humanas presentes y futuras, pero su irregular distribución espacial y temporal, así como la contaminación y su mal uso, están poniendo en peligro su abastecimiento. Ref. 9.

En la República Mexicana se precipita un volumen medio anual de 1.53 billones de metros cúbicos de agua, equivalente a una lámina de 780 mm, en todo el territorio. Aproximadamente, un poco más de la cuarta parte del agua llovida, unos 410,000 millones de metros cúbicos constituyen el escurrimiento superficial del país, distribuidos en forma tan irregular que prácticamente impide su aprovechamiento en forma racional (Ref. 9). Específicamente, más del 65% de su superficie es árida o semiárida, y en esa porción del territorio, apenas existe el 20% del escurrimiento en ríos. No obstante, en esta parte se desarrolla gran actividad productiva que conlleva una demanda importante de agua, al localizarse las dos terceras partes de la población, más del 70% de la industria manufacturera y el 90% de la superficie de agricultura de riego.

En cambio en las zonas lluviosas litoral y sureste, de clima húmedo y subhúmedo, que representa sólo el 35% del país, el escurrimiento aportado por los ríos es del 80% y en ella vive sólo el 24% de la población y la industria manufacturera es incipiente, por lo cual la demanda del líquido es mucho menor.

Más de la cuarta parte de la población se localiza arriba de los 2000 metros sobre el nivel del mar y, en esta área se dispone apenas del 4% del escurrimiento medio anual de agua; por debajo de los 500 metros se asienta un número similar de habitantes y el escurrimiento es mayor al 50%.

La irregular distribución espacial y temporal ha hecho necesaria la construcción de obras de aprovechamiento hidráulico.

Las presas son un medio ideal para almacenar temporalmente el agua y así poder aprovecharla en forma eficiente.

A la fecha, México cuenta 4,800 presas, de las cuales 3,783 son pequeñas y 1,017 son grandes; con una capacidad de almacenamiento de más de 147 kilómetros cúbicos, cifra que corresponde aproximadamente al 36% del volumen que escurre superficialmente, y se han construido más de 700 kilómetros de acueductos para el abastecimiento de agua en bloque a grandes ciudades, además de diversas obras para la regulación y control del recurso.

El agua se controla y regula para servir a una amplia variedad de propósitos. El control de avenidas, el drenaje de valles de inundación y el diseño de estructuras de cruce de los caminos, son ejemplos de la aplicaciones de la ingeniería de los recursos hidráulicos para el control del agua. El riego, el abastecimiento de agua a la población e industria, las mejoras de la navegación y el aprovechamiento de la energía eléctrica, son ejemplos de la utilización del agua.

Los factores que deben ser considerados en las fases de planeación, diseño, construcción y operación de un aprovechamiento hidráulico son de tipo: hidrológico, hidráulico, geológico, mecánico-eléctrico, ambiental, económico y político.

La planificación puede definirse como la consideración o tratamiento ordenado de un proyecto, desde la declaración original de objetivos, a través de la evaluación de alternativas, hasta la decisión final sobre un curso de acción a tomar. La evaluación de alternativas se rige por los principios de la ingeniería económica, los cuales tratan de optimizar la relación beneficio-costos.

Debido a que la precipitación y el escurrimiento varían ampliamente de año en año, resulta antieconómico diseñar un proyecto para proporcionar protección contra la más desastrosa avenida, o para asegurar un abastecimiento adecuado de agua durante la sequía más severa que pudiera presentarse. En lugar de esto, el proyecto del diseño se basa en un riesgo admisible, producto de un adecuado análisis hidrológico.

Los diseños de un proyecto para aprovechamiento hidráulico dependen de la respuesta que se da a la pregunta: ¿de cuánta agua dispondremos?. En este caso, los **gastos máximos** del escurrimiento constituyen la base para el diseño de los proyectos para controlar los excesos de agua, mientras que el volumen de escurrimiento en períodos prolongados, es de mucho más interés para diseñar proyectos que involucran la utilización del agua.

Un problema importante dentro del planeamiento y diseño de una presa lo constituye la determinación del tamaño del vertedor y el almacenamiento para la regulación de avenidas, lo que frecuentemente causa efectos económicos y de factibilidad física del mismo. El ingeniero diseña el vertedor para proteger la presa y el sobrealmacenamiento para disminuir las descargas hacia aguas abajo. Para ello utiliza una *avenida de diseño*. El término avenida de diseño del vertedor se aplica al hidrograma seleccionado para determinar la capacidad de descarga máxima del vertedor; representa el gasto máximo razonablemente posible en la cuenca de drenaje en estudio.

El análisis detallado de los gastos registrados proporciona la mejor base para llevar a cabo estos diseños. Como se dijo anteriormente, el diseño final debe evitar derrames catastróficos y permitir una adecuada operación, además de garantizar un costo económicamente factible.

El escurrimiento en los ríos presenta generalmente dos épocas.

**ÉPOCA DE SEQUÍA.** Período del año con escurrimiento muy reducido en el que no se dispone del agua suficiente para su uso en el riego, agua potable, o generación de energía eléctrica, y que se caracteriza por clima seco, agotamiento de la humedad del suelo, reducción del agua subterránea y por la reducción o cese eventual del flujo en corrientes.

**ÉPOCA DE AVENIDAS.** Época en que el escurrimiento es excesivo y provoca desbordamientos del cauce natural. La presencia de estos eventos hidrológicos provoca, en muchas partes del mundo, pérdidas humanas y económicas cada año. En México, según el CENAPRED, el monto medio anual de daños por inundaciones es de más de 100 millones de dólares, mientras que las pérdidas humanas rebasan el millar al año. En los últimos años, se ha ido incrementando cada vez más el número de damnificados por inundaciones, debido al incremento de densidad poblacional en los diversos sitios factibles de afectación. Ello obliga a la reubicación de alrededor de 50,000 personas al año, en sitios fuera del alcance de las aguas máximas.

El hombre puede hacer poco para evitar las inundaciones o las sequías, sin embargo, puede tener la capacidad de reducir a un mínimo los daños que éstas provocan. El medio más inmediato, para reducir los daños, es el de establecer sistemas de alerta contra avenidas, para que se pueda evacuar la zona de riesgo, con cierto tiempo de anticipación. Similarmente, la advertencia de cierto período de sequía obligaría a la búsqueda de fuentes alternas de suministro de alimentos, y en casos extremos, la reubicación de la población.

Una segunda forma de reducción de daños es mediante el enfoque probabilístico que pretende evaluar la ocurrencia de los eventos extremos analizados.

Para estimar la probabilidad de ocurrencia de cierto evento se utiliza la técnica estadística del análisis de frecuencias.

Cuando el evento en estudio son las avenidas, se realiza un análisis de frecuencias de *gastos máximos anuales*. El análisis de frecuencias de gastos máximos o mínimos anuales se utiliza como una ayuda para advertir desastres (inundaciones o sequías, respectivamente), además de servir como soporte para producir **diseños eficientes de vertedores de presas**, capacidades de drenaje en caminos y poblaciones, pilas de puentes, obras de protección, encauzamiento y defensa de ríos.

El ingeniero de recursos hidráulicos, no conoce la magnitud de los escurrimientos que afectarán al proyecto, ya que estos eventos son totalmente aleatorios. Las incertidumbres hidrológicas no son de ninguna manera las únicas del diseño hidráulico, porque las demandas futuras de agua, los beneficios y los costos, todos son inciertos en un grado determinado, pero un error serio en las estimaciones de la hidrología prevista o esperada puede tener efectos devastadores sobre la economía del proyecto, especialmente por su alto costo.

Cuando una estructura hidráulica es subdiseñada, mediante el empleo de métodos y **datos inadecuados**, el resultado es, para la mayoría de los casos, la falla de ésta. Al respecto, la American Water Works Association ha informado que de 293 fallas de presas en los Estados Unidos y otros países desde 1799; cerca del 20% se debieron dos razones, fundamentalmente: a la inadecuada capacidad del vertedor de excedencias, por la mala determinación de la avenida de diseño y a la operación deficiente del vertedor.

Por otra parte, el que una estructura hidráulica no falle no implica un diseño eficiente. Frecuentemente, las estructuras son **sobrediseñadas**, considerándose muy seguras pero excesivamente costosas.

En la práctica de la **hidrometría**, los aforos de las avenidas máximas en los ríos tienen un gran valor, y constituyen la base de los estudios necesarios para el diseño de algunos elementos de la obras hidráulicas, especialmente, como se ha recalcado, para fijar la capacidad de los vertedores de demasías de las presas; para determinar el almacenamiento que debe reservarse para el control de avenidas de los vasos; para conocer la capacidad que debe tener un cauce a fin de evitar desbordamientos en los valles que atraviesa; etc.

Dada la importancia citada, siempre se recomienda a los aforadores hacer todo lo posible para obtener esos datos y medir los gastos correspondientes a los picos de las avenidas, así como efectuar aforos durante la etapa ascendente y descendente de éstas.

Sin embargo, en la práctica de las mediciones de los caudales en las corrientes naturales para un determinado nivel del río en adelante, resulta sumamente difícil y riesgoso, y a veces hasta imposible, de acuerdo con la infraestructura y aparatos de que se disponen en el lugar.

En México, las dependencias encargadas de realizar estos tipos de trabajos utilizan generalmente el método de sección y velocidad. Para el cruce de las corrientes se utilizan puentes y en la mayoría de los casos, cables de acero con una canastilla de madera y herrajes. Para la determinación de la sección hidráulica, se utiliza un cable de acero suspendido de la canastilla y maniobrado por un malacate instalado en la misma, y en el extremo del cable un lastre denominado "escandallo" con forma hidrodinámica.

La medición de la velocidad puntual se realiza con molinetes de copas, los cuales tienen sus limitantes en cuanto al rango de velocidades que pueden medir, así como a condiciones de trabajo en que se pueden dañar fácilmente.

En general, el aforo de grandes avenidas requiere la aplicación de métodos especiales que difieren de los usados para aforar gastos ordinarios.

Al presentarse una avenida, en ocasiones, el nivel del agua asciende y desciende tan rápidamente que, el tiempo es insuficiente para practicar aforos directos con molinetes o flotadores. Otras veces, no se pueden hacer los aforos directos debido a que la corriente acarrea gran cantidad de basura en suspensión, y en algunos casos extraordinarios, por la destrucción de la infraestructura de mediciones desde donde se practican los aforos.

Con base en esta instrumentación, resulta muy difícil aforar en caso de avenidas extraordinarias. Es por ello que, generalmente, los picos de las avenidas se estiman con base en la **extrapolación** de curvas *elevaciones-gastos*, ajustadas en forma gráfica o analítica, con datos de aforos correspondientes a elevaciones muy por debajo del nivel extraordinario no aforado.

Lo anterior, da pie a que los **gastos máximos anuales** correspondientes a una corriente que es aforada por una estación hidrométrica ubicada junto al sitio de un proyecto hidráulico, en ocasiones, tengan un alto grado de incertidumbre, principalmente los más altos, los cuales son a la vez, muy valiosos para el diseño.

Los métodos de análisis, como es el de frecuencias, podrán ser muy confiables, pero de nada servirán esas técnicas y otras más, si los **datos base** con los que se realiza el diseño son poco confiables debido a que, generalmente, son obtenidos sin el empleo de las bases hidráulicas apropiadas.

Es por eso que en este trabajo se pretende incluir algunos de los métodos más comúnmente empleados para la determinación del gasto máximo de las avenidas extraordinarias, proponiendo como contribución a los mismos, un método basado en principios hidráulicos, principalmente partiendo de la hipótesis de la ocurrencia de flujo uniforme en corrientes naturales.

Estos métodos se aplicarán para la determinación de los gastos máximos anuales de 11 estaciones hidrométricas operadas por la Comisión Federal de electricidad, las cuales aforan los escurrimientos de áreas drenadas de entre 1,971 y 39,467 kilómetros cuadrados. Estas cuencas se localizan en las regiones hidrológicas 18, 19 y 20.

### **1.1.- GENERALIDADES SOBRE AVENIDAS MÁXIMAS.**

En general, la aplicación de la Hidrología Superficial en el diseño, construcción y operación de una obra hidráulica, se puede resumir en encontrar la solución a las siguientes tres cuestiones:

- 1a. ¿De qué cantidad de agua se dispone en la corriente y cuáles son sus propiedades físicas, químicas y bacteriológicas?
- 2a. ¿Cuánto volumen de material sólido transporta la corriente?
- 3a. ¿Cuál es la magnitud de las avenidas o crecidas en la corriente y cuándo se presentan?

Es la tercera pregunta la más difícil de contestar, la que mayor información requiere para ser evaluada y quizás, la más importante, sobre todo en obras o estructuras hidráulicas cuyo fin sea dar paso o controlar el agua proveniente de tales avenidas. Como ya hemos mencionado anteriormente, son ejemplos de dichas estructuras: las obras de excedencia (vertedores) en las presas de almacenamiento, control o derivación; los puentes y las alcantarillas; los diques de encauzamiento y los bordos de defensa; los sistemas de drenaje urbano, agrícola y de aeropuertos; etc.

Las citadas estructuras son comúnmente muy costosas y su falla por mal proyecto causaría graves daños materiales, interrupción de algunos servicios públicos y quizás, la pérdida de vidas humanas.

Por otra parte, los terrenos de las vegas de los ríos, generalmente fértiles, han marcado una tendencia a cultivarlos y a construir viviendas e industrias en ellos, ignorando o despreciando el riesgo de inundación y destrucción por las avenidas poco frecuentes o máximas del río. A este respecto, se requiere la rigurosa delimitación de los cauces de avenida y la construcción de obras que eviten los daños.

De lo anterior, se deduce la gran importancia del estudio amplio y racional de las avenidas máximas de un río, en especial el cálculo y evolución de las avenidas de proyecto en un embalse, en lo que respecta a la seguridad de la obra y el efecto sobre la avenida, atenuándola.

### **1.1.1.- ORIGEN DE LAS AVENIDAS.**

En términos generales, las avenidas máximas se pueden clasificar de acuerdo con las causas que las originan, en las tres clases siguientes:

*1a. Avenidas Máximas originadas por precipitaciones líquidas.*

*2a. Avenidas Máximas ocasionadas por precipitaciones sólidas.*

*3a. Avenidas Máximas mixtas u originadas por otras causas.*

Las avenidas máximas del primer grupo son las más comunes y tienen, sobre todo, como origen, tormentas extraordinarias por su intensidad, duración, extensión y repetición. Al segundo grupo corresponden las avenidas cuyo origen se debe a la fusión de la nieve y al almacenamiento y descongelación del hielo. Dentro del tercer grupo están las avenidas que son causadas por efectos simultáneos de las avenidas antes descritas y las originadas principalmente por la ruptura de presas naturales y artificiales y por la mala operación de las compuertas de un embalse.

### **1.1.2.- LAS AVENIDAS MÁXIMAS EN MÉXICO.**

En la República Mexicana las avenidas máximas han sido originadas generalmente por los ciclones que tienen cuatro zonas matrices, según se observa en las figuras 1.1 y 1.2; apareciendo en ellas con diferentes grados de intensidad y aumentando a medida que avanza la temporada de tales perturbaciones.



Figura 1.1.- Regiones matrices de huracanes para la República Mexicana.

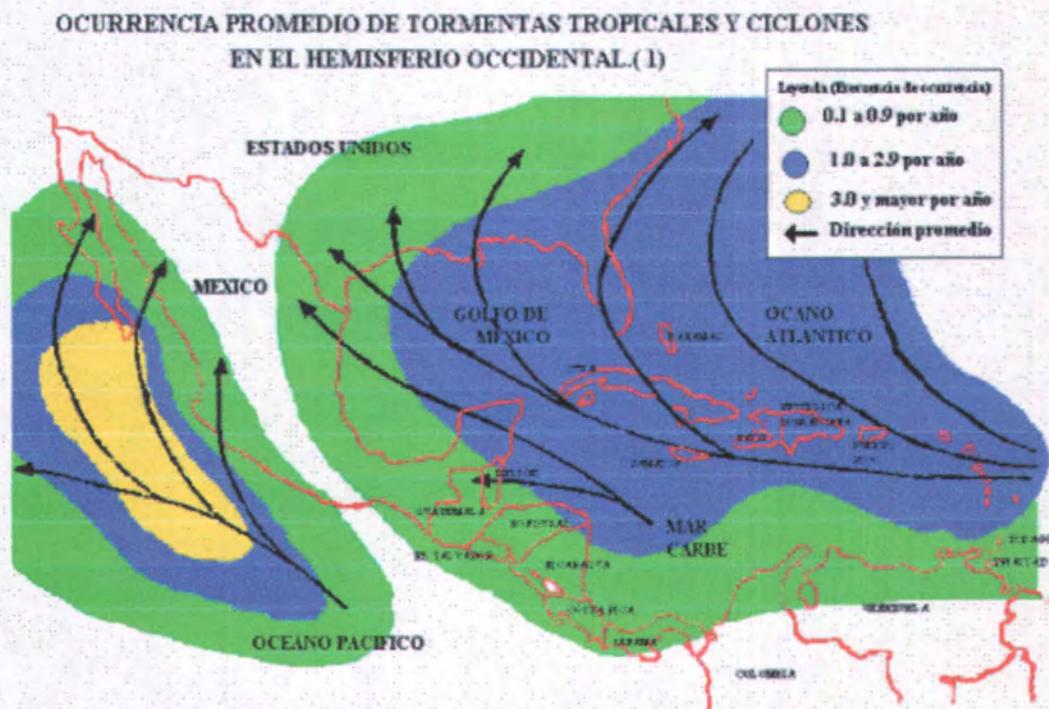


Figura 1.2.- Ocurrencia promedio de tormentas tropicales y ciclones en el hemisferio occidental

La primera región matriz se ubica en el Golfo de Tehuantepec y se activa generalmente durante la última semana de mayo. Los huracanes que surgen en esta época tienden a viajar hacia el oeste, alejándose de México; los generados de julio en adelante, describen una parábola paralela a la costa del Pacífico y a veces llegan a penetrar a tierra. El promedio anual de huracanes en esta región es entre 14 y 15. La segunda región se localiza en la porción sur del Golfo de México, en la denominada Sonda de Campeche y los huracanes nacidos aquí aparecen a partir de junio con ruta norte, noreste, afectando a los estados de Veracruz y Tamaulipas. El promedio anual de huracanes en esta región es entre 12 y 13. (Fuente: CENAPRED).

La tercera región matriz se encuentra en la región oriental del Mar Caribe y sus huracanes aparecen en julio y especialmente entre agosto y octubre.

Estos huracanes presentan gran intensidad y largo recorrido; afectan principalmente a las penínsulas de Yucatán y de la Florida (EU).

La cuarta región se encuentra en la zona tropical del Atlántico, (de 8 a 12 grados de Latitud Norte) y se activa principalmente en agosto. Estos son huracanes de mayor potencia y recorrido que generalmente se dirigen al oeste, penetrando en el Mar Caribe, Yucatán, Tamaulipas y Veracruz.

Las regiones matrices no son estables en cuanto a su ubicación, ya que ésta obedece a la posición de los centros de máximo calentamiento marítimo, los que a su vez están influidos por las corrientes frías de California y contracorriente cálida ecuatorial en el Océano Pacífico y a la deriva de las ramificaciones de la corriente cálida del Golfo.

Debido a lo anterior, México queda dentro del campo de influencia de los ciclones extratropicales, presentándose lluvias intensas que originan inundaciones periódicas y ocasionan graves problemas en las áreas rurales agrícolas, en los centros de población y en las zonas industriales. Las grandes avenidas provocadas por los ciclones ocurren en general en torno del mes de septiembre.

De los huracanes que se generan en el Pacífico Oriental, aproximadamente un 80% bordea parte de la Costa de Pacífico de la República Mexicana y sólo un 15%, es decir aproximadamente un promedio de dos por año, penetran a las costas de dicha vertiente. Análogamente, en el Golfo de México se estima que tres huracanes por año pasan cerca de las costas y menos de uno penetra a tierra.

Estas cifras son importantes porque, contra lo que se cree, el efecto neto de los ciclones es para nosotros benéfico debido a que gracias a ellos disponemos de agua de lluvia en los meses de junio a octubre, y solamente los que penetran directamente a las costas causan daños importantes derivados de la velocidad de

los vientos inducidos, el impacto del oleaje y, sobre todo, las inundaciones provocadas por las lluvias muy intensas durante lapsos de dos o tres días.

En esas condiciones, es función de los ingenieros civiles el diseño de las obras que permitan el mejor aprovechamiento del agua que traen consigo los huracanes y también el desarrollo de estudios que ayuden a mitigar los efectos dañinos provocados por estos fenómenos.

### **1.1.3.- ASPECTOS HIDROLÓGICOS DE SEGURIDAD DE PRESAS.**

Los grandes embalses representan un riesgo importante debido a las posibles pérdidas de vidas humanas y cuantiosos daños materiales que originaría su falla. Aún las presas pequeñas, en muchos casos constituyen un gran peligro que debe ser considerado. Por ello es esencial garantizar la seguridad de estas estructuras en las etapas de diseño y construcción, y durante sus años de uso por medio de una apropiada observación e inspección y el mantenimiento necesario.

En principio, las presas no deben fallar aún en las condiciones más críticas, sin embargo, una seguridad absoluta no puede ser garantizada para cualquier estructura en ningún lugar. Aunque es imposible garantizar un perfecto comportamiento, cuando se diseña una nueva presa el ingeniero debe asegurar que ésta no fallará, a menos que muy improbables causas coincidan.

De acuerdo con las estimaciones de varios autores y del Congreso Internacional sobre Grandes Presas, en 1980 existían del orden de 15000 presas mayores de 15 metros en el mundo, de las cuales el 1% ha fallado, es decir, 150 casos reportados. Alrededor de la mitad de estas fallas son atribuibles a diseños deficientes en las estructuras de descarga (vertedores y desagües), incluyendo estimaciones inadecuadas de la avenida, y deficiente construcción y operación de estas obras o sus cimentaciones.

Alrededor del 70% de las 150 fallas, esto es, 105 casos se debieron a factores hidráulicos internos o externos; en el primer caso se incluye excesiva percolación y/o erosión interna (tubificación), así como falla de la cimentación o de la cortina. Estos factores acumularon 44 casos de fallas. Los 61 casos de fallas por factores hidráulicos externos se debieron a la falta de capacidad del vertedor (comúnmente atribuible a estimaciones inadecuadas de la creciente o avenida), evaluaciones deficientes de velocidades de flujo durante la construcción, retrasos en ésta y operación deficiente o mal funcionamiento del equipo de descarga. Estos 61 casos corresponden al 80% de las fallas relacionadas con la estructura de descarga, como ya se indicó; el otro 20% se debió a defectos en la cimentación, erosión regresiva, destrucción de tanques amortiguadores y otros problemas.

Las cifras anteriores ponen de manifiesto la importancia de las estructuras hidráulicas y de la pérdida del control del agua en la seguridad de embalses.

De acuerdo al Boreau of Reclamation, el 41% de las fallas de las presas pueden atribuirse a una capacidad inadecuada del vertedor y un 7% adicional a errores de operación, de manera que casi una de cada dos fallas de presas fue originada por el desbordamiento. La segunda causa más frecuente de siniestro es debida a la falla de la cimentación.

Los índices de fallas de las presas por insuficiencia del vertedor de excedencias nos indican que, si el método de análisis es estadístico o probabilístico, de entrada, mucho debe influir el hecho de que tales diseños se realicen con datos de períodos muy cortos de medición y **gastos máximos** estimados por debajo de los valores reales, por el empleo de criterios poco confiables en su estimación.

Por lo que se refiere a la gran mayoría de las presas que no han fallado, ello puede indicar el que también hayan sido sobrediseñadas, utilizando datos obtenidos con criterios hidráulicos deficientes. Ambos casos son los extremos del problema de diseño de vertedores, lo cual se debe evitar en el futuro, al emplear métodos de estimación de los gastos máximos con criterios de mayor arraigo técnico.

Los comentarios anteriores destacan la importancia de la capacidad del vertedor y de su correcta operación. En general el costo del vertedor corresponde a un pequeño porcentaje del costo total en presas de concreto, y esto es más acusado en presas de arco. En cambio, el costo del vertedor en presas de tierra puede ser considerablemente mayor, pudiendo llegar hasta un 30% del costo total.

Respecto a la capacidad del vertedor, en los grandes embalses estará gobernada por la avenida de diseño elegida, por la capacidad disponible de superalmacenamiento en el vaso hasta el nivel de diseño y por las extracciones que puedan efectuarse por otros dispositivos de salida aparte del vertedor. La combinación de las dimensiones del vertedor y del superalmacenamiento que se elija, deberá basarse en análisis económicos apropiados de varias alternativas.

Tomando en consideración que las normas de diseño del vertedor deben resolver aceptablemente el conflicto entre las exigencias de seguridad y economía, es lógico que en algunos casos resulta antieconómico construir un vertedor lo suficientemente grande para descargar la avenida de diseño de la presa, sobre todo si los daños asociados son raros e infrecuentes desbordamientos del gasto en el tanque amortiguador o aguas abajo pueden ser tolerados sin riesgo para la presa. En términos generales se puede indicar que el paso de la avenida de diseño del embalse no debe causar daños estructurales fundamentales a la presa.

La adopción de una avenida de proyecto menor que la avenida máxima probable es una decisión administrativa que debe hacer la dependencia oficial responsable de la construcción del proyecto.

## 2.- PROCEDIMIENTOS DE AFORO.

### 2.1.- INTRODUCCIÓN.

Los datos hidrológicos más directamente utilizables para determinar los gastos de las avenidas son los registros de los aforos obtenidos durante un largo tiempo en el lugar donde se pretende construir una obra hidráulica.

El objetivo fundamental de una estación de aforo es proporcionar un registro de los escurrimientos de la corriente donde ésta está situada, para todo el rango de elevaciones que el agua presente.

Cada corriente y cada estación de aforo de un área de drenaje constituyen un problema individual, debido a la distribución variable y a las diferentes características de escurrimiento. No es posible expresar todos los factores que afectan al escurrimiento en una fórmula sencilla para todas las cuencas.

En este capítulo se describirán algunos de los métodos más usuales para el aforo de corrientes naturales. Estos métodos de aforo los clasificaremos tentativamente en *directos, indirectos y estimaciones*.

Antes de entrar en detalle en los diferentes métodos de aforo, definiremos algunos conceptos básicos.

Estación de Aforo: Es el lugar en que se practican, sistemáticamente, observaciones para conocer el régimen de una corriente.

Gasto: Es el volumen de agua que pasa por la sección transversal de una corriente en la unidad de tiempo, y se determina mediante una serie de operaciones, que constituyen lo que se denomina aforo.

Molinete: Es un aparato provisto de una hélice o una rueda de copas, que accionada por la corriente, gira alrededor de un eje montado en un dispositivo de suspensión, transmitiendo su movimiento a un sistema registrador que permite conocer el número de vueltas que da la hélice en un tiempo determinado. Sirve para medir la velocidad del agua.

## 2.2.- CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE AFORO.

Como se mencionó anteriormente, se hará una clasificación tentativa de los diferentes métodos de aforo más empleados en la práctica, muchos de los cuales sólo se mencionarán como referencia, abundándose en aquellos que tengan mayor aplicación en nuestro medio. Cada uno de los métodos tienen sus ventajas y desventajas, y su empleo dependerá de diferentes circunstancias como: la precisión con que se quiera la información, el tiempo que vaya a permanecer la estación funcionando, la magnitud y características de la corriente que se quiere aforar, la disponibilidad de recursos para la adquisición del equipo apropiado, etc.

### 2.2.1.- MÉTODOS DIRECTOS.

Este tipo de aforos son los más recomendables, debido a que en la práctica de los mismos, se puede tener mayor control sobre la determinación de las variables que intervienen en la obtención del gasto. La clasificación de los aforos directos se debe principalmente a la manera en que se determina la *velocidad media* en la sección hidráulica, ya que esta última se puede definir con menos posibilidades de error mediante sondeos o un levantamiento topográfico

#### 2.2.1.1.- MÉTODO DE SECCIÓN-VELOCIDAD.

El objetivo primario de una estación de aforos es obtener un registro de las descargas de la corriente sobre la cual está situada. Si una estación de aforos está calibrada por el método de sección-velocidad, en ella se puede obtener un registro continuo del nivel del agua y transformarlo en gasto por medio de una relación *escala-gasto*, que relaciona a éste último con el nivel del agua en una sección particular de la corriente. Esta relación escala-gasto se obtiene mediante el ajuste gráfico o analítico de los gastos aforados para diferentes niveles de la corriente, como se verá en el siguiente capítulo, y será aplicable para estimar los gastos de cualquier elevación que haya ocurrido en el intervalo de tiempo y rango de elevaciones en que se obtuvieron dichos aforos, dependiendo si las condiciones de la corriente son estables o no, o si se trata o no de una elevación extraordinaria.

En este método de *sección-velocidad*, se determinan por separado, la sección transversal de la corriente ( $A$ ) ocupada por el agua y la velocidad media de la corriente ( $V$ ), cuyo producto da como resultado el gasto aforado ( $Q$ ). En un aforo directo común y corriente, ambas variables se pueden obtener después de haber dividido la sección hidráulica total, en varias secciones parciales. Como se verá más adelante, la sección hidráulica se obtiene por medio de sondeos o algún otro procedimiento topográfico y la velocidad, por cualquiera de los métodos que se mencionan a continuación:

### 2.2.1.1.1.- OBTENCIÓN DE LA VELOCIDAD.

La determinación de la velocidad puede hacerse por **métodos directos** o **indirectos**.

Los métodos directos serán considerados como aquellos en que la medición de la velocidad del agua se realiza en forma directa; ya sea por medio de flotadores o molinetes hidráulicos, estos últimos previamente calibrados para garantizar la exactitud de las mediciones.

Como métodos indirectos se tendrán aquellos en que la determinación de la velocidad del agua se realiza empleando fórmulas hidráulicas aplicables a cada caso especial, ya sea un río, un canal, un vertedor, un orificio, etc.

### MEDICIÓN DIRECTA DE LA VELOCIDAD.

#### a).- UTILIZANDO MOLINETE HIDRÁULICO DE COPAS.

Para la determinación de la velocidad del agua en las corrientes, el aparato más comúnmente empleado es el molinete hidráulico, (Figura 2.1), el cual tiene grandes ventajas en comparación con otros procedimientos, entre las que pueden citarse: su relativo bajo costo, la posibilidad de utilizar un mismo aparato para medir diferentes corrientes, su tamaño que lo hace fácilmente transportable y el hecho de no interferir de ninguna manera el escurrimiento libre del agua.

El molinete hidráulico consiste esencialmente en dos partes principales que son: una rueda provista de un dispositivo, mediante el cual el agua en movimiento la hace girar, y un mecanismo que permite contar o medir el número de vueltas que da la rueda en determinado intervalo de tiempo.

Generalmente, la rueda que gira lleva unas aspas o copas sobre las cuales el agua, al chocar, ejerce una fuerza que le imprime un movimiento de rotación, tanto más rápido cuanto mayor sea la velocidad de la corriente. Conociendo el número de vueltas que da la rueda y el tiempo empleado para ello, se puede conocer la velocidad del agua con ayuda de una tabla calculada al efecto para cada molinete.

Para contar el número de vueltas que da la rueda en determinado tiempo, se utilizan diversos sistemas de acuerdo al tipo de molinete, siendo el más práctico el eléctrico, que transmite una señal perceptible a un audífono, cada cierto número de vueltas de la rueda (uno o cinco vueltas).



FIGURA 2.1. MOLINETE HIDRÁULICO

Los métodos para obtener la velocidad media en la vertical en cada fracción en que se divide la sección total, empleando el molinete, se diferencian esencialmente por la profundidad a la cual se hacen las mediciones de la velocidad en la vertical. Los más empleados son:

**Método de los 6/10.-** El método más sencillo consiste en colocar el molinete a los 6/10 de la profundidad, contados a partir de la superficie libre del agua hacia el fondo. Este procedimiento se basa en que a la profundidad citada, la velocidad del agua es semejante a la velocidad media en la vertical en que se está haciendo la observación. Este es el criterio más empleado en la actualidad.

**Método de los 2/10 y 8/10.-** Cuando se desee obtener mayor aproximación, deberán practicarse, si la profundidad es suficiente, dos medidas: una a los 2/10 y otra a los 8/10, contados a partir de la superficie libre del agua. El promedio de ambas medidas será la velocidad media en la vertical que se trate. Este método tiene mayor precisión que el de los 6/10.

Los dos métodos anteriores se basan en las propiedades del arco de parábola, a la cual se asemeja la curva representativa de las velocidades en una vertical.

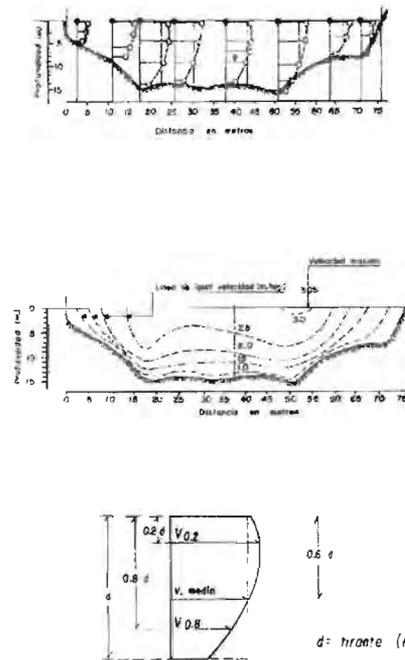


FIGURA 2.2. PARÁBOLA DE VELOCIDADES EN LA VERTICAL Ref. 24.

Método de varios puntos.- Cuando se desea mayor precisión, siempre que la profundidad de la corriente sea mayor de 3.00 m, y las condiciones del escurrimiento lo permitan, se puede practicar un número mayor de observaciones sobre la vertical. Estos intervalos pueden ir de 1/4 a 1/10 de la profundidad.

Método de superficie.- Cuando la velocidad del agua es mayor de 2.50 m/s., es preferible prescindir de las observaciones profundas, tanto por la dificultad de mantener el molinete en posición correcta, como por el peligro de que sufra daños. La velocidad media en la vertical es aproximadamente de 0.85 a 0.95 de la velocidad superficial, a menos que se haga la determinación experimental de este factor. Para ello, cuando las condiciones hidráulicas lo permitan, se puede obtener la velocidad superficial y la correspondiente a los 6/10 y mediante la relación de ésta última a la primera, se puede determinar el factor de corrección.

#### b).-UTILIZANDO FLOTADORES.

Los *flotadores* son cuerpos cuya densidad es menor que la del agua y que conducidos en suspensión o en la superficie de la corriente adquieren una velocidad que resulta, según la clase de flotadores empleados, más o menos la misma de dicha corriente.

El método de aforo por medio de flotadores debe utilizarse para aforar, únicamente cuando por las fuertes velocidades y la gran cantidad de cuerpos en suspensión, no sea recomendable el uso del molinete. Esto ocurre principalmente cuando se presentan avenidas extraordinarias.

Los flotadores pueden ser los mismos troncos u otros cuerpos flotantes acarreados por la corriente, que indicarán la velocidad con mayor precisión que los flotadores superficiales ordinarios. Los resultados obtenidos, cuando se usan como flotadores los cuerpos acarreados por las corrientes, resultan ser semejantes a los obtenidos usando flotadores sumergidos, presentando, además, la ventaja de conservar su curso a pesar de las turbulencias de la superficie. Si se observa un número suficiente de flotadores bien distribuidos a lo largo de la sección, se llegará a una estimación bastante aproximada de la velocidad superficial.

En caso de que no exista una instalación especial, o no se tenga bien definido el tramo de aforo, las secciones de entrada y salida deben indicarse por medio de estacas, y si se trata de una avenida extraordinaria, además, en estos sitios se debe marcar el nivel alcanzado por el agua durante la observación. Posteriormente, estas últimas señales servirán para limitar el levantamiento de las secciones transversales, necesarias para conocer el área media de la sección en el tramo de aforo.

## MEDICIÓN INDIRECTA DE LA VELOCIDAD.

### c).- UTILIZANDO CRITERIOS DE HIDRÁULICA FLUVIAL Ref. 12 y 25.

Este criterio es utilizado principalmente cuando se trata de corrientes naturales con fondo aluvial, en donde se pueden recuperar muestras de material de fondo, de las cuales al ser analizada su granulometría en el laboratorio, permiten definir los diámetros representativos necesarios, para la aplicación de las distintas fórmulas, que de acuerdo a la experiencia del usuario, se deban utilizar.

Albert Strickler (1887-1963) propuso una ecuación que relaciona el coeficiente de rugosidad  $n$  con las características granulométricas del material de fondo.

$$n = \frac{D_{50}^{1/6}}{21.1} \text{ ----- (1)}$$

En la cual,  $D_{50}$  es la mediana de los diámetros del material, en metros. El coeficiente  $n$  es cuando las unidades de  $D_{50}$  están en pies.

Para obtener el valor de  $n$  asociado a corrientes de fondo plano con material granular bien graduado y sección uniforme, pueden emplearse las siguientes ecuaciones, en donde los diámetros indicados se obtienen de la curva granulométrica del material que constituye el lecho o fondo del canal. El diámetro

representativo  $D_i$  es aquel en el que  $i$  por ciento, en peso, de partículas, es menor o igual al que  $D_i$ .

De acuerdo a Strickler (1923):

$$n = \frac{(D_{65})^{1/6}}{7.66\sqrt{g}} = \frac{(D_{65})^{1/6}}{24} \text{ ----- (2)}$$

y a Meyer-Peter and Müller (1948):

$$n = \frac{(D_{90})^{1/6}}{8.3\sqrt{g}} = \frac{(D_{90})^{1/6}}{26} \text{ ----- (3)}$$

Según Lane:

$$n = \frac{(D_{75})^{1/6}}{6.75\sqrt{g}} = \frac{(D_{75})^{1/6}}{21.14} \text{ ----- (4)}$$

En estas ecuaciones, el diámetro debe estar en metros y el coeficiente de rugosidad corresponde solamente a los granos del fondo del cauce.

Otro tipo de criterios, por ejemplo, es la obtención de  $n$  en función de la pendiente hidráulica  $S$  y del radio hidráulico  $R$  de la sección en metros:

$$n = 0.32 S^{0.38} R^{-0.16} \text{ ----- (5)}$$

Esta ecuación según Barnes, Hicks y Mason tiene un error estándar de  $\pm 30\%$  y es aplicable a ríos con gravas donde  $S > 0.002$ .

Una vez determinado el coeficiente de rugosidad  $n$ , se podrá determinar la velocidad empleando cualquiera de las ecuaciones para flujo uniforme que aparecen en el inciso d) siguiente.

La aplicación a corrientes naturales que pretende este trabajo, está enfocado principalmente a flujo con transporte de sedimentos, especialmente al período de avenidas.

No es fácil predecir la resistencia al flujo con transporte que opone el lecho de las corrientes naturales, ya que en ella están implícitos:

a).- Los cambios del fondo del cauce debido a las intensidades de variación del flujo, y

b).- algunas veces las partículas del fondo son transportadas en suspensión, lo cual incrementa la concentración y modifica las características del líquido y del flujo. La fricción es la principal acción que se opone al movimiento de un líquido.

El fondo de un cauce puede ser plano o tener ondulaciones. El fondo plano existe cuando no hay arrastre de partículas, o bien, cuando son mayores de 5 mm. En el fondo de un cauce se forman ondulaciones principalmente cuando está formado con arena, y hay transporte de dichas partículas. Existe una dependencia entre la forma y el tamaño de las ondulaciones y el tirante y la velocidad de la corriente.

Las configuraciones que pueden formarse en un fondo arenoso son:

1. Fondo plano (sin arrastre)
2. Rizos (sólo si el material es menor de 0.5 mm)
3. Dunas
4. Fondo plano (con arrastre)
5. Ondas estacionarias
6. Antidunas

Cuando aparecen las configuraciones 1, 2 ó 3, se dice que se presenta una condición en el flujo, de régimen inferior. En el caso de 5 ó 6, se dice que la condición es de régimen superior. La configuración 4 puede estar asociada a una condición de transición o pertenecer a cualquiera de los dos regímenes mencionados.

En el régimen inferior la rugosidad aumenta a medida que se avanza de fondo plano a dunas; además, en la superficie del agua no se presenta ningún tipo de onda que permita conocer la configuración del fondo. Cuando ocurre el fondo plano con arrastre, la rugosidad disminuye.

Con régimen superior, las rugosidades máximas que pueden alcanzarse son menores que las máximas que se presentan con régimen inferior. En la superficie libre del agua se aprecian ondas que indican la configuración del fondo. Así, si las ondas avanzan hacia arriba y rompen, se tienen antidunas en el fondo; si permanecen en su sitio, aunque eventualmente sean barridas, se tiene un fondo con ondas estacionarias. Ver figura 2.3.

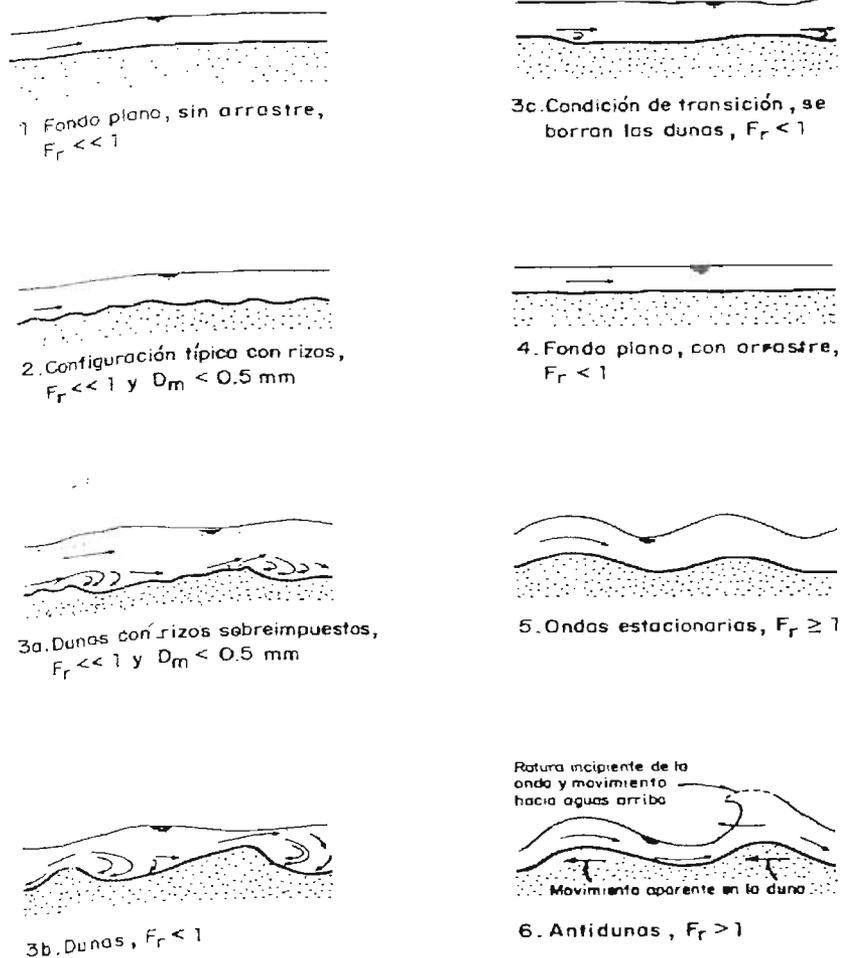


FIGURA 2.3 FORMACIÓN DE DUNAS Y ANTIDUNAS (Ref. 12.)

En lechos naturales de ríos, la resistencia total puede ser dividida en dos partes: una debida a las partículas y otra a las ondulaciones y formas del lecho; por lo cual, es posible referirse al radio hidráulico, coeficiente de rugosidad, pendiente, etc., asociado a una rugosidad total, de partículas y de formas del fondo. Aquí sólo se hará referencia a los métodos que consideran la resistencia total, en donde se considera implícitamente el efecto de ambos.

*Método de Cruickshank-Maza. Ref. 25.*

Para obtener las ecuaciones básicas para evaluar la velocidad media del flujo, estos autores tomaron en cuenta la rugosidad relativa de los granos e implícitamente, la forma del fondo debido a las variaciones del flujo. Ellos propusieron dos ecuaciones: una para un régimen inferior con rizos y dunas, y otro para régimen superior con ondas estacionarias o antidunas.

Para régimen inferior

$$U = 7.58 w_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.456} \text{-----} (6)$$

la cual se utiliza si

$$\frac{1}{S} \geq 83.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.35} \text{-----} (7)$$

Para régimen superior

$$U = 6.25 w_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.644} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.352} \text{-----} (8)$$

la cual es aplicable si

$$\frac{1}{S} \leq 66.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.382}$$

donde:  $w_{50}$  es la velocidad de caída de las partículas de diámetro  $D_{50}$ , según Rubey.

$U$	velocidad media del flujo
$d$	tirante hidráulico
$S$	pendiente hidráulica
$\gamma_s$ y $\gamma_w$	pesos específicos del sedimento y fluido
$\Delta$	$\gamma_s - \gamma_w$
$D_i$	diámetro representativo de las partículas, en el que $i$ por ciento, en peso de ellas, es menor o igual al que $D_i$ .

*Método de Garde-Ranga (1970).*

Otro de los métodos que consideran la resistencia total al flujo es el sugerido por Garde-Ranga.

$$\frac{U}{\sqrt{g \Delta D_{50}}} = K \left( \frac{R^{2/3}}{D_{50}} \right) \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.5} \text{-----} (9)$$

Donde el coeficiente  $K$  depende de la configuración del lecho del fondo; es igual a 7.66 para fondo plano sin transporte, 3.20 para rizados y dunas y 6.0 para transición y dunas.

El método presenta la desventaja de requerir conocer previamente la configuración del fondo, aunque esto se puede suponer con algo de experiencia, especialmente cuando se tienen lechos arenosos y flujo es subcrítico con el número de Froude menor de 0.5.

Este método tiene las mismas ventajas y desventajas que el método de Cruickshank-Maza.

#### *Método de Brownlie (1981).*

Este autor definió ecuaciones para calcular el gasto unitario  $q = U d$ , haciendo uso del análisis dimensional y análisis de regresión de parámetros. Para régimen inferior obtuvo la ecuación:

$$\frac{q}{\sqrt{g D^3}} = 4.57 \left( \frac{R}{D} \right)^{1.529} \frac{S^{0.389}}{\sigma_g^{0.161}} \text{-----} (10)$$

$\sigma_g$  es la desviación estándar geométrica de la curva granulométrica.

Igualmente, para calcular S, debe despejarse de la ecuación anterior en forma directa.

Referente a los métodos que subdividen la resistencia total en dos partes, una que toma en cuenta la resistencia debida a las partículas y otra debida a las formas del fondo, solamente se mencionan algunos: Método de Engelund, Alam-Lovera, Kennedy, Raudkivi y Einstein-Barbarrosa.

#### d).- SUPONIENDO FLUJO UNIFORME EN CORRIENTES NATURALES.

Referente a este criterio, la velocidad se determina mediante el empleo de las ecuaciones de flujo uniforme más conocidas como son las de: Chezy, Manning y Darcy-Weisbach. Estas fórmulas empíricas se han establecido para obtener la velocidad media en un escurrimiento a superficie libre y son las más frecuentemente utilizadas por los ingenieros de obras hidráulicas, principalmente por la sencillez de dichas expresiones y de los conceptos que involucran; y porque también las fórmulas semiempíricas, debido a la base teórica en que se apoyan, obligan a conocer la condición hidráulica de la pared o frontera, la que es función del tamaño de las asperezas y del espesor de la subcapa viscosa.

El flujo uniforme tiene los siguientes aspectos principales: (1) la profundidad, área mojada o área hidráulica, velocidad y descarga, son constantes a lo largo del canal; y (2) la línea de energía, superficie del agua y fondo del canal son paralelas: es

decir, sus pendientes son todas iguales,  $S_f = S_w = S_o = S$ . Para propósitos prácticos, el requerimiento de velocidad constante puede ser liberalmente interpretado como el requerimiento de que el flujo posee una velocidad media constante. Estrictamente hablando, sin embargo, esto debe significar que el flujo posee una velocidad constante en cada punto sobre la sección del canal dentro del tramo de flujo uniforme. Es decir, la distribución de velocidad a través de la sección del canal no es alterada en el tramo. Tal patrón estable de distribución de velocidad puede ser alcanzado cuando se ha desarrollado completamente la "capa límite".

El *flujo uniforme* es considerado sólo como permanente ya que el flujo uniforme no permanente, prácticamente no existe. En corrientes naturales, aun el flujo uniforme permanente es raro, para ríos y corrientes en estado natural raramente alguna vez experimentan la condición estricta de flujo uniforme. A pesar de esta desviación de la verdad, la condición de flujo uniforme es frecuentemente asumida en el cálculo del flujo en cursos de aguas naturales. Los resultados obtenidos de esta hipótesis se comprende que son aproximados y generales, pero ellos ofrecen una solución relativamente simple y satisfactoria para muchos problemas prácticos.

Como el flujo uniforme turbulento es el más comúnmente encontrado en problemas de ingeniería, es al que nos referiremos en general en este trabajo. El flujo uniforme no puede ocurrir a velocidades muy altas o ultrarrápidas, ya que se vuelve muy inestable y eventualmente puede arrastrar aire convirtiéndose en no permanente. Para cálculos hidráulicos la velocidad media de un flujo uniforme turbulento en canales abiertos se expresa normalmente y aproximadamente por la llamada fórmula de flujo uniforme. La mayoría de las fórmulas prácticas de flujo uniforme se pueden expresar en la siguiente forma general

$$V = C R^x S^y \text{ ----- (11)}$$

donde  $V$  es la velocidad media;  $R$  es el radio hidráulico;  $S$  es la pendiente de la energía,  $x$  e  $y$  son exponentes; y  $C$  es un factor de resistencia del flujo, variando con la velocidad media, radio hidráulico, rugosidad del canal, viscosidad y muchos otros factores.

La fórmula empírica más importante para flujo uniforme de este tipo y deducida por Chezy, sirvió de punto de partida a todas las demás, las que sin excepción pueden llegar a escribirse de la forma anterior.

Dentro de las fórmulas empíricas más utilizadas y difundidas está la de Manning, que se emplea básicamente para conductos a superficie libre y no en pocas ocasiones para conductos a presión; otra es la Darcy-Weisbach, que se aplica generalmente a tuberías. Existen muchas más, algunas de las cuales pueden verse, por ejemplo, en las Tablas 12.1 (Ref.12).

Para propósitos prácticos, el flujo en un canal natural se puede asumir uniforme bajo condiciones normales, es decir, si no hay crecidas o flujos variados en forma bien marcada, causados por la irregularidad del canal. Aplicando fórmulas de flujo uniforme a una corriente natural, se comprende que el resultado es muy aproximado ya que la condición de flujo está sujeta a más factores inciertos que los que podrían estar involucrados en un canal regular artificial. Por ejemplo, como fue destacado por Schneckenberg (1951), una buena fórmula de flujo uniforme para un canal aluvial con transporte de sedimentos y flujo turbulento debería tener en cuenta en igual forma las siguientes variables:

A	área mojada
V	velocidad media
V <sub>ms</sub>	velocidad máxima de superficie
P	perímetro mojado
R	radio hidráulico
y	profundidad máxima del área mojada
Sw	pendiente de la superficie del agua
n	un coeficiente representando la rugosidad del canal, conocido como coeficiente de rugosidad
Q <sub>s</sub>	carga de sedimento suspendido
Q <sub>b</sub>	arrastre de fondo
ρ	viscosidad dinámica del agua
T	temperatura del agua

Se han desarrollado y publicado un gran número de fórmulas prácticas de flujo uniforme, pero ninguna de estas fórmulas cumple la calificación de una buena fórmula tal como se definió arriba.

#### *Ecuación de Chézy.*

El flujo turbulento es el más común en canales naturales y en artificiales; por lo mismo, fue el primero en llamar la atención y en ser estudiado. Al respecto, el ingeniero francés Antonio Chézy en 1769 obtuvo a partir de la fórmula general para el esfuerzo cortante en el fondo, una expresión para calcular la velocidad media de un escurrimiento.

La fórmula empírica más importante para flujo uniforme y, deducida por Chézy, sirvió de punto de partida a todas las demás, las que sin excepción pueden llegar a escribirse de la forma

$$V = C \sqrt{RS} \text{ ----- (12)}$$

en la cual  $C$  es un factor de resistencia conocida como la  $C$  de Chézy. Probablemente es la primera fórmula derivada para flujo uniforme.

Esta fórmula se puede derivar matemáticamente partiendo de dos hipótesis. La primera de ellas fue hecha por Chézy y en ella estableció que la fuerza resistente que se opone al desplazamiento del flujo por unidad de área, es proporcional al cuadrado de la velocidad:  $KV^2$ , donde  $K$  es una constante de proporcionalidad. La superficie de contacto del flujo con el lecho de la corriente es igual al producto del perímetro mojado y la longitud del canal,  $PL$ . Por lo cual, la fuerza que se opone al flujo es igual a  $KV^2 PL$ . Ver figura 2.4.

La segunda hipótesis es el principio básico de flujo uniforme, el cual se cree fue planteado primero por Brahms en 1754. Él establece que, en flujo uniforme, la componente efectiva de la fuerza de gravedad que origina el escurrimiento debe ser igual a la fuerza total de resistencia. La componente efectiva de la fuerza de gravedad es paralela al fondo del canal e igual a  $\gamma A L \sin \theta = \gamma A L S$ , donde  $\gamma$  es el peso específico del agua,  $A$  es el área transversal de la sección normal al sentido del flujo,  $\theta$  es el ángulo que forma el fondo del canal con la horizontal y  $S$  es la pendiente del canal. Igualando ambas fuerzas,  $\gamma A L S = KV^2 PL$ . Como  $A/P=R$  y

haciendo  $C = \sqrt{\gamma/K}$ , donde  $C$  es un factor que depende de la naturaleza rugosa de la pared, así como la geometría de la sección hidráulica del canal, entonces la ecuación mediante la cual podemos expresar la velocidad media queda expresada como  $V = \sqrt{(\gamma/K)(A/P)S} = C \sqrt{RS}$  la cual es denominada como la fórmula de Chézy.

De aquí se concluye que lo que Chézy llegó a obtener, fue que para cada canal, la relación  $C = \frac{V}{\sqrt{RS}}$  era constante e igual para canales similares.

La ecuación de Chézy es poco útil, dado que para aplicarla se necesita conocer el valor de la constante  $C$ . Si se logra una expresión para la determinación de  $C$ , este problema estaría resuelto, y es lo que varios autores como Darcy (1855), Bazin (1862, 1865, 1897), Ganguillet y Kutter (1869), y más recientemente Powell (1950), intentaron. Como las expresiones para  $C$  eran muy elaboradas, investigadores como Gauckler (1867 y 1868), Hagen (1881), Vallot (1887) y Thrupp (1888) obtuvieron, cada uno por su parte, que el coeficiente  $C$  era una función del radio hidráulico elevado a la  $1/6$ . Posteriormente, en 1889, Robert Manning propuso una expresión para valuar  $V$ , similar a la de los cuatro anteriores, la cual alcanzó gran popularidad por su simplicidad, como se verá cuando tratemos esta fórmula.

Las dimensiones de  $C$  son  $[L^{1/2} T^{-1}]$

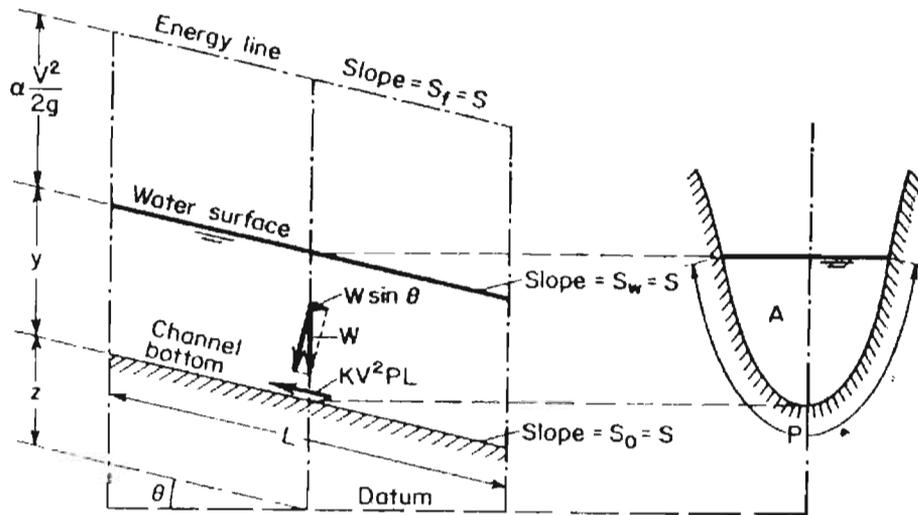


FIGURA 2.4 DIAGRAMA PARA LA DEDUCCIÓN DE LA FÓRMULA DE CHÉZY (Ref. 14, Fig. 5.2, pág. 93)

#### Ecuación de Manning.

Entre los intentos llevados a cabo para valuar el coeficiente  $C$  de Chézy, está el del ingeniero irlandés Robert Manning, quien entre 1889 y 1891 (Ref. 20) sugirió una ecuación para la determinación de la velocidad media en canales abiertos que tiempo después para unidades métricas tomó la forma:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{----- (13)}$$

en donde

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \quad \text{----- (14)}$$

y  $n$  es un factor de fricción denominado coeficiente de rugosidad de Manning, el cual únicamente depende de la rugosidad de la pared, por lo que para la aplicación de la ecuación de la velocidad sugerida por Manning, actualmente se puede recurrir a tablas en donde se da el valor de  $n$  en función del tipo de material de la pared del canal.

La fórmula de Manning es destinada únicamente a canales y cauces con flujo turbulento y paredes hidráulicamente rugosas; para canales con paredes hidráulicamente lisas o intermedias, es preferible utilizar fórmulas semiempíricas.

Para la derivación del exponente de  $R$ , se hizo uso de datos experimentales de Bazin sobre canales artificiales publicados en París en 1865 en el artículo "Recherches hydrauliques". Para diferentes formas y rugosidades, el valor medio del exponente se encontró que varía desde 0.6499 hasta 0.8395. Considerando estas variaciones, Manning adoptó un valor aproximado de  $2/3$  para el exponente.

Para la aplicación de la fórmula de Manning, la más grande dificultad reside en la determinación del coeficiente de rugosidad  $n$  pues no hay un método exacto para seleccionarlo. En el estado actual de conocimiento, el seleccionar un valor de  $n$  actualmente significa estimar la resistencia al escurrimiento en un canal dado, lo cual es realmente un asunto intangible. Para ingenieros veteranos, esto significa el ejercicio de un profundo juicio de ingeniería y de experiencia; para los novatos, puede ser no más de una adivinanza, y diferentes individuos obtendrán resultados diferentes.

Para corrientes naturales el valor promedio que se maneja de coeficiente de rugosidad de Manning es de 0.035, y un error de 0.001 en el valor de  $n$  representa aproximadamente el 3% en el caudal, evaluado mediante esta forma.

Generalmente, para la determinación apropiada del coeficiente de rugosidad se mencionarán cuatro caminos: (1) comprender los factores que afectan el valor de  $n$  y así adquirir un conocimiento básico del problema y reducir el rango de suposiciones, (2) consultar un cuadro de valores típicos de  $n$  para canales de varios tipos, (3) examinar y familiarizarse con la apariencia de algunos canales típicos cuyos coeficientes de rugosidad son conocidos, y (4) determinar el valor de  $n$  a través de un procedimiento analítico basado en la distribución teórica de la velocidad en la sección transversal del canal y sobre los datos de medida de velocidad o coeficientes de rugosidad.

No es común que los ingenieros piensen que un canal tenga un valor único de  $n$  para todas las ocasiones. En realidad, el valor de  $n$  es muy variable y depende de una cantidad de factores. Al seleccionar un valor adecuado de  $n$  para diferentes condiciones de diseño, un conocimiento básico de estos factores debe ser considerado de gran utilidad. A continuación se mencionan los factores que ejercen mayor influencia en el coeficiente de rugosidad tanto en canales artificiales como naturales. Debe hacerse notar que estos factores son en cierto modo interdependientes.

*Rugosidad de la superficie.* La rugosidad de la superficie se representa por el tamaño y la forma de los granos del material que forma el perímetro mojado y que producen un efecto retardante sobre el flujo. Muy a menudo, este factor es considerado como el único al seleccionar un coeficiente de rugosidad, y sin embargo es sólo uno de los valores importantes. En general, la rugosidad aumenta o disminuye de igual manera que el tamaño de los granos.

*Vegetación.* La vegetación puede ser vista como una clase de rugosidad superficial, pero también reduce ampliamente la capacidad del canal y retarda el flujo. Este efecto depende principalmente de la altura, densidad, distribución y tipo de vegetación, y es muy importante en el diseño de canales pequeños de drenaje.

*Irregularidad del canal.* La irregularidad del canal comprende irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal, tamaño y forma a lo largo del canal. En canales naturales, irregularidades debidas a la presencia de las formas de fondo aluvial, introducen rugosidades adicionales a las de la rugosidad de la superficie.

*Alineamiento del canal.* Curvas suaves con radios grandes darán un valor relativamente bajo de  $n$ , mientras que curvaturas agudas con meandros severos aumentarán el valor de  $n$ . La curvatura puede inducir la acumulación de material en algunas zonas del canal y así aumentar el valor de  $n$ .

*Depósitos y socavaciones.* En general, los depósitos de material pueden cambiar un canal muy irregular en uno comparativamente uniforme y disminuir  $n$ , mientras que la erosión puede ocasionar lo contrario.

*Obstrucción.* La presencia de troncos, pilas de puentes y similares, tienden a aumentar el valor de  $n$ . El aumento depende de la naturaleza de la obstrucción, sus dimensiones, forma, número y distribución.

*Tamaño y forma del canal.* No hay evidencia definitiva acerca de que el tamaño y forma del canal sea un factor importante que afecta el valor de  $n$ , dependiendo de la condición del canal.

*Nivel y caudal.* El valor de  $n$  en la mayoría de las corrientes decrece con el aumento en el nivel y en el caudal. Cuando el agua está baja, las irregularidades del fondo del canal influyen más como efecto retardante del escurrimiento, aunque también,  $n$  puede aumentar para niveles altos del escurrimiento si las márgenes son rugosas, accidentadas o con vegetación.

*Cambio estacional.* Debido al crecimiento estacional de las plantas acuáticas, pasto, hierbas, arbustos y árboles en el canal o en las márgenes, el valor de  $n$  puede aumentar.

*Material suspendido y transporte de fondo.* El material suspendido y el transporte de fondo, esté en movimiento o no, consumiría energía y ocasionaría pérdidas de carga o aumentaría la rugosidad aparente del canal.

Todos los factores mencionados deben ser estudiados y evaluados con respecto a las condiciones relativas al tipo de canal, estado del flujo, grado de mantenimiento y

otras consideraciones relativas. Todo ello provee una base para determinar el valor adecuado de  $n$  para un determinado problema.

Tabla 2.1. Algunas fórmulas de fricción del tipo de la de Manning

AUTOR Y FECHA	FÓRMULA	COMENTARIOS
Gauckler (1867-1868)	$V = \alpha^2 R^{2/3} S^{1/2}$	Datos experimentales de Darcy-Bazin de 1865. Válida para canales con $S > 0.0007$ .
Hagen (1881)	$V = 43.7 R^{2/3} S^{1/2}$	Válida para el canal Ganges, según datos de Cunningham (1880).
Vallot (1887)	$V = 67 R^{2/3} S^{1/2}$	Para flujo en tuberías.
Thrupp (1888)	$V = \frac{1}{C} R^{2/3} S^{1/2}$	Datos de Darcy-Bazin de 1865 y otros.
Manning (1891)	$V = C R^{2/3} S^{1/2}$	Fórmula aplicable a tuberías, canales y ríos. Utilizó 34 resultados experimentales de Darcy-Bazin y verificó con 170 experimentos de cinco investigadores. Al discutirse su fórmula aclaró que el recíproco de la $C$ correspondía de manera bastante aproximada a la $n$ de Ganguillet-Kutter, pero no recomendó utilizar $1/n$ en lugar de $C$ .
Foss (1894)	$V = C^{1/2} R^{2/3} S^{1/2}$	Recomendada cuando la $n$ de Ganguillet-Kutter varía entre 0.020 y 0.035.
Crimp y Bruges (1895)	$V = 124 R^{2/3} S^{1/2}$	Datos de Darcy y Bazin de 1865. Válida para drenajes y tubos de hierro.
Tutton (1896, 1899, 1900)	$V = \frac{1.54}{n} R^{2/3} S^{1/2}$	Válida en sistema inglés para tubos y canales. La $n$ es la de Ganguillet y Kutter.
Yarnell y Woodward (1920)	$V = 138 R^{2/3} S^{1/2}$	Tubos de barro cocido (teja) y concreto de 4 a 12 pulgadas de diámetro.
Strickler (1923)	$V = k R^{2/3} S^{1/2}$	La bautizó como segunda fórmula de Gauckler. Válida para ríos, canales y tuberías con diámetro mayor de 10 cm.

En estas ecuaciones, los coeficientes  $\alpha$ ,  $C$ ,  $n$  y  $k$  son de resistencia que dependen de la rugosidad de las fronteras.

Quien primero utilizó el término *fórmula de Manning*, fue Flamant; en su libro de 1891 la presentó como

$$V = C_1 R^{2/3} S^{1/2} \text{ ----- (15)}$$

donde

$$C_1 = \frac{1}{n}$$

en donde  $n$  es el coeficiente de Ganguillet y Kutter.

Willcocks y Holt en su libro, escrito en inglés en 1899, denominaron a la fórmula (15) como fórmula de Manning y la escribieron, para el sistema métrico, como

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \text{ ----- (16)}$$

En 1900, Church la denominó como fórmula de Manning y la presentó como

$$V = C R^{1/6} \sqrt{RS} \text{ ----- (17)}$$

En 1901, Bovey la escribió en su libro, para sistema inglés, como

$$V = \frac{1.486}{n} R^{2/3} S^{1/2} \text{ ----- (18)}$$

Por su parte, Orbeck, Ward y Henderson cambiaron, en 1916, el nombre de  $n$  de Ganguillet y Kutter por  $n$  de Manning.

En suma, la conocida fórmula de Manning debería llamarse, en justicia, fórmula de Gauckler-Manning.

#### *Fórmula de Darcy-Weisbach.*

Weisbach en 1845 propuso una ecuación con un coeficiente adimensional. En 1854, Darcy presentó su estudio acerca del flujo en tubos. La fórmula que ellos propusieron y usaron para la estimación de la velocidad es:

$$V = \sqrt{\frac{8gRS}{f}} = \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{RS} \text{ ----- (19)}$$

donde  $f$  es el factor de fricción adimensional de Darcy-Weisbach, y puede ser obtenida del diagrama universal de Moody. Esta ecuación puede ser aplicada a canales y corrientes sin transporte de sedimentos, considerando que el número de Reynolds (relación entre las fuerzas de inercia y viscosas) para tubos es  $R_e = \frac{VD}{\nu}$ , y para canales  $R_e = \frac{4VR}{\nu}$ , dado que  $D=4R$ . Aquí,  $\nu$  [ $cm^2 / seg$ ] es la viscosidad cinemática del agua,  $V$  [ $cm / seg$ ] la velocidad del flujo y  $D$  [ $cm$ ] el diámetro del tubo.

La pérdida de carga por fricción  $h_f$  en tubos se evalúa mediante

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \text{ ----- (20)}$$

donde el factor de fricción adimensional  $f$  es función de la rugosidad  $\varepsilon$  de las paredes interiores del tubo y el número de Reynolds del flujo en el tubo  $R_e$ , esto es  $f = f(\varepsilon, R_e)$ ;  $L$  es la longitud y  $D$  es el diámetro del tubo, y ambos están en metros. En el diagrama universal de Moody, para obtener  $f$  para tubos se tiene que considerar la rugosidad relativa como  $\varepsilon/D$  y para canales  $\varepsilon/4R$ .

De esta ecuación se puede derivar la pendiente de fricción  $S_f$ , la cual expresa la pérdida de energía por unidad de longitud del tubo

$$S_f = \frac{h_f}{L} = \frac{f V^2}{D 2g} \text{ ----- (21)}$$

En todos los casos, el problema fundamental consiste en la determinación de los coeficientes de resistencia,  $C$ ,  $n$  y  $f$ , de Chézy, Manning y Henry Darcy-Julius Weisbach, respectivamente.

$$C = \frac{V}{\sqrt{RS}} \quad ; \quad n = \frac{1}{V} R^{2/3} S^{1/2} \quad ; \quad f = \frac{8g}{V^2} RS$$

Cuya relación está determinada por

$$\frac{C}{\sqrt{g}} = \sqrt{\frac{8}{f}} = \frac{1}{\sqrt{g}} \frac{R^{1/6}}{n} \text{ ----- (22)}$$

A pesar de que la ecuación de Manning es la más empírica, es la más utilizada. Mediante la comparación de las características físicas de la corriente de interés con las referencias bibliográficas que ejemplifican coeficientes de rugosidad determinados directamente, se puede tener una buena aproximación en la determinación de la velocidad media, ya que las variables geométricas de la sección de la corriente son fáciles de determinar. Como ejemplo bibliográfico donde se pueden consultar valores de "n" de Manning, ver Ref. 16: "Roughness Characteristics of Natural Channels" del U. S. Geological Survey, Water Supply Paper 1849, de Harry H. Barnes, Jr., 1967; que contiene fotografías a color y describe datos de 50 ríos de los Estados Unidos, para los cuales fueron determinados sus coeficientes de rugosidad.

#### e).- OTRAS FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA EL CÁLCULO DE PÉRDIDAS POR FRICCIÓN.

A través de la historia de la civilización los ingenieros hidráulicos han diseñado y construido sistemas para transportar agua y satisfacer con ello las necesidades de la población. Al principio, muchos de esos diseños fueron basados en fórmulas empíricas, las cuales fueron desarrolladas con base en la experiencia derivada de trabajar con el agua bajo ciertas condiciones en un rango específico. Normalmente no tienen una base analítica. Por esta razón, las fórmulas empíricas no son dimensionalmente correctas y solamente pueden ser aplicables a condiciones y rangos específicos.

Uno de los mejores ejemplos es la fórmula de Hazen-Williams, la cual fue desarrollada para el flujo en tubos cuyo diámetro fuera mayor o igual que 5 cm y para velocidades menores o iguales a 3 m/s. Esta fórmula ha sido ampliamente usada para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua en los Estados Unidos. La fórmula, originalmente desarrollada para el sistema inglés, ha sido escrita para el S.I. en la forma

$$V = 0.85 C_{HW} R^{0.63} S^{0.54} \text{ ----- (23)}$$

$$V = 0.355 C_{HW} D^{0.63} S^{0.54} \text{ ----- (24)}$$

La primera utilizada para canales y la segunda para tubos. El coeficiente  $C_{HW}$  no es función de las condiciones del flujo como el número de Reynolds, solamente depende de la rugosidad de las paredes interiores del tubo, para lo cual en diversas bibliografías aparecen tablas donde se exponen valores de este coeficiente, para diversos tipos de material.

### 2.2.1.1.2.- OBTENCIÓN DEL ÁREA HIDRÁULICA.

La sección transversal de una corriente es la que corresponde a la sección transversal del prisma de agua que se mueve a lo largo del cauce. Esta sección queda limitada, en la parte superior por la superficie del agua que es prácticamente recta y horizontal; y por las paredes del cauce que forman los lados y el fondo.

Para conocer en una corriente la forma de dicha sección transversal, generalmente se emplean dos métodos: un levantamiento topográfico detallado cuando las condiciones hidráulicas de la corriente lo permitan y, un proceso de sondeos realizado en la sección de interés. Del levantamiento topográfico se deducen todos los parámetros inherentes a la sección para cualquier elevación, los cuales se pueden emplear para el cálculo del gasto, una vez conocida la velocidad del flujo en el tramo elegido.

El método topográfico entraña la ventaja que la información del levantamiento sirve para cualquier elevación del agua, lo que evita que se esté continuamente determinando el área correspondiente para cada elevación del agua en la sección. Sin embargo, no es muy recomendable si la sección no es estable, y varía significativamente con el tiempo la configuración del fondo.

En corrientes donde las avenidas son de poca duración y cuyo fondo es prácticamente invariable, resulta conveniente obtener cuidadosamente un perfil de su sección transversal, por medio de sondeos, o con un nivel fijo y estatal, a fin de practicar después los aforos, observando ya únicamente las velocidades.

En este capítulo se abundará más en la determinación del área de la sección hidráulica por medio de sondeos. Para ello, es menester medir de tramo en tramo la profundidad del agua mediante sondeos, siendo los resultados más precisos a medida que éstos son más próximos entre sí. El sitio exacto para definir cada uno de los sondeos se identifica generalmente mediante un cable marcado (cable de fichas), cuyas distancias están referidas a un punto fijo escogido como punto de partida. Ver figura 2.5 y tabla 2.2.

El espaciamiento entre los sondeos variará de acuerdo con la anchura de la sección y la irregularidad del fondo. En corrientes muy anchas y en las que la profundidad es muy uniforme, se harán más espaciadas estas medidas que en las corrientes pequeñas o en donde la profundidad es muy variable. Como una guía, los sondeos deberán hacerse con los espaciamientos que se recomiendan en la siguiente tabla, de acuerdo con la anchura de la corriente.

Tabla 2.2.- Espaciamientos recomendados para los sondeos.

ANCHURA		ESPACIAMIENTO
Hasta 1.20 m		0.10 m.
De	1.20 a 3.00 m.	0.20 m.
De	3.00 a 5.00 m.	0.30 m.
De	5.00 a 8.00 m.	0.40 m.
De	8.00 a 12.00 m.	0.50 m.
De	12.00 a 18.00 m.	0.80 m.
De	18.00 a 25.00 m.	1.00 m.
De	25.00 a 35.00 m.	1.50 m.
De	35.00 a 50.00 m.	2.00 m.
De	50.00 a 70.00 m.	3.00 m.
De	70.00 a 100.00 m.	4.00 m.
De	100.00 m. en adelante	5.00 m.

En las corrientes extraordinariamente anchas, de entrada, resulta inoperante utilizar cables de acero para cruzarlas y practicar las mediciones. Para ello se utilizan otros métodos como el uso de botes o apoyándose en estructuras como los puentes, si estos existen en el sitio.

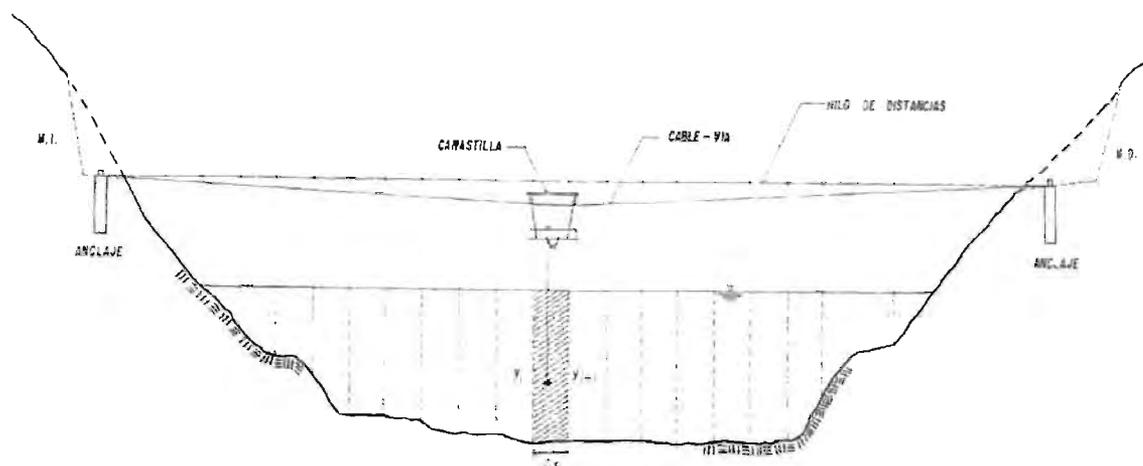
El número de sondeos en la sección dependerá de la irregularidad de la misma y de la precisión con que se quiera determinar el área de la misma, apelando al buen criterio del aforador.

La determinación de la distancia vertical que hay entre la superficie del agua y un punto del fondo del cauce (tirante), constituye un sondeo, el cual se puede realizar por medio de una sonda rígida o flexible.

La sonda rígida se emplea en caso de pequeñas corrientes, que tienen poca profundidad y está constituida por una varilla metálica o de madera, la cual puede estar graduada. Este método se conoce como de vadeo y normalmente el aforador realiza las mediciones en forma directa, caminando a lo largo de la sección.

La sonda flexible, que es la más usada, está constituida esencialmente por un cuerpo pesado, generalmente de plomo y en forma de torpedo, denominado escandallo, sujeto a un cable llamado sondaleza o cable de sondeo, el cual generalmente está dividido en metros, obteniéndose la profundidad por la lectura directa de éstas.

Cuando la velocidad de la corriente sea mayor de 2.5 m/s., deben suprimirse los sondeos para la determinación de la sección por ser difícil y riesgoso realizarlos, estimando ésta solamente por la lectura de escala y utilizando las secciones determinadas con sondeos efectuados con anterioridad, cuando la velocidad era menor. La determinación de la velocidad se realiza superficial, reduciéndola posteriormente mediante un factor (0.85), para referirla a la media en la vertical. Este tipo de aforos se denominan *referenciados*.



SECCION DE AFOROS CON CABLE-CANASTILLA

FIGURA 2.5 SECCIÓN DE AFOROS

### 2.2.2.- MÉTODOS INDIRECTOS.

Un objetivo fundamental de una dependencia gubernamental relacionada con los recursos hidráulicos, puede ser, conocer la disponibilidad del agua superficial. Este conocimiento general debe estar basado en los registros de estaciones de aforo y disponer de información necesaria y suficiente para prever eventos poco comunes como son las inundaciones o sequías, donde quiera que puedan ocurrir. O como ya se ha mencionado en el capítulo uno de este trabajo, los registros de los escurrimientos en forma bien definida, es necesaria para el diseño de diversas obras de infraestructura que el hombre necesita para crear un entorno físico más seguro y cómodo.

En la actualidad existe una gran demanda de información referente a los niveles y descargas correspondiente a grandes avenidas ocurridas en muchas corrientes. Mediante la recopilación de esta información en forma más precisa en el tiempo y el espacio en que ocurren estos fenómenos, es posible elaborar planes y programas de prevención de daños en las zonas donde son más frecuentes.

La medición de las elevaciones máximas y la definición adecuada del ajuste de curvas elevaciones-gastos han sido descuidadas en los últimos años. Como prueba de esto, los trabajos de "DIAGNÓSTICO SOBRE INUNDACIONES OCURRIDAS EN LAS PRINCIPALES CUENCAS DE LA REPÚBLICA MEXICANA", elaborados por el CENAPRED en el ÁREA DE RIESGOS HIDROMETEOROLÓGICOS, hace referencia al desconocimiento de los gastos asociados a grandes avenidas

históricas, de las cuales a veces solamente se conocen las elevaciones máximas. Además, muchos de los gastos máximos asociados a estas elevaciones altas, fueron deducidos mediante métodos poco confiables, como lo es la extrapolación de curvas elevaciones-gastos sin las bases teóricas suficientes. Algunas veces, estas curvas fueron prolongadas mediante ajustes logarítmicos de las mismas, y los datos deducidos de ellos han sido publicados por las dependencias responsables de esas mediciones, sin considerar los posibles errores que ello conlleva.

Generalmente, se recurre al empleo de los métodos indirectos para la determinación de los gastos asociados a grandes elevaciones, cuando debido a las limitantes físicas, la falta de la infraestructura necesaria, o la falla de la infraestructura existente, no es posible recurrir a la aplicación de los métodos directos.

Al presentarse una avenida, el nivel del agua en muchas corrientes asciende y desciende tan rápidamente que el tiempo es insuficiente para practicar aforos directos utilizando molinetes o flotadores para medir la velocidad. También es frecuente que al ocurrir una avenida la corriente acarrea gran cantidad de cuerpos en suspensión o inclusive, puede llegar a destruirse la infraestructura instalada para la práctica de los aforos directos.

En casos como éstos y ante la imposibilidad material de efectuar aforos directos de la creciente, se recomienda el empleo de algunos de los procedimientos que a continuación se describen, y de ser posible, pueden emplearse varios de ellos, a fin de poder comparar resultados y poder elegir el más adecuado.

#### 2.2.2.1.- MÉTODO DE SECCIÓN-PENDIENTE HIDRÁULICA.

El empleo de los métodos indirectos normalmente es a posteriori, es decir, una vez que ha pasado la avenida, cuyo gasto asociado a la elevación máxima no pudo ser medido directamente.

El procedimiento general para cualquier tipo de medición indirecta consta de tres partes:

*Primero* realizar el levantamiento de las huellas máximas del agua, para definir la pendiente hidráulica  $S_w$  entre dos puntos extremos de un tramo del escurrimiento;

*Segundo*, determinar a detalle la geometría de las secciones transversales del canal (área y perímetro mojado), y

*Tercero*, definir las características de rugosidad del tramo empleado (coeficiente de rugosidad  $n$ ). De estas tres partes, la última de ellas es la más difícil de determinar con precisión, lo cual le resta cierta ventaja a este método.

Los principios hidráulicos para el empleo del método de sección-pendiente radican en que, en cualquier tramo de la corriente, existe una relación entre la pendiente de la superficie del agua, las características físicas del canal y el gasto.

El perfil de la superficie libre del agua es un elemento muy importante en el empleo de mediciones indirectas, pero tan importante como esto es conocer su variación dentro del tramo en consideración, ya que estos cambios en el perfil son el resultado de (1) las pérdidas de energía debido a la rugosidad, almacenamiento, abatimiento, etc. y (2) la aceleración. Para tramos relativamente uniformes de canal, el cambio en el perfil de la superficie del agua resulta principalmente de la rugosidad del fondo y puede considerarse similar a la pendiente de energía.

En el método de sección-pendiente, el gasto  $Q = AV$  es calculado partiendo de la suposición de flujo uniforme, considerando las características geométricas del canal (área y perímetro mojado), el perfil del espejo del agua  $S_w$  y el coeficiente de rugosidad  $n$ . La variación del perfil de la superficie del agua en un tramo más o menos uniforme del canal representa las pérdidas causadas por la rugosidad del fondo del canal. Generalmente, este método se emplea para la determinación de gastos picos. Se ha encontrado que cuando el gasto es pequeño en una corriente, la pendiente de la superficie del agua  $S_w$  es aproximadamente un tercio de la pendiente del fondo del cauce  $S_o$ ; mientras que para gastos asociados a avenidas extraordinarias, ambas pendientes tienden a ser aproximadamente iguales. Esto representa una ventaja para la aplicación de este método a avenidas grandes, ya que la pendiente hidráulica puede ser muy similar a la pendiente de la línea de energía y en el caso de que no se pueda obtener la pendiente hidráulica, se puede trabajar con la pendiente del fondo  $S_o$  deducida de levantamientos o cartas topográficas.

Sin embargo, se debe tener cuidado, ya que este comportamiento no es general para todas las corrientes, pues mientras en algunas la pendiente aumenta para avenidas grandes, para otras ocurre lo contrario.

Para la aplicación del método sección-pendiente, se puede emplear cualquiera de las variantes conocidas de la ecuación de Chézy, de las cuales, la más común es la de Manning, mayormente empleada por su simplicidad. La experiencia que a través de su uso se ha acumulado, sigue justificando su empleo.

La ecuación de Manning para determinar la velocidad media  $V$  en el tramo de interés de la corriente como la hemos expresado en incisos anteriores es

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

la cual fue desarrollada originalmente para flujo uniforme. Sin embargo, a pesar de que difícilmente en las corrientes naturales ocurre este régimen de flujo, la necesidad sigue justificando su uso.

En esta ecuación:

$V$ = velocidad media de la corriente (m/s).

$n$ = coeficiente de rugosidad que depende de la naturaleza del cauce.

$R$ = radio hidráulico de la sección, que expresa la relación entre el área de la sección  $A$ , en metros cuadrados y el perímetro mojado  $P$ , en metros.

$S$ = pendiente hidráulica, que es aproximadamente, el cociente que resulta de dividir la diferencia de elevaciones promedio del espejo del agua en los extremos del tramo elegido, entre la distancia que los separa por el eje de la corriente; es decir,

$$S_w = \frac{\Delta H}{L}.$$

La longitud del tramo seleccionado para la aplicación del método sección-pendiente se recomienda que no sea menor de seis veces el ancho de la superficie de la corriente  $L \geq 6B$ , para la elevación de que se trate, aunque en la práctica esta condición resulta difícil de conseguir debido a la poca regularidad de las corrientes naturales.

Para la aplicación de este método utilizando cualquier ecuación para flujo uniforme, como puede ser la ecuación de Manning, lo más complejo es determinar en forma apropiada el coeficiente de rugosidad  $n$ , ya que las condiciones del material de fondo pueden variar a lo largo del perímetro de cualquier sección transversal y más aun a lo largo del tramo seleccionado de la corriente. Sin embargo, para fijar un valor medio del coeficiente de rugosidad de Manning para el tramo seleccionado, se puede recurrir a la aplicación de los criterios empleados para secciones compuestas (método de Horton y Einstein; método de Pavlosvki, Mühlhofer y Banks; además del método de Loter), para cada una de las secciones transversales que se seleccionen a lo largo del tramo.

Otro criterio muy empleado es recurrir a tablas en donde se relaciona el coeficiente de rugosidad con el material de fondo de la corriente y en otras ocasiones, comparando las características físicas del tramo del cauce con fotografías de corrientes "similares" en las cuales ha sido determinado el coeficiente en forma directa; como ejemplo el contenido de la Referencia 16.

Las ecuaciones como la de Manning, fueron desarrolladas para flujo uniforme, cuando  $S_f = S_w = S_o$ , y las características geométricas del canal permanecen constantes para el tramo seleccionado. Sin embargo, a falta de una mejor solución, se supone que estas ecuaciones también son válidas para aplicarse a tramos de

corrientes no uniformes, siempre y cuando, la pendiente empleada en las fórmulas contemple las pérdidas debidas a la fricción producida por el fondo del canal.

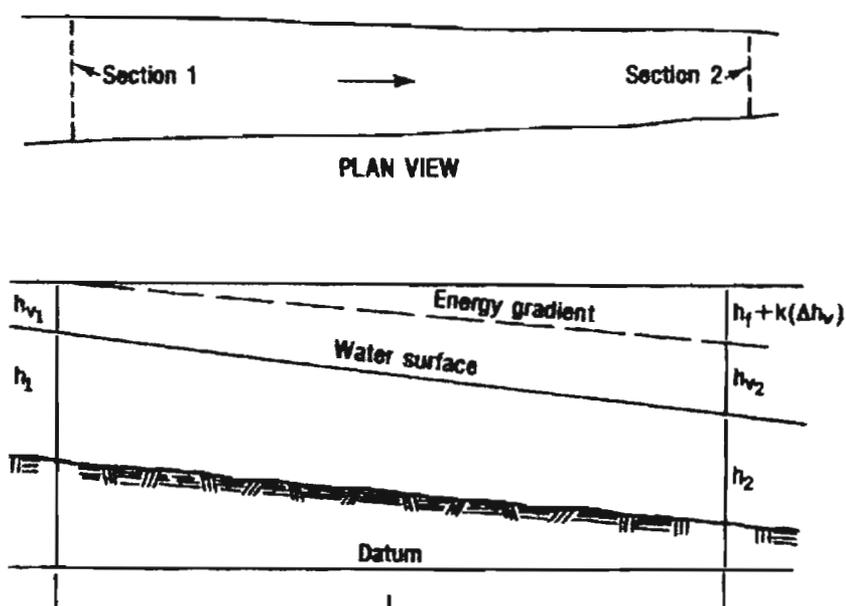


FIGURA 2.5 PERFIL PARA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DE SECCIÓN-PENDIENTE. (Ref. 16, pág. 9 y Ref. 19, pág. 157)

La deducción de la ecuación de la energía para un tramo de canal no uniforme entre dos secciones extremas 1 y 2, con apoyo en la figura 2.5, se expresa como:

$$(h + h_v)_1 = (h + h_v)_2 + (h_f)_{1,2} + k(\Delta h_v)_{1,2}$$

Donde:

- $h$  elevación de la superficie del agua en la sección respectiva, 1 ó 2, con relación a un plano de referencia común, como lo puede ser el nivel del mar, u otro arbitrario.
- $\Delta h$  diferencia de elevación del espejo del agua entre la sección 1 y la 2.
- $h_v$  carga de velocidad en la sección respectiva =  $\alpha V^2 / 2g$
- $h_f$  pérdida de energía debido a la fricción en el tramo
- $\Delta h_v$  diferencia de carga de velocidades entre las secciones 1 y 2 del tramo
- $k(\Delta h_v)$  pérdida de energía debido a la aceleración o desaceleración de la velocidad debido a la contracción o expansión del tramo, y
- $K$  coeficiente que se toma como cero para contracción y 0.5 para expansión del tramo.

El coeficiente de velocidad  $\alpha$  normalmente se considera como la unidad.

La pendiente de fricción  $S_f$  que se utiliza entonces para sustituirla en la ecuación de Manning es

$$S_f = \frac{h_f}{L} = \frac{\Delta h + \Delta h_v - k(\Delta h_v)}{L} \text{ ----- (25)}$$

Siendo  $L$  la distancia entre ambas secciones y  $k$  es un coeficiente o número de veces por lo que hay que afectar la diferencia de cargas de velocidades entre la sección 1 y 2, para determinar las pérdidas por contracción o expansión.

Si  $(\Delta h_v)_{1,2} = \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \leq 0$ , ello implica una contracción hacia aguas abajo del cauce y para entonces,  $k=0$ , y la pendiente de fricción queda como  $S_f = \frac{h_f}{L} = \frac{\Delta h + \Delta h_v}{L}$ . Por otra parte, si  $(\Delta h_v)_{1,2} = \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} > 0$ , implica que el canal se expande hacia aguas abajo y  $k=0.5$ , y la pendiente de fricción queda entonces como

$$S_f = \frac{h_f}{L} = \frac{\Delta h + \Delta h_v (1 - k)}{L}.$$

Para el empleo de la ecuación de Manning, el factor de transporte lo designamos como  $K = \frac{AR^{2/3}}{n}$  el cual involucra las características geométricas y físicas del canal, y se calcula para cada una de las secciones 1 y 2.

El factor de transporte promedio del canal *no uniforme* es la media geométrica de los factores de transporte de las secciones 1 y 2, ubicadas a los extremos del tramo. Es decir,  $K = \sqrt{K_1 K_2}$ , por lo que el gasto se puede calcular como:

$$Q = \sqrt{K_1 K_2} S = K \sqrt{S} \text{ ----- (26)}$$

De esta manera, la fórmula de Manning es aplicada a flujo gradualmente variado en canales naturales. Sin embargo, nuevamente en este método, el valor que implica mayor incertidumbre en su determinación es el coeficiente de rugosidad de Manning  $n$ .

### 2.2.2.1.1.- MÉTODO SIMPLIFICADO DE SECCIÓN Y PENDIENTE HIDRÁULICA.

En 1976, H. C. Riggs en su trabajo denominado "A SIMPLIFIED SLOPE-AREA METHOD FOR ESTIMATING FLOOD DISCHARGUES IN NATURAL CHANNELS", editado en el Jour. Research U. S. Geol. Survey, Vol. 4, No. 3, May-Jun 1976, p. 285-291 (Ref. 17); analizando los datos contenidos en el trabajo editado por Harry H. Barnes Jr. en el U. S. Geological Survey Water-supply paper 1849 en 1967, "ROUGHNESS CHARACTERISTICS OF NATURAL CHANNELS", (Ref. 16), encontró que en las corrientes naturales, se muestra una estrecha relación entre su coeficiente de rugosidad  $n$  y la pendiente hidráulica  $S_w$ , a pesar de que en la práctica hasta entonces habían sido considerados independientes. Él supuso que ambos parámetros están estrechamente relacionados y que solamente es necesario utilizar uno de ellos en el cálculo de la descarga. De esta forma, propuso un método simplificado de sección-pendiente, en el cual **no** es necesaria la estimación subjetiva del coeficiente de rugosidad  $n$ . Con la suposición de que la pendiente reemplaza al coeficiente de rugosidad  $n$  y que el radio hidráulico  $R$  está estrechamente relacionado con el área de la sección transversal  $A$ , redujo la ecuación de Manning, a un modelo del tipo:

$$Q = a A^b S^e \text{ ----- (27)}$$

siendo  $S$  la pendiente de la superficie del agua.

Al analizar los datos del trabajo de Barnes (1967), Riggs (1976) determinó que la relación con la pendiente de la ecuación anterior no es lineal. Su análisis arrojó como resultado la siguiente ecuación para unidades inglesas ( $Q$  en  $ft^3/s$ ,  $A$  en  $ft^2$ , y  $S$  *adimensional*), la cual es la base del método simplificado,

$$\log Q = 0.366 + 1.33 \log A + 0.05 \log S - 0.056 (\log S)^2 \text{ ---- (28)}$$

mientras que para unidades métricas ( $Q$  en  $m^3/s$  y  $A$  en  $m^2$ ), se expresa como:

$$\log Q = 0.53 + 1.295 \log A + 0.316 \log S \text{ ----- (29)}$$

El área  $A$  empleada es el promedio de al menos tres secciones transversales seleccionadas en el tramo de aforos de la corriente y para que la pendiente hidráulica sea lo más representativa, la longitud del tramo debe ser de al menos 4 ó 5 veces el ancho de la sección para la elevación máxima de que se trate, así como también, se debe establecer la elevación o profundidad a que corresponda cada uno de los gastos estimados, con el objeto de asociarlos a una relación escala-gasto. Para el empleo de este método es más deseable que se trate de un tramo de corriente uniforme, y que no tenga desbordamientos, remansos, cambios bruscos de sección o ingreso de tributarios.

Una de las ventajas que ofrece además este método, consiste en que cuando las huellas de la avenida máxima no sean muy confiables para la determinación de la pendiente hidráulica, se puede emplear la pendiente del fondo del cauce.

El error estándar mediante el empleo de este método es de aproximadamente 20%, lo cual fue determinado por Riggs al probar la primera de ambas ecuaciones en 44 pruebas utilizando datos no empleados en su derivación, llegando a la conclusión de que los resultados fueron buenos y el método ofrece las siguientes ventajas:

- (1) No se requiere la estimación subjetiva del coeficiente de rugosidad  $n$ ; ya que tanto el área de la sección transversal  $A$ , como la pendiente  $S_w$  pueden ser medidas.
- (2) Es deseable contar con las marcas del espejo del agua a lo largo del tramo del cauce seleccionado, pero es suficiente con determinar adecuadamente las huellas solamente en los extremos del mismo.
- (3) El cálculo del gasto es sencillo y proporciona un buen resultado ya sea como único dato o para revisar y comparar con otros resultados
- (4) Dos o más mediciones para diferentes elevaciones en el mismo tramo proporcionan resultados consistentes.
- (5) El método proporciona resultados comparados en precisión con otros métodos de sección-pendiente empleados en corrientes naturales.

Al respecto, este método se ha empleado para la estimación de gastos pico, en algunas estaciones de aforo que se analizan en este trabajo, obteniéndose resultados muy similares a los obtenidos con el método propuesto en el capítulo 4.

#### 2.2.2.2.- SECCIONES VERTEDORAS.

Los principios de la hidráulica de secciones de control en canales y vertedores han sido ampliamente empleados como herramientas básicas del ingeniero, y se han adaptado para el cálculo indirecto de las descargas que pasan sobre tales estructuras.

Un vertedor, una presa o un bordo o terraplén, generalmente forman una sección de control en la cual la descarga está relacionada con la elevación de la superficie del agua, aguas arriba. El gasto pico que pasa por esa sección de control puede usualmente ser determinado sobre las bases de un levantamiento en el campo de las huellas de la superficie del agua y la geometría de la sección vertedora de que se trate.

Estos métodos se han derivado de investigaciones de las características de las descargas sobre vertedores, presas y terraplenes, como aparece publicado en la literatura y estudios de laboratorio.

En el empleo de estos métodos, las pérdidas por fricción entre una sección aguas arriba y la sección vertedora es de poca importancia y la selección de un coeficiente de rugosidad  $n$  en el tramo de interés, no es un factor crítico. La validez del gasto de descarga depende principalmente de la selección apropiada del coeficiente de descarga  $C_d$ . Para algunas de las presas, este coeficiente puede ser estimado comparando con vertedores calibrados y de similar geometría, o de otra manera, deben ser calculados de curvas de relaciones generales basadas sobre estudios de laboratorio.

Existe gran cantidad de información en la literatura referente a la forma de la cresta de los vertedores, descargando tanto sumergida como libremente. La mayoría de los vertedores utilizados para las mediciones indirectas son de pared gruesa y redondeada como son las presas tanto de vertedor controlado o libre.

La ecuación general para la estimación de la descarga sobre la cresta de un vertedor rectangular es

$$Q = C_d b H^{3/2} \text{ ----- (30)}$$

donde  $Q$  es el gasto;  $C_d$  es el coeficiente de descarga cuyas dimensiones son la raíz cuadrada de la aceleración de la gravedad;  $b$  es el ancho del vertedor normal a la dirección del flujo, excluyendo el ancho de las pilas si las hay;  $H$  es la carga total de energía. Es decir, la energía total de que dispone la unidad de masa de agua al pasar por la cresta del vertedor es

$$H = h + \frac{\alpha V^2}{2g}$$

donde  $V$  es la velocidad media con que el agua llega al vertedor, la cual se puede obtener en forma iterativa, partiendo de suponerla inicialmente como cero;  $h$  es la carga de posición o altura del nivel del agua sobre la cresta del vertedor;  $\alpha$  factor de corrección por desigual distribución de velocidades (Coeficiente de Coriolis), el cual varía en corrientes libres de obstáculos entre 1.1 y 1.4, pero en la parte aguas arriba de una represa puede alcanzar un valor de 2 ó aún más.

La ecuación general para vertedores con contracciones laterales, se expresa como:

$$Q = C_d (b - 0.1NH) H^{3/2} \text{ sen } f$$

donde  $N$  es el número de contracciones laterales y,  $f$  es el ángulo que forma el vertedor con la dirección de la corriente, que de preferencia debe ser de  $90^\circ$ . Si no existen contracciones y además la incidencia de la corriente sobre el vertedor es en sentido normal, la ecuación anterior se reduce a la ecuación general.

En la mayor parte de los ríos donde existen presas, éstas se encuentran tan distantes que no es fácil hacer una selección. Sin embargo, cuando se pueda elegir, entre algunas, deben tomarse en cuenta los siguientes factores:

1. El ángulo que forma la presa con la dirección de la corriente, de preferencia debe ser de  $90^\circ$ , ya que las fórmulas usuales para calcular el gasto sobre una presa están desarrolladas, generalmente para esta condición.

2. Para obtener buenos resultados, la cresta debe ser recta y tener un mismo nivel en toda su longitud.

3. Aguas arriba de la presa, el cauce debe propiciar una distribución uniforme al escurrimiento en forma perpendicular a la cresta vertedora. Además, aguas abajo de la presa, el cauce debe tener la capacidad suficiente para que el agua no suba a un nivel superior a la cresta y ahogue el vertedor. Siempre que el nivel de aguas abajo cubra el nivel de la cresta del vertedor, se considerará que hay sumergencia o sea que trabaja ahogado. En los vertedores de cresta angosta, si la sumergencia es menor de 15% de la carga total, los gastos no se afectan sensiblemente. El funcionamiento de los vertedores de cresta ancha no se afecta sensiblemente si la sumergencia es menor de dos tercios de la carga total.

4. Las fórmulas teóricas para la corrección por el efecto de velocidad de llegada no siempre corresponden a las condiciones reales; por lo tanto, se procurará que el cauce, aguas arriba de la presa, tenga profundidad suficiente para propiciar una velocidad de llegada pequeña y como consecuencia, la energía cinética  $\frac{V^2}{2g}$  será pequeña, comparada con la carga medida.

5. Deben preferirse las presas sin agujas u otra clase de obstrucciones sobre la cresta.

6. Al seleccionar el coeficiente de gasto, se debe examinar la forma de la cresta para determinar si es similar a la de otra presa en la que se conoce dicho coeficiente.

7. Como el grado de sumergencia de la presa puede tener un efecto considerable sobre el gasto, se debe obtener una información completa y relacionar las alturas del agua abajo de la presa y las contracargas sobre la cresta.

8. La sección de la presa debe ser uniforme, ya que las irregularidades en la forma y altura de la cresta requieren cálculos adicionales que pueden acarrear grandes errores si no se consideran correctamente.

El escurrimiento sobre bordos de terracería de caminos se considera análogo al escurrimiento sobre presas, siempre que se utilicen los valores adecuados del coeficiente  $C_d$ .

### 2.2.2.3.- POR CONTRACCIÓN DEL CAUCE.

Algunas estructuras artificiales, como los puentes de machones, alcantarillas, etc., producen estrechamientos en los cauces de las corrientes, de tal manera que el área de la sección transversal es menor que la del cauce inmediatamente aguas arriba, dando por resultado un incremento en la velocidad. Dicho incremento se produce al convertirse la carga de altura en carga de velocidad, manifestándose por un abatimiento brusco de la superficie del agua que empieza a notarse cerca de la entrada al estrechamiento.

La diferencia de nivel entre la superficie del agua arriba de la estructura y la correspondiente aguas abajo ( $H$ ), es tanto más notable cuanto mayor es el estrangulamiento del cauce, y se aprovecha ventajosamente para hacer la estimación del gasto máximo escurrido en una creciente.

En estas condiciones, el gasto puede calcularse por medio de la fórmula:

$$Q = C A \sqrt{2 g \left( H + \frac{V^2}{2 g} - h_f \right)}$$

donde  $Q$  es el gasto;  $C$  es el coeficiente de descarga que depende del nivel de contracción del canal, la geometría de la contracción y el número de Froude, y generalmente se supone que  $C$  no es menor de 0.90 y si la transición entre la sección de llegada y la sección contraída es suave y sin aristas,  $C$  es muy cercano a la unidad;  $A$  es el área de la sección más contraída;  $H$  es el abatimiento de la superficie del agua, entre la entrada y la salida de la estructura;  $V$  es la velocidad media del agua al llegar al área contraída y  $h_f$  es la pérdida de carga debida a la fricción, la cual se puede despreciar si el tramo es corto.

Para la obtención de los valores de  $H$  y  $A$ , durante la etapa máxima de la venida se deben marcar, por medio de estacas, las huellas de aguas máximas, tanto aguas abajo como aguas arriba de la estructura que produce el estrechamiento. También se marcarán en las paredes de la estructura las huellas que definen el perfil longitudinal de las aguas.

Después de la avenida, se debe realizar un levantamiento topográfico detallado del tramo de la corriente en la cual se encuentre el estrechamiento, con el objeto de obtener principalmente: el perfil del espejo del agua en un tramo de una distancia considerable aguas arriba y aguas abajo de la estructura, así como la curva de abatimiento inmediata a la estructura; y secciones transversales aguas arriba y aguas abajo de la estructura y de la sección contraída. Todo permitirá obtener los parámetros hidráulicos necesarios para los cálculos.

#### 2.2.2.4.- METODO DE FACTOR DE TRANSPORTE-PENDIENTE.

Este método es distinto a los anteriores métodos indirectos para la estimación de los gastos de avenidas, ya que no emplea el perfil hidráulico en un tramo de la corriente de las avenidas máximas. Consiste en la prolongación hacia la parte alta de la curva interpolada o ajustada para mediciones realizadas con tirantes elevados.

Frecuentemente, se desea combinar el ajuste de una curva entre las mediciones más altas realizadas con molinetes, y un método sección-pendiente u otra medición indirecta de un pico de una avenida, y poder extrapolar de esta manera la curva hacia elevaciones muy por encima del gasto más alto medido directamente. De varios métodos que pueden ser empleados para ajustar y extrapolar una curva elevaciones-gastos, el mejor es aquel que considera los factores que determinan dicha relación.

El gasto para cualquier elevación, expresada mediante la fórmula de Manning para un tramo de canal no uniforme, mediante el método de sección-pendiente se expresó como:

$$Q = \sqrt{K_1 K_2 S} = K \sqrt{S}$$

donde  $K_i = \frac{AR^{2/3}}{n}$ , siendo  $i=1,2$ , las secciones inicial y final del tramo elegido, y  $K$  el factor de transporte promedio de la geometría del tramo de canal.

Todos los factores que determinan el factor de transporte  $\frac{AR^{2/3}}{n}$ , pueden ser obtenidos de mediciones de campo, excepto el coeficiente de rugosidad  $n$ . Como se ha mencionado anteriormente,  $n$  puede ser determinado mediante la experiencia y mediante tablas, fotografías y demás ayudas que existen al respecto. Aunque esto no deja de seguir siendo subjetivo.

De esta manera, puede ser evaluado el factor de transporte para una serie de elevaciones, desde bajas hasta muy elevadas, y realizar el ajuste de una curva *elevaciones-factor de transporte*, cuya incertidumbre radica únicamente en los valores de  $n$  que se hayan seleccionado.

Por otra parte, para el rango de elevaciones del espejo del agua en que sí se disponga de gastos aforados en forma directa en la sección, se puede calcular la pendiente de energía mediante  $S_f = (Q/K)^2$ . De esta manera, se puede realizar el ajuste de otra curva *elevaciones-pendiente de energía*. Esta curva puede ser prolongada más allá del rango de elevaciones aforadas, pero normalmente, la pendiente para las elevaciones correspondientes a avenidas extraordinarias, tiende hacia un valor constante, de tal manera que la extrapolación de la curva puede ser hecha en forma más o menos precisa. Para las avenidas extraordinarias es muy común que la pendiente de energía tienda a ser similar a la pendiente del fondo del cauce, donde esta última puede ser obtenida mediante un levantamiento topográfico, cuando las condiciones del flujo lo permitan.

Mediante las dos curvas ajustadas, se puede determinar el factor de transporte promedio y la pendiente de energía para cualquier elevación, y de esta manera calcular el gasto con la fórmula ya conocida  $Q = K \sqrt{S}$ .

Existe una variante de este método, el cual parte de la utilización de la misma ecuación simplificada  $Q = K \sqrt{S}$ , con la diferencia de que  $K = \frac{K_*}{n}$ , donde  $K_* = A R^{2/3}$ .

De esta manera, utilizando valores de  $K_* = A R^{2/3}$  obtenidos de los aforos realizados en forma directa y complementándolos con datos similares para elevaciones superiores al rango de aforos, deducidos de un levantamiento topográfico, se puede elaborar u obtener el ajuste de una curva de *elevaciones- $K_*$* , la cual de hecho no tiene incertidumbre.

Así, para cada uno de los gastos aforados  $Q$ , correspondientes a las diferentes elevaciones, se obtiene de la curva anteriormente ajustada, su respectivo valor de  $K_*$ , con lo que podemos obtener en forma implícita el valor de  $\frac{S^{1/2}}{n} = \frac{Q}{A R^{2/3}} = \frac{Q}{K_*}$ .

Con los valores de las *elevaciones* y  $\frac{S^{1/2}}{n}$ , se elabora otra curva, en la cual el eje correspondiente a  $\frac{S^{1/2}}{n}$  debe estar en escala logarítmica.

Finalmente, de los valores de  $K_*$  y  $\frac{S^{1/2}}{n}$  obtenidos de las dos curvas anteriores, para la misma elevación, se puede calcular el gasto. Es decir,  $Q = (A R^{2/3}) \left( \frac{S^{1/2}}{n} \right)$ .

La ventaja de este método consiste en que la curva elevaciones -  $\frac{S^{1/2}}{n}$ , puede ser "fácilmente" prolongada hacia elevaciones donde no se tienen aforos, debido a la tendencia a ser una recta en su parte más elevada.

En el Capítulo 4 de ese trabajo, se propone una variante de este último método, con la diferencia de que los ajustes de ambas curvas se realizan en forma analítica, a una ecuación de segundo grado y a una de tipo logarítmico, respectivamente.

#### 2.2.2.5.- OTROS MÉTODOS.

Existe una gran variedad de otros métodos indirectos, los cuales son más independientes de la geometría del canal, rugosidad del canal, coeficientes de gasto para estructuras de control, o de los principios de la hidráulica para canales abiertos, como han sido los anteriormente mencionados.

Algunos de estos otros métodos están siendo continuamente refinados con aplicaciones más sofisticadas de principios de estadística, matemáticas e hidrología, y el estado del arte actual de dos de ellos se menciona en forma general a continuación.

#### *PROCEDIMIENTO DE TRÁNSITO DE AVENIDAS.*

El almacenamiento temporal en un canal es empleado ampliamente como índice de medición de la duración y forma de las ondas de una avenida en puntos sucesivos a lo largo del río.

Los principales usos de la técnica son:

1. transitar avenidas hipotéticas a través de sistemas de ríos para determinar los efectos de los proyectos de control de avenidas;
2. pronosticar los niveles en el río, durante períodos de crecientes;
3. planear las operaciones de sistemas de plantas hidroeléctricas de acuerdo a la predicción del avance de la onda de la avenida; y

#### 4. calcular y evaluar los registros de la avenida en la corriente.

Las técnicas de tránsito de avenidas pueden utilizarse también para aforar en sitios en los cuales la elevación de la onda de avenida es conocida mediante las marcas de las huellas del agua, pero no el gasto. Mediante estas técnicas, todos los gastos observados y otros eventos hidrológicos en la cuenca de un río pueden ser combinados y utilizados para el determinar el hidrograma y el gasto pico en otro sitio.

La onda de una avenida está sujeta a dos tipos de movimientos: flujo uniformemente progresivo y de almacenaje. El primero de ellos determina el movimiento de la onda hacia aguas abajo sin cambio en su forma, lo cual ocurre solamente en condiciones ideales en canales prismáticos. La acción de almacenaje se refiere a la modificación de la onda de la avenida precisamente por el almacenamiento temporal del volumen de la avenida en el cauce. El movimiento de la onda de la avenida en sistemas de canales naturales es probablemente una condición intermedia entre las dos condiciones ideales anteriores, de las cuales una u otra predominan en cada sitio en particular y sólo son afectadas a veces por el ingreso de corrientes tributarias.

Existen diferentes métodos que son utilizados para el tránsito de ondas de avenidas a través de corrientes, pero todos están basados en la ecuación de continuidad expresada en la forma diferencial

$$\bar{O} = \bar{I} - \frac{\Delta S}{\Delta t}$$

que nos indica que para el tramo de interés del río, el volumen que sale, es igual al volumen que ingresa, menos una variación del almacenamiento, asociados al mismo intervalo de tiempo.

#### *MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO.*

El método básico del hidrograma unitario ha sido aceptado como uno de los mejores métodos disponibles para la determinación de la distribución temporal de la lluvia en exceso, y puede ser empleado para obtener el valor del gasto pico, mediante la información de la distribución de la lluvia de la tormenta en la cuenca. Los hidrogramas unitarios son determinados para un sitio específico de la corriente que drena una determinada área de la cuenca, empleando datos de la distribución espacial y temporal de la lluvia y los escurrimientos aforados, correspondientes a ciertas tormentas. Una vez determinado un hidrograma unitario, éste sirve para determinar el hidrograma de escurrimiento directo asociado a otras duraciones y otras láminas de lluvia en exceso.

Existe extensa bibliografía que describe detalladamente el método del hidrograma unitario y el empleo de hidrogramas unitarios sintéticos.

### *NUEVOS MÉTODOS.*

Existen circunstancias en las cuales las técnicas tradicionales de aforo de corrientes, no pueden ser aplicables.

Estas circunstancias pueden ser, por ejemplo:

*Cuando no se puede obtener una relación escala-gasto estable;*

*Cuando el aflujo o remanso no puede ser tolerado;*

*Cuando el ancho de los ríos es superior a los 500 m;*

*Cuando en los ríos es muy importante el crecimiento de maleza;*

*Cuando el fondo del río está en constante movimiento;*

*En ríos donde se experimenta flujo en sentido contrario a la dirección de la corriente.*

En años recientes se han dado a conocer dos métodos para el aforo de corrientes a superficie libre, en donde concurren uno o más de las circunstancias anteriores. Ellos son: el *MÉTODO ELECTROMAGNÉTICO* y *EL MÉTODO DE ULTRASONIDO*.

### 2.2.3.- ESTIMACIONES.

#### 2.2.3.1.- PROLONGACIÓN DE LA CURVA DE GASTOS.

Cuando se trata de determinar el gasto máximo escurrido en una corriente durante una avenida, por medio de la prolongación de la curva de gastos, se requiere que ésta haya sido formada con aforos efectuados hasta una altura donde la relación entre las variaciones en gasto y las variaciones en altura del agua, permanezca prácticamente constante. Las condiciones más favorables del cauce para esta clase de estimaciones son: a) que aguas debajo de la estación exista una rápida, b) que el área de la sección aumente uniformemente conforme aumenta la altura del agua, c) que no haya cambios bruscos en el área, d) que no haya desbordamientos, y e) que el valor del coeficiente de rugosidad de Manning "*n*" no varíe mucho o cambie suavemente en el mismo sentido.

### 2.2.3.1.1.- PROLONGACIÓN SOBRE PAPEL LOGARÍTMICO.

Este método, que se basa en la tendencia que presentan los puntos de una curva de gastos al alinearse en una recta cuando se usa papel logarítmico, consiste en dibujar sobre este papel los puntos correspondientes a los gastos aforados y las correspondientes lecturas de escala. Trazando la línea media a ellos se puede prolongar hasta el nivel o lectura de escala que alcanzó el agua durante la creciente. En los lugares no afectados por desbordamientos y donde se conocen los factores que afectan la relación escala-gasto, pueden prolongarse con cierta seguridad las curvas de gastos por este procedimiento.

### 2.2.3.1.2.- PROLONGACIÓN POR EL MÉTODO $d-Q'$

Este método consiste en dibujar sobre papel logarítmico, los puntos correspondientes a valores de la profundidad media " $d$ " y al promedio de gastos por metro de ancho  $Q'$ . La línea que se trace como promedio de estos puntos, que es recta, puede prolongarse hasta el valor de " $d$ " correspondiente al nivel máximo alcanzado por el agua. El gasto es el producto de  $Q'$  por la anchura de la superficie del agua, correspondiente al gasto máximo.

Este método es de confianza cuando las condiciones son favorables; pero invariablemente requiere una buena comprobación mediante la aplicación de otro método, sobre todo cuando se trate de prolongar bastante la curva de gastos. Cuando se tiene un cauce de sección rectangular o sujeto a desbordamientos, debe aplicarse otro método, ya que éste resulta inadecuado para esos casos.

### 2.2.3.1.3.- PROLONGACIÓN MEDIANTE EL ESTUDIO DE LAS CURVAS DE ÁREAS Y VELOCIDADES.

Para la aplicación de este método se dibujará sobre papel milimétrico la curva de áreas-elevaciones. Los valores de las diferentes áreas se obtendrán de una sección transversal media obtenida de otras próximas a la sección de aforos levantadas con nivel montado. La curva de velocidades elevadas se formará con la velocidad media en la sección, obtenida de cada aforo, y la altura del agua correspondiente a cada uno de los mismos. En los cauces que no están sujetos a desbordamientos, las curvas de velocidades generalmente se aproximan en su parte superior, a una línea recta, por lo que se facilita su prolongación, siempre que se haga con buen juicio y cierta experiencia. El gasto correspondiente al nivel máximo alcanzado por la avenida, se calcula por el producto del área y de la velocidad obtenida de las dos curvas antes prolongadas.

#### 2.2.3.1.4.- PROLONGACIÓN POR EL MÉTODO DE $A\sqrt{d}$

Este método, implica la suposición de que es posible obtener una ecuación en la cual, el gasto sea proporcional a una expresión de la sección transversal de la corriente. Resuelto esto, se puede dibujar dicha ecuación sobre unos ejes coordenados y obtener como representación, una línea recta que definirá los propios valores de los aforos practicados. Esta línea recta puede prolongarse fácilmente más allá del límite de los aforos, para obtener los gastos correspondientes a elevaciones superiores a las observadas.

### 3.- AJUSTE DE CURVAS DE GASTOS.

#### 3.1.- INTRODUCCIÓN

Muy temprano en la historia, el hombre reconoció la gran importancia del agua en su existencia. Entre los más antiguos monumentos existen vestigios de estructuras de abastecimiento de agua y sistemas de irrigación en China, India, Babilonia, Egipto, el Imperio Romano, y América Central. Los constructores de estas grandes obras obviamente estuvieron completamente familiarizados con la **medición y control del agua**.

De acuerdo a Kolupaila, los más antiguos documentos hidrométricos son las marcas de las escalas de las avenidas del río Nilo, a 255 millas aguas arriba de la presa Aswan. Hasta 35 siglos después del primer registro de escala medido en un río, se utilizó un medio mecánico para la medición de la velocidad de la corriente, el cual fue propuesto por Domenico Guglielmini (1655-1710).

Más recientemente, en la historia de América, el incremento en el uso de la fuerza del agua en Nueva Inglaterra en las fábricas textiles; la construcción de grandes canales de navegación en el Este y medio Oeste, y poco después, el crecimiento de la minería y la irrigación en el árido Oeste. Esto trajo la necesidad de precisar la determinación del flujo de los ríos y corrientes de esa nación. El trabajo del norteamericano, pionero en la hidrometría, fue extendido y mucho de esto, ampliamente adaptado como estándar en otros países.

Durante el onceavo y doceavo siglo de nuestra Era, un enorme e intrincado sistema de irrigación estuvo en operación en el río Murghab en el Merv Oasis de Asia Central. La distribución del agua a los distintos canales fue cuidadosamente controlado por medio de compuertas y los registros precisos de la altura del agua sobre escalas. Esta es aparentemente, el primer registro del hombre, en el que tiene conocimiento de la **relación** entre la **elevación** y la **descarga**.

La primera estación de aforo permanente en América fue instalada en Eaton y Madison Brooks, en Madison County, Nueva York, en 1835. Su operación estuvo gobernada por una relación escala-gasto.

Así, paso a paso, se fueron desarrollando los instrumentos, los métodos y las técnicas para la medición de las corrientes. Por la necesidad de alcanzar una alta precisión, los instrumentos han sido revolucionados, los métodos se han revisado y cambiado cuando ha sido necesario, y los aforadores han sido entrenados en estas nuevas técnicas. Los avances continúan, y los escurrimientos de las corrientes hoy son medidos con una precisión con la que no se soñó siquiera hace unas décadas.

### 3.2.- OBTENCIÓN DE LA RELACIÓN ESCALA-GASTO.

La relación ESCALA-GASTO está definida por la compleja interacción entre las características del canal, incluyendo el área de la sección transversal, forma, pendiente y rugosidad. La combinación de estos factores es designada como **control**. Un control es permanente si la relación escala-gasto que lo define, no cambia con el tiempo; de otra manera se dice que es no permanente.

Las mediciones periódicas del caudal y las observaciones simultáneas del nivel proporcionan la información básica para la calibración de la curva escala-gasto o llamada también simplemente curva de gastos. En la mayoría de los casos, es suficiente obtener un gráfico de nivel contra caudal. La curva es aproximadamente parabólica pero puede mostrar algunas irregularidades si el control cambia entre los caudales bajos y altos, o si la sección transversal es irregular.

La efectividad de una curva de calibración se puede determinar por el grado de dispersión de los puntos de caudal medidos alrededor de una curva media. La curva de gastos se utiliza para convertir los registros del nivel del agua en gastos. La curva de calibración debe revisarse periódicamente para asegurar que la relación entre el gasto y la elevación para la estación, ha permanecido constante; la socavación del lecho o el depósito de sedimentos en ésta puede causar cambios en la curva de calibración.

**La calibración o ajuste** de una curva de gastos se puede efectuar principalmente de dos maneras, como se describirá en seguida: en forma gráfica y analítica. Sin embargo, además de las limitantes implícitas en cada caso, debido a diversas causas, el ajuste de una curva de gastos por cualquiera de ambas formas, representa una confiabilidad aceptable para la estimación de los gastos en función de la elevación del agua en la corriente, solamente para el intervalo de elevaciones en el cual ha sido posible practicar aforos. Es por ello que las mediciones del gasto en una estación de aforos deben hacerse en un rango amplio de elevaciones y gastos, así como un número suficiente de ellos, para garantizar la precisión en la construcción de las curvas de gastos. Por lo tanto, para la estimación de los gastos correspondientes a elevaciones extraordinarias, muy superiores al intervalo de los niveles en que ha sido posible aforar, siempre implicará un alto grado de incertidumbre, si no se toman en cuenta los factores hidráulicos necesarios.

Para la estimación de los gastos correspondientes a los niveles extraordinarios no aforados, se recurre a la **extrapolación**, en ambos casos, con el consiguiente riesgo también de incurrir en errores de estimación, que pueden desembocar en gastos subestimados o sobreestimados. Cualquiera que sea el caso, debe ser inaceptable, por el riesgo en que se incurre al diseñar con ellos, obras que implican un alto costo económico al ser sobrediseñadas, y alto riesgo si ésta falla, en caso contrario.

### 3.2.1.- AJUSTE DE LA CURVA DE GASTOS EN FORMA GRÁFICA

¿Qué es una curva de gastos? Es una relación que se establece entre el gasto y la elevación de la superficie libre del agua, a partir de mediciones directas del flujo. En corrientes naturales, se sabe que una relación única, muy contadas veces se presenta. Y como se anotó arriba, la elevación del agua, resume las características hidráulicas, geométricas y de fricción, del tramo donde se localiza la estación de aforos.

La relación escala-gasto formalmente se expresa de manera gráfica, con el propósito de predecir el gasto, cuando sólo se conoce la elevación del espejo del agua. Este último generalmente a partir de un banco de nivel arbitrario, que puede estar referido al fondo del cauce o el nivel medio del mar. Para esto, basta con leer la elevación en una escala graduada la cual se coloca siempre en un margen de la sección de aforos, para estimar, con la ayuda de la curva escala-gasto, el gasto que le correspondería.

La más simple expresión de una relación escala-gasto consiste en trazar a ojo sobre papel milimétrico, una curva suave, a través de la serie de puntos localizados en el plano, el cual corresponde al primer cuadrante, debido a que ambas variables (escala y gasto) son positivas. Los dos ejes coordenados, uno vertical del lado izquierdo, en el cual se marcarán las lecturas de escala; y otro horizontal por la parte inferior en donde se marcarán los gastos correspondientes. Donde existe un control efectivo en el tramo de aforos, y como consecuencia en la estación de aforos, para el rango completo de gastos, la curva se aproximará generalmente a una porción de una parábola; pero donde existan dos o más controles, ésta podrá estar compuesta de partes de diferentes parábolas, con inflexiones y cambios de curvatura, los cuales indican la influencia de un control sobre otro. Ver figura 3.1.

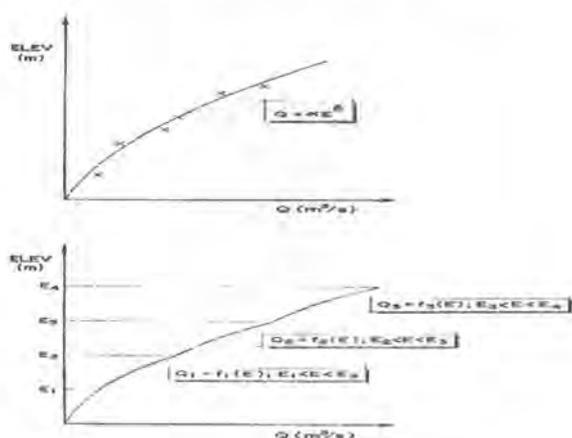


Fig. 3.1. Curva elevaciones-gastos

El trazo de una curva a ojo a través de la serie de puntos graficados, es inevitablemente un procedimiento subjetivo, el cual debe realizarse cuidadosamente. Si el objetivo requiere de una mayor precisión en el ajuste, se recurrirá entonces a un procedimiento más elaborado.

Por la subjetividad implícita en el trazo de una curva de gastos en forma manual, se requiere cierta experiencia en ello, ya que cada persona que realice dicho trazo, diferirá en mayor o menor medida del realizado por otro.

El procedimiento más usual para formar una curva de gastos, consiste en trazar sobre una hoja de papel milimétrico, dos ejes coordenados, uno vertical del lado izquierdo de la hoja en el cual se marcarán las lecturas de escala, y otro horizontal por la parte inferior, en cuya escala se marcarán los gastos correspondientes en las unidades que convenga (metros cúbicos por segundo, litros por segundo, etc.). Los aforos (de los cuales sólo se emplearán las lecturas de escala media y gastos) se irán marcando con pequeños círculos o puntos visibles, de modo que cada uno quede en la intersección de los valores que representan en sus correspondientes escalas.

Marcados los puntos de esta manera, éstos deberán presentar una tendencia a alinearse, quedando dentro de una franja, tanto más estrecha, cuanto mejor control tenga la estación y menos variable sea el cauce. Los puntos, aunque no perfectamente alineados, señalan la posición que deberá ocupar la curva media representativa de todos ellos, o sea, la curva que no se inclina ni a los de un lado ni a los del otro, sino que va más o menos al centro de la franja señalada por dichos puntos, procurando hasta donde sea posible, dejar el mismo número a cada lado de la curva. Generalmente, con unos 20 puntos bien distribuidos, puede trazarse una buena curva de gastos.

Conviene elegir escalas de lectura cómoda y sencilla, evitando aquellas en que sea necesario un pequeño cálculo para su interpretación. Como por ejemplo se dan: para la de Lecturas de Escala, 5 cm.=1 m.; 10 cm.=1 m.; 2 cm.=1 m.; etc., y para la de gastos, 10 cm.=100 m<sup>3</sup>/seg.; 5 cm.=100 m<sup>3</sup>/seg., etc., cuyas fracciones pueden leerse fácilmente.

Cuando por alguna de las razones que ya se han expuesto, no sea posible la realización de aforos para los niveles extraordinarios ocurridos durante una avenida, para conocer los gastos asociados a esos niveles altos será necesario prolongar la curva de gastos disponible (extrapolación de la curva), utilizando cualquiera de los diferentes métodos conocidos para ello, con la consabida incertidumbre.

El objetivo de esta tesis es precisamente proponer un método de extrapolación de la relación escala-gasto, cuya descripción está contenida en el Capítulo 4.

En las corrientes cuyos caudales varían en un rango muy amplio y los estiajes son de importancia, también es difícil estimar con suficiente aproximación los gastos que corresponden a las lecturas inferiores, por lo cual es conveniente **ampliar** la parte baja de la curva de gastos, dibujándola por separado a una escala adecuada. Para lograr este mismo resultado, algunas veces se emplea el rayado logarítmico que permite tener una aproximación adecuada, facilitando la extrapolación hacia ambos extremos de la curva, debido a que generalmente en este tipo de rayado los puntos de los aforos tienden a definir una línea recta.

Al construir una curva de gastos, se debe tener cuidado de utilizar únicamente aquellos aforos que fueron practicados bajo las mejores condiciones. Por ejemplo, si el método de aforo empleado es el de sección-velocidad utilizando molinete hidráulico, éste debe estar debidamente calibrado, así como la determinación del área debe ser con sondeos cuidadosos, la sección deberá estar libre de remansos, etc. En aquellas estaciones donde el cauce y los controles no son completamente estables, ocurren cambios frecuentes en la forma de la curva de gastos y, en esas condiciones, los aforos definen una serie de curvas. Si el material de acarreo es transportado o depositado en la sección de control, más o menos uniformemente a través de la corriente, las nuevas curvas de gastos serán aproximadamente paralelas, para lecturas de escala bajas o medias, a las que les precede, entendiéndose por "paralelas" que dichas curvas de gastos estarán separadas por una diferencia de lecturas de escala aproximadamente constante. Como las condiciones que determinan la relación escala-gasto, para las lecturas de escala altas, son generalmente complejas, interviniendo muchas características del cauce, los pequeños cambios que ocurren a lecturas de escalas bajas pasan inadvertidos. Si el acarreo o depósito se sedimenta de manera irregular a través de la sección, se obtiene una curva de gastos de forma enteramente diferente a la que le precede, llegando a intersectarla en algunos casos.

La construcción de una serie de curvas de gastos bajo estas condiciones, requiere no solamente disponer de un número suficiente de aforos para definir los cambios con razonable precisión, sino también hacer un cuidadoso análisis de todos los factores que pueden haber contribuido para dichos cambios.

Todo lo anterior se refiere a curvas de gastos típicas, de estaciones situadas en condiciones apropiadas, como lo establecen las normas para la selección de los sitios para la instalación de las mismas, como se menciona en la referencia 10 del Capítulo 6. Estas estaciones se sitúan en corrientes con pendiente normal, donde el cauce de aguas abajo de la estación tiene suficiente capacidad, y exceptuando las ocasiones en que ocurren cambios, cualquiera lectura de escala corresponde a un gasto determinado.

En aquellas corrientes donde la pendiente es menos pronunciada y los cauces son estrechos, se presenta un problema diferente y la relación escala-gasto, en las lecturas superiores, puede estar afectada por fuertes cambios en el control, resultantes de los ascensos rápidos en el nivel del agua, de la capacidad inadecuada del cauce aguas abajo de la estación, o por otras causas.

Dentro de ciertas condiciones de escurrimiento, la relación escala-gasto está gobernada por los cambios que presenta el gradiente hidráulico con respecto al tiempo. Las variaciones del gradiente se aprecian indirectamente, cuando para una misma elevación del espejo del agua, se obtienen valores diferentes del gasto. Las diferencias en el gasto, se refieren como **histéresis** de la relación escala-gasto, la cual se explica por la formación de una o varias curvas cerradas, conocidas con el nombre de lazo o loop. Ver figura 3.2.

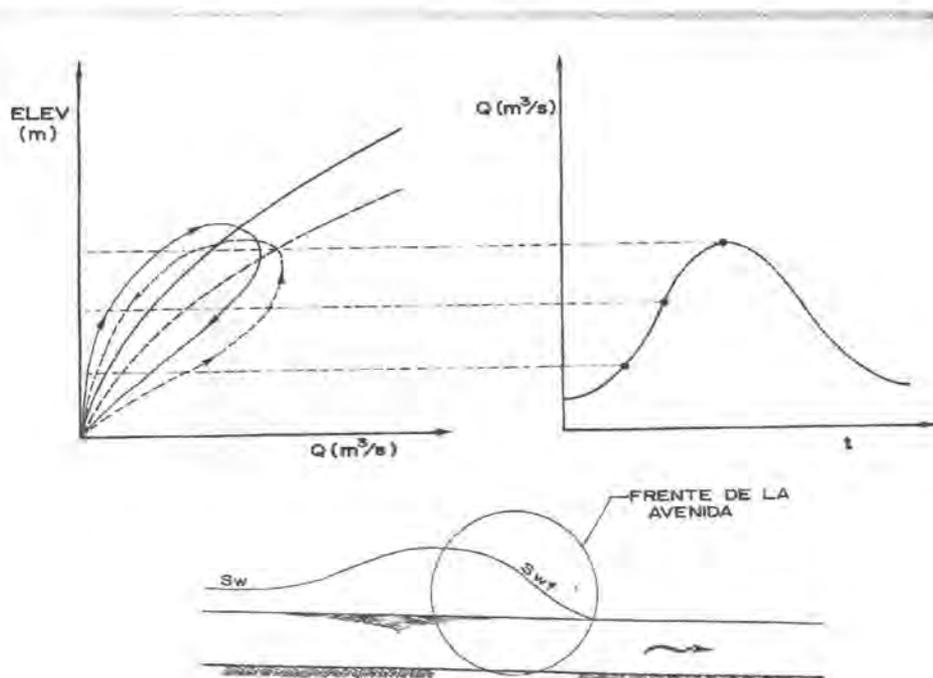


Figura 3.2. Ocurrencia de histéresis en la curva elevaciones-gastos.

Si la pendiente del cauce es aún menos pronunciada, puede no existir la relación escala-gasto y el cálculo de los escurrimientos tendría que hacerse por otros procedimientos.

No únicamente debido a las variaciones en el control de la estación y a otras razones físicas, adoptan las curvas de gastos la forma de lazo, sino también durante las avenidas. Las avenidas forman una onda viajera en la corriente, que provoca un aumento de la pendiente hidráulica en su parte anterior y una disminución de la misma en su parte posterior.

Cualquiera que sea la forma, todas las curvas de este tipo comprenden:

- a) un tramo de curva normal para aguas bajas o medias,
- b) un tramo de curva ascendente, que va adoptando la forma de lazo con convección hacia arriba a medida que el nivel del agua se acerca a la cresta de las avenidas, y
- c) un tramo de curva descendente que se sitúa arriba del tramo ascendente y se enlaza con el tramo de curva normal para aguas bajas o medias.

Aunque en teoría, cualquier tramo ascendente de una curva de gastos quedará situado un poco abajo del tramo descendente, la curva de gastos general pasará entre ambas, ya que los aforos se practican tanto durante el ascenso como durante el descenso de los niveles. Por lo tanto, una curva de gastos general proporcionará un gasto para cada lectura de escala dada; independientemente de que se trate de niveles ascendentes o descendentes; en tanto que las curvas de gastos con lazo proporcionarán dos gastos diferentes para cada lectura de escala: un gasto durante el ascenso de los niveles y un gasto menor, durante el descenso. Puesto que, en las estaciones que se caracterizan por esta clase de curvas, éstas varían de acuerdo con las variaciones de las crestas de las avenidas, generalmente es necesario construir una curva especial para cada creciente de importancia. Las curvas de gastos con lazo son características de los grandes ríos con poca pendiente, pero pueden presentarse en cualquier corriente siempre que el cauce llene ciertas condiciones.

La forma del lazo puede variar de estación a estación y de río a río, por las características intrínsecas de cada sitio, y por la magnitud de los escurrimientos que en ella o en él se presenten.

### **3.2.2.- AJUSTE DE LA CURVA DE GASTOS EN FORMA ANALÍTICA (REGRESIÓN).**

El ajuste de los pares de valores escala-gasto por medio de regresión, utilizando ecuaciones diversas, es otra forma de establecer una relación que nos permita conocer el gasto, a partir de saber el nivel del río en la sección de aforo.

Generalmente, es muy amplia la variedad de ecuaciones que se pueden emplear para ajustar a ellas los valores escala-gasto; sin embargo, la experiencia ha demostrado cuales son las mejores, dependiendo de las características geométricas de la sección de aforos.

Muchas de las ecuaciones que aparecen en el siguiente cuadro pueden competir por ser a las que mejor se ajustan los pares de datos, en función del valor más alto del coeficiente de determinación o correlación, según se decida; pero cuando se utilizan para extrapolar más allá del rango de aforos, resultan ser inconsistentes.

Las ecuaciones más empleadas para el ajuste de curvas elevaciones-gastos son las que aparecen con negrillas en el cuadro 3.1, donde Q es el gasto en metros cúbicos por segundo y H la lectura media de escala en metros.

<b>1.- <math>Q=b \cdot H</math></b>
<b>2.- <math>Q=a+b \cdot H</math></b>
3.- $Q=1/(a+b \cdot H)$
4.- $Q=a+b \cdot H+c/H$
5.- $Q=a+b/H$
6.- $Q=H/(a \cdot H+b)$
7.- $Q=a+b/H+c/H^2$
<b>8.- <math>Q=a+b \cdot H+c \cdot H^2</math></b>
<b>9.- <math>Q=a \cdot H+b \cdot H^2</math></b>
<b>10.- <math>Q=a \cdot H^b</math></b>
11.- $Q=a \cdot b^H$
12.- $Q=a \cdot b^{(1/H)}$
13.- $Q=a \cdot H^b(b \cdot H)$
14.- $Q=a \cdot H^b(b/H)$
<b>15.- <math>Q=a \cdot e^{(b \cdot H)}</math></b>
16.- $Q=a \cdot e^{(b/H)}$
17.- $Q=a+b \cdot \ln H$
18.- $Q=1/(a+b \cdot \ln H)$
19.- $Q=a \cdot b^H \cdot H^c$
20.- $Q=a \cdot b^{(1/H)} \cdot H^c$
21.- $Q=a \cdot e^{((H-b)^2/c)}$
22.- $Q=a \cdot e^{((\ln H-b)^2/c)}$
23.- $Q=a \cdot H^b \cdot (1-H)^c$
24.- $Q=a \cdot (H/b)^c \cdot e^{(H/b)}$
25.- $Q=1/(a \cdot (H+b)^2+c)$
<b>26.- <math>Q=c \cdot (H+a)^b</math></b>

Tabla 3.1.- Ecuaciones más utilizadas para el ajuste de curvas elevaciones-gastos

En el Capítulo 4 y en el Anexo 1 de este trabajo, se presentan ejemplos del ajuste de pares de valores escala-gasto, donde se empleó un software que facilita esta actividad; obteniéndose la ecuación a que mejor se ajustaron los pares de valores fue la de segundo grado, que describe una parábola.

### 3.3.- PROLONGACIÓN DE LA CURVA DE GASTOS (EXTRAPOLACIÓN).

Cuando se trata de estimar el **gasto  $Q$**  de una corriente, para una elevación máxima no aforada y ocurrida durante una avenida, mediante la prolongación de una curva de gastos; se requiere que dicha curva haya sido formada con aforos efectuados hasta una altura donde la relación entre las variaciones del gasto y las variaciones de la altura del agua, permanezca prácticamente constante. Las condiciones más favorables del cauce para esta clase de estimaciones mediante la extrapolación son: a) que aguas abajo de la estación de aforos exista una rápida, la cual definirá el "control", cuya función es estabilizar y sensibilizar la relación escala-gasto; b) que el área de la sección aumente uniformemente conforme aumenta la altura del agua, para ello, la sección debe tener la forma más aproximada a una "V"; c) que no haya cambios bruscos en el área; d) que no haya desbordamientos, y e) que el valor del coeficiente de rugosidad "n" de Manning no varíe mucho o que sólo cambie suavemente en el mismo sentido.

Sin embargo, la estimación del valor del gasto asociado a elevaciones altas no aforadas, por extrapolación del ajuste de una relación escala-gasto, tanto en forma gráfica como analítica, resulta un tanto aventurado y para ello se requiere un conocimiento amplio de las condiciones de la naturaleza del escurrimiento.

El presente trabajo es precisamente una aportación para la extrapolación de la relación escala-gasto hacia niveles que difícilmente serán aforados de manera precisa, por todas las limitantes que ofrece esta actividad, como se comenta en los capítulos que componen esta tesis.

#### 4.- UN MÉTODO PARA LA EXTRAPOLACIÓN DE CURVAS ELEVACIONES-GASTOS.

La búsqueda de soluciones a problemas hidrométricos, tienen gran importancia debido a que las dependencias encargadas de la realización de este tipo de trabajos, están obligadas a la obtención de *información confiable* como base para los estudios del aprovechamiento eficiente y seguro de los recursos hidráulicos.

Sin embargo, como ya se ha comentado en capítulos anteriores, la tecnología e infraestructura de que se dispone actualmente para la realización del trabajo hidrométrico en México, sigue siendo la misma desde que se inició este tipo de trabajos hace aproximadamente 50 años; empleando molinetes de copas para la medición de la velocidad.

Por lo tanto, debido a este tipo de limitaciones existe un alto grado de incertidumbre en los datos hidrométricos asociados a cualquier rango de escurrimientos, pero aún más escasos para los picos de avenidas extraordinarias de ríos importantes, de los cuales no se cuenta ni con los registros de los niveles o limnigramas correspondientes.

Cuando se presentan grandes avenidas, es muy frecuente que los picos máximos no sean aforados como consecuencia de problemas tales como: las limitantes del equipo de que se dispone, el mal estado del equipo, la presencia de madera y basura pesada en la corriente, el rebase y en ocasiones la destrucción de la infraestructura de observaciones, la falta de capacitación del personal, sin contar además de que gran número de las crecientes ocurren de noche.

En estos casos, el procedimiento tradicional para la estimación de los gastos asociados a las elevaciones máximas no aforadas, consiste en extrapolar la relación escala-gasto obtenida a partir de aforos realizados con elevaciones bajas, lo cual puede dar lugar a grandes errores en la estimación. Los posibles errores se deben fundamentalmente a dos problemas.

Por un lado, en secciones naturales, la relación escala-gasto no es única, sino que en la medida que una sección sea estable o no, para una misma elevación pueden corresponder distintos gastos. Ver fig. 4.1.

Por otra parte, los procedimientos de extrapolación frecuentemente empleados, dejan grandes dudas sobre qué tipo de *ecuación* (recta, parábola, potencial, etc.) es mejor emplear. Así, es muy frecuente que existan varias ecuaciones que se ajustan bien a un conjunto de gastos aforados para un determinado rango de elevaciones, pero al extrapolarlas, conducen a resultados muy distintos. También ocurre que un grupo de datos escala-gastos obtenidos de aforos, puede representarse por más de una de estas ecuaciones, cuando se observan puntos de inflexión o cambios de radios de curvatura en la misma curva. Ver fig. 3.1.

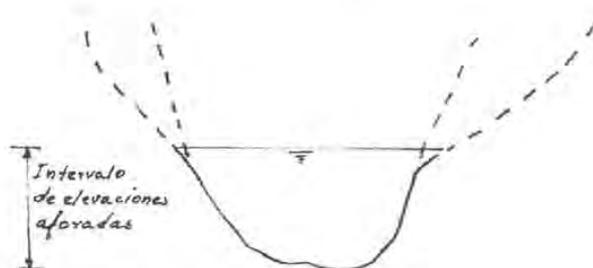
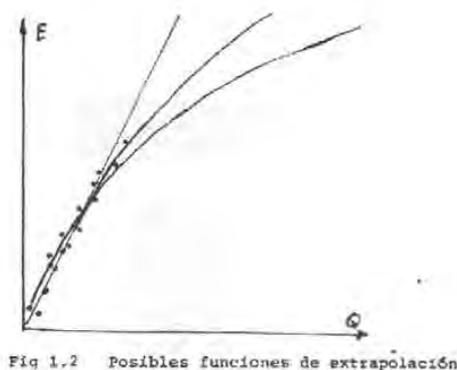


Figura 4.1 Incertidumbre en la extrapolación de curvas elevaciones-gastos. (Ref. 1)

Es evidente que el criterio de selección del método de extrapolación más adecuado depende en gran medida de la configuración de la sección de aforos en el rango no aforado. Si la sección de aforos es como lo recomiendan los manuales de la especialidad, uniforme y con forma de "V", la geometría de la misma será bien representada por una parábola; pero si ésta es más bien irregular, en una o ambas márgenes, la configuración de los *parámetros geométricos* en el plano será también muy irregular y difícil de extrapolar con certeza, como se muestra en la Fig. 4.1.

Para poder hacer una mejor estimación de los gastos extraordinarios, asociados a niveles por encima de los aforados, es necesario comprender estos problemas.

En este capítulo se presenta un procedimiento para estimar los gastos máximos asociados a grandes avenidas en un río, mediante el ajuste del comportamiento de lo que llamaremos *parámetros geométricos* y de *resistencia al flujo* a partir de información de aforos directos practicados mediante el método de sección-velocidad empleando molinetes hidráulicos, complementada con información topográfica del levantamiento de la sección transversal de aforos, obtenidos de la estación hidrométrica.

Este método es el que le ha dado nombre a este trabajo de tesis como "Calibración de Curvas Elevaciones-Gastos en estaciones de aforo, utilizando métodos de Hidráulica Fluvial", aunque este enfoque se menciona de manera general en el Capítulo 2, de este trabajo.

Los ajustes en forma aceptable tanto de los parámetros *geométricos* como de *resistencia al flujo*, ambos contra la elevación del espejo del agua en la corriente, o entre sí, permiten realizar una extrapolación hacia elevaciones no aforadas, en forma confiable, como se observa en la propuesta que se expone el inciso 4.3.

El criterio empleado en este trabajo, está basado en una investigación desarrollada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM para la Comisión Federal de Electricidad en 1989. Ref. 1.

La investigación parte de la suposición de que ocurre *flujo uniforme* en corrientes naturales. Para ello, en ese trabajo, se analizaron los datos de aforos directos asociados a elevaciones altas de 53 estaciones hidrométricas ubicadas en ríos de toda la República, y se encontró que a partir del empleo de la ecuación para flujo uniforme de Robert Manning, el que denominaremos *factor de resistencia* o de

*fricción*  $F_f = \frac{S^{1/2}}{n}$  tiende hacia un valor constante para cada una de las estaciones, a medida que la elevación del espejo del agua aumenta. Se encontró que este valor es muy cercano a 1.0 en la mayoría de los casos. Ver Fig. 4.2.

En esta ecuación, "S" es la pendiente de fricción y "n" es el coeficiente de rugosidad de Manning, y ninguno de los dos valores se determina directamente en el proceso de aforo.

El *factor de resistencia*  $F_f$  se evalúa de cada aforo, al dividir el valor del gasto aforado Q entre el FACTOR GEOMÉTRICO o de transporte, al cual denominaremos como  $F_g = AR^{2/3}$ .

Es decir, partiendo de la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} = (A R^{2/3}) \left( \frac{S^{1/2}}{n} \right)$$

y, agrupando los datos que **sí** son medidos directamente en el aforo (gasto Q, área A, y perímetro mojado P) y los que **no** son medidos (coeficiente de rugosidad de Manning n y pendiente hidráulica S), se calcula en forma implícita lo que denominamos *factor de resistencia* o *factor de fricción*  $F_f$ , como:

$$\left( \frac{S^{1/2}}{n} \right) = \left( \frac{Q}{AR^{2/3}} \right)$$

o sea:

$$F_f = \frac{Q}{F_g}$$

o de otra forma:

$$Q = F_g F_f$$

Donde  $A$  es el área hidráulica y  $R$  es el radio hidráulico de la sección transversal de aforos y  $Q$  es el gasto en el momento del aforo.

De esta manera, se pretende que, conociendo los valores de  $F_g$  y  $F_f$  para cualquier elevación, se puede calcular el valor de su gasto correspondiente.

#### 4.1.- BASES TEÓRICAS.

Generalmente, la relación escala-gasto para las secciones de aforo de las estaciones hidrométricas ubicadas sobre corrientes naturales, no es única; sino que cambia con el tiempo.

La elevación del agua en la corriente es el resultado de la combinación de las características hidráulicas, de la geometría y fricción o rugosidad del tramo de aforo. Estos cambios pueden deberse principalmente a:

1. Cuando la sección de aforos está ubicada en un tramo donde se producen remansos provocados por la influencia de la marea o por la confluencia de un afluente, la pendiente hidráulica disminuye significativamente, por lo cual, para una misma elevación pueden corresponder gastos distintos.
2. Dentro de ciertas condiciones de escurrimiento, la relación escala-gasto está gobernada por los cambios que presenta el gradiente hidráulico con respecto al tiempo. La pendiente de la superficie libre del agua, a la cual escribimos como  $S_w$ , es diferente cuando está entrando una avenida que cuando está saliendo, o que cuando el caudal se mantiene invariable. Las variaciones del gradiente se aprecian indirectamente cuando para una misma elevación del espejo del agua se obtienen valores diferentes de gasto. Las diferencias en el gasto se refieren como la *histéresis* de la relación escala-gasto, la cual se explica por la formación de una o varias curvas cerradas, conocidas con el nombre de lazo o loop. La forma de lazo de la curva escala-gastos puede variar de estación en estación y de río a río, por las características intrínsecas de cada sitio, y por la magnitud de los escurrimientos que en él se presenten. Ver fig. 3.2.

Por lo general, el lado derecho del lazo corresponde al ascenso y el izquierdo al descenso. Tal comportamiento se infiere con base al análisis del paso de *una avenida*, cuyo *flujo es no permanente*, donde conforme aumenta el gasto, la pendiente de avance es mucho mayor que la que tiene el flujo en condiciones normales de escurrimiento, las cuales se asemejan a las de un flujo permanente y prácticamente uniforme. Pero una vez alcanzado el máximo, la pendiente disminuye, lo que compete a la recesión de la avenida y el lado izquierdo del lazo. Por tales razones, el gasto para una misma elevación del espejo del agua resulta diferente.

Si las mediciones del flujo se efectúan durante el ascenso y descenso del nivel del agua de una onda de avenida, una curva promedio de los estados, puede resultar suficientemente segura para predecir los gastos con sólo conocer la elevación del espejo del agua. Sin embargo, en la práctica resulta difícil medir durante todo el tiempo, como para formar un *loop* completo, especialmente cuando el extremo correspondiente a la subida evoluciona rápidamente o porque el flujo arrastra demasiada basura pesada u otros problemas.

En la práctica, se recomienda que en estaciones de aforo donde las condiciones son favorables para la formación de histéresis de la relación escala-gasto, la curva de gastos promedio, deberá utilizarse con las debidas precauciones. Principalmente, cuando se utiliza para extrapolar o en el mejor de los casos, definir el rango de validez de cada curva o de la familia de ellas, que se originen por la multiplicidad de loops.

3. Los cauces naturales sufren modificaciones en la geometría de su sección debido a procesos de depósito o arrastre que ocurren en todo momento, pero principalmente durante la época de avenidas.

La influencia de estos tres aspectos puede visualizarse utilizando nuevamente la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

la cual es válida para flujo uniforme, donde, tanto la pendiente del fondo del canal  $S_o$ , la de la superficie del agua  $S_w$  y la pendiente de la línea de energía  $S_f$  son iguales; pero puede aplicarse en casos de flujo no uniforme si se emplea la pendiente de la superficie del agua  $S_w$ .

En el primero de los 3 casos mencionados anteriormente, los errores pueden ser muy grandes dependiendo de la influencia del remanso, que en algunos casos ocasiona que la pendiente de la superficie libre del agua puede ser hasta negativa, de tal manera que el agua invierte su sentido de flujo.

Dada la influencia de este fenómeno sobre la determinación de los gastos, lo que se recomienda en estos casos es la reubicación de la estación fuera de su influencia, o realizar el cálculo de los gastos midiendo directa y continuamente la pendiente de la superficie del agua mediante la colocación de limnigrafos en secciones separadas a una distancia conveniente.

El problema del tránsito de una avenida, está relacionado con los cambios en la pendiente de la superficie libre del agua. Considerando que las avenidas son ondas largas, dicha pendiente puede calcularse aproximadamente como:

$$S_w = S_m + \frac{1}{U} \frac{\Delta E}{\Delta T}$$

Donde:

$S_w$  es la pendiente de la superficie libre del agua en el momento que se estudia.

$S_m$  es dicha pendiente pero para condiciones establecidas, cuando no hay avenida.

$\frac{\Delta E}{\Delta T}$  es la variación de la elevación de la superficie del agua por unidad de tiempo.

A partir de la ecuación de Manning se tiene que el gasto es proporcional a la raíz cuadrada de la pendiente, y la relación entre el gasto real  $Q_R$  y el que se calcularía suponiendo régimen establecido  $Q_m$ , queda expresado como:

$$\frac{Q_R}{Q_m} = \sqrt{\frac{S}{S_m}} = \sqrt{\frac{S_m + \frac{1}{U} \frac{\Delta E}{\Delta T}}{S_m}}$$

$$\frac{Q_R}{Q_m} = \sqrt{1 + \frac{\frac{1}{U} \frac{\Delta E}{\Delta T}}{S_m}} = \sqrt{1 - \frac{1}{U S_m} \frac{\Delta E}{\Delta T}}$$

$$Q_R = Q_m \sqrt{1 - \frac{1}{U S_m} \frac{\Delta E}{\Delta T}}$$

Al analizar esta ecuación, el único término desconocido es la celeridad de la onda  $U$ , ya que  $Q_m$  se obtiene de la curva escala-gastos para la elevación registrada en el instante que se desea conocer el gasto;  $S_m$  se deduce a partir de la fórmula de Manning si se conoce  $n$ , o bien se obtiene, cuando se tenga régimen establecido, utilizando una estación auxiliar aguas abajo de la estación de aforos, la cual sólo registra elevaciones de agua;  $\frac{\Delta E}{\Delta T}$  es la pendiente, con signo contrario, de la curva de elevaciones contra tiempo para ese instante. Se acostumbra usar el cambio en la elevación que ocurre durante la hora que precede al instante para el cual se quiere valorar el gasto, o para cualquier intervalo de tiempo, dependiendo de los datos disponibles y la precisión que se desee.

Para darse una idea de lo que se está hablando, se considerarán dos casos hipotéticos:

a). Un río "chico" con un tirante medio de 1 m, una celeridad  $U$  de 4.5 m/s, que durante una avenida cambia su elevación a razón de 3.6 m cada hora, se obtiene  $\frac{\Delta E}{\Delta T} = \pm 0.001 \text{ m/s}$ , por lo que

$$\frac{Q_R}{Q_m} = \sqrt{1 \pm \frac{0.00022}{S_m}}$$

b). Un río "grande" con un tirante de 10 m, una celeridad de 9.5 m/s, que durante las avenidas puede cambiar su elevación a razón de 8.64 m cada 24 horas, se tiene que  $\frac{\Delta E}{\Delta T} = 0.0001 \text{ m/s}$ , de donde

$$\frac{Q_R}{Q_m} = \sqrt{1 \pm \frac{0.0000105}{S_m}}$$

De aquí se concluye que los errores debido al cambio de pendiente hidráulica durante el paso de las avenidas pueden ser importantes solamente para cauces pequeños y de poca pendiente.

#### 4.2.- PROCEDIMIENTO PROPUESTO POR EL INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNAM

Con el objeto de verificar los resultados teóricos, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, analizó una muestra de 53 estaciones hidrométricas operadas por la Comisión Federal de Electricidad en la República Mexicana. Contenido de la Ref. 1

Para cada una de las estaciones analizadas se efectuó lo siguiente:

- 1) Se definió el rango o intervalo de las elevaciones para las cuales existen aforos. Generalmente, un gasto aforado está asociado a una lectura media de escala, siendo esta última el promedio de las lecturas de la escala tomadas al inicio y al final del aforo.
- 2) Se seleccionó un promedio de 25 aforos, cuyas elevaciones o escalas medias cubrieran el rango definido en el paso 1; principalmente, haciendo énfasis en los aforos correspondientes a las elevaciones más altas.
- 3) De cada una de las estaciones analizadas, de los aforos seleccionados se derivó el factor de fricción  $F_f$ , a partir de la ecuación de Manning:

Es decir:

$$F_f = \frac{S^{1/2}}{n} = \frac{Q}{(AR^{2/3})}$$

- 4) Con los valores de ESCALA MEDIA  $H$  y FACTOR DE FRICCIÓN  $F_f = \frac{S^{1/2}}{n}$  obtenidos de los aforos, se construyeron gráficas en donde  $H$  se ubicó en el eje de las ordenadas y  $F_f$  en el eje de las abcisas.

De esta manera, en el 90% de los casos se observó que a medida que el valor de la ESCALA MEDIA  $H$  (nivel del río) aumenta, el valor de  $F_f = \frac{S^{1/2}}{n}$  tiende a un valor constante cuyo rango de variación oscila entre 0.5 y 2.0. La anterior observación se desprendió después de haber interpolado una curva entre la gama de puntos graficados en el plano: Factor de fricción  $F_f$  (eje x) contra Elevación  $H$  (eje y). Ver fig. 4.2.

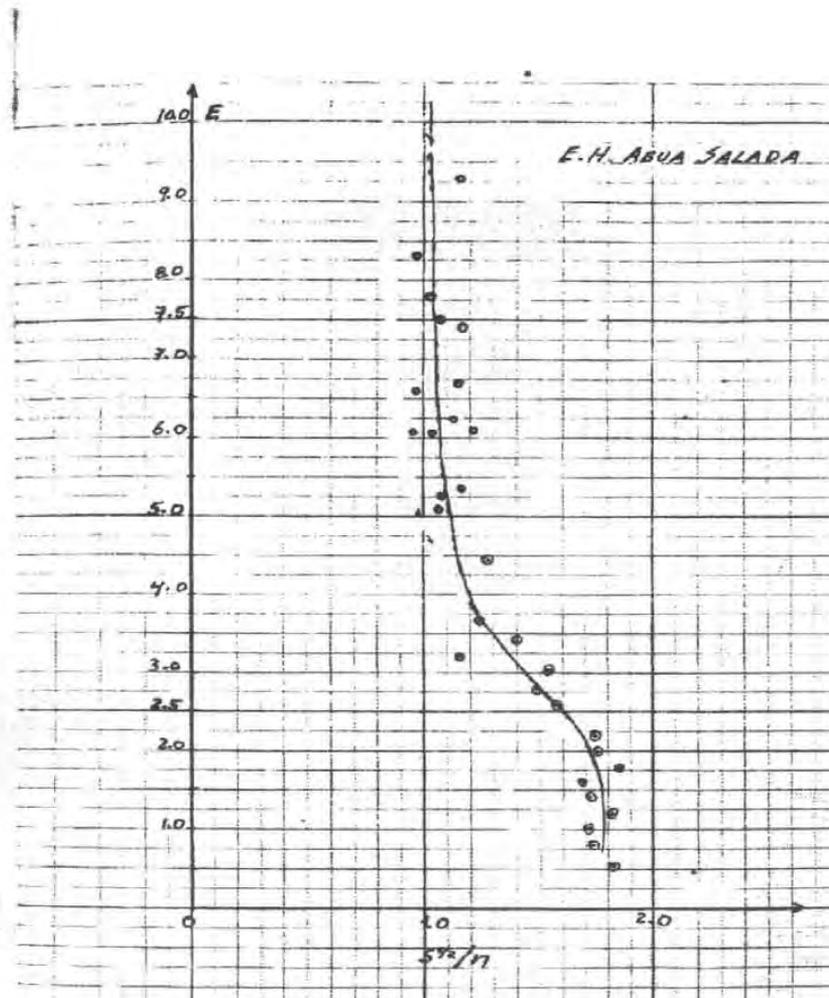


Figura. 4.2. Gráfica que muestra el comportamiento en el plano, de los valores del factor de fricción  $F_f = \frac{S^{1/2}}{n}$ , con relación al nivel del río  $H$ , para la estación hidrométrica "Agua Salada", ubicada sobre el río Papagayo. Ref. 1.

En algunos casos, en las gráficas correspondientes no se manifestó una tendencia definitiva, lo que puede obligar a la revisión de los resultados con ayuda de conceptos más complejos de Hidráulica Fluvial.

En la mayoría de los casos analizados se observaron errores menores o iguales a 15% en la estimación de los gastos mediante este método. En otros casos, donde no se tiene una definición adecuada del FACTOR DE FRICCIÓN  $F_f$  hacia elevaciones mayores, esto puede deberse al movimiento excesivo del fondo de la sección, por problemas inherentes a la práctica de los aforos, o por otros motivos.

Respecto al comportamiento del FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$  contra ESCALA MEDIA  $H$ , no existe mucho problema, debido a que se puede establecer una buena relación entre ambos mediante un ajuste gráfico o analítico, empleando datos de la sección transversal deducidos de los aforos y complementados con información de un levantamiento topográfico para elevaciones mayores a las aforadas, para evitar la extrapolación. Si bien el FACTOR GEOMÉTRICO puede ser muy "sensible" a los cambios en la sección para elevaciones pequeñas del flujo, generalmente no lo es para elevaciones grandes, condición que se supone también ocurre con las dos variables implícitas en el FACTOR DE FRICCIÓN. Esta es la hipótesis de partida para este método, lo cual representa cierta ventaja al tener que aplicarse principalmente a elevaciones altas asociadas a avenidas extraordinarias, difíciles de aforar.

De esta forma, el método propuesto permite estimar el gasto  $Q$ , para cualquier elevación  $H$ , pero principalmente para aquellas elevaciones donde por varias situaciones ya comentadas, no es posible realizar aforos. Así, el gasto  $Q$  se puede obtener mediante el producto del FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$  por el FACTOR DE FRICCIÓN  $F_f$ , siempre y cuando este último tenga una buena definición con respecto a la escala media al graficarse.

Es decir:

$$Q = F_g F_f$$

#### 4.3.- AJUSTE DE LOS FACTORES DE FRICCIÓN ( $F_f$ ) Y GEOMÉTRICO ( $F_g$ ) A ECUACIONES QUE REPRESENTEN SU COMPORTAMIENTO GEOMÉTRICO. UNA ALTERNATIVA DE MEJORA LA MÉTODO DEL I. I. UNAM.

En términos generales, la metodología que aquí se propone, permite aprovechar toda la información disponible del trabajo hidrométrico y, mediante el empleo de fórmulas básicas de la hidráulica de canales, disminuir la incertidumbre en la extrapolación de las curvas elevaciones-gastos. De esta manera se pretende caracterizar la estación de aforo mediante el comportamiento de las características de sus factores geométrico y de fricción.

Tradicionalmente, la resistencia al flujo se estima con la  $n$  de Manning o la  $C$  de Chézy, lo cual permite predecir la velocidad  $V$  y como consecuencia el gasto  $Q$  para una condición dada de flujo. Sin embargo, este pronóstico se complica para los gastos máximos extraordinarios. Principalmente por los errores que se cometen al seleccionar el valor de  $n$ . Asimismo, porque la pendiente de la superficie libre del agua, generalmente, no se mide directamente.

Con el fin de reducir la incertidumbre en la extrapolación de la relación escala-gastos, siempre se han estado desarrollando diferentes métodos, dentro de los cuales destaca el de Stevens (1942), el cual se basa en la fórmula de Chézy.

La fórmula de Chézy establece que:

$$Q = A C \sqrt{R S}$$

donde  $C$  es el coeficiente de rugosidad (encontrado posteriormente por Kutter),  $S$  la pendiente de energía,  $A$  el área de la sección transversal y  $R$  el radio hidráulico.

Stevens, expone que en la práctica, se ha observado que en un punto cualquiera de la corriente,  $C \sqrt{S}$  se mantiene constante y por lo tanto:

$$Q = (C \sqrt{S}) (A \sqrt{R})$$

es una función lineal, fácilmente extrapolable en papel logarítmico.

Por otro lado, se ha demostrado que  $R$  puede ser sustituido por la profundidad media o tirante hidráulico  $d$  (considerando que se tiene una sección transversal muy ancha), lo que da igual precisión y mejores resultados. Para este caso, no hay que olvidar que el tirante hidráulico  $R$  es la relación entre el área de la sección transversal  $A$  y el ancho de superficie de la misma  $B$ .

Por lo que la expresión de Stevens queda finalmente como:

$$Q = K A \sqrt{d}$$

donde  $K = C \sqrt{S}$ , se determina por medio de una serie de aforos para diferentes alturas.

Para la determinación de  $A \sqrt{d}$  para diferentes elevaciones es suficiente una sola sección transversal, cuanto mejor si ésta es uniforme, simétrica y no sufre modificaciones.

Sin embargo, como en la mayoría de los ríos donde se ubican estaciones de aforo, la sección transversal no es totalmente simétrica ni permanente, el criterio de Stevens tiene un rango de aplicación limitado.

En el método que se propone, siguiendo el criterio de Stevens en la ecuación del gasto, se pueden agrupar en dos grupos los términos: el correspondiente a la geometría de la sección  $A \sqrt{d}$ , y el que compete a la fricción  $C \sqrt{S}$ .

Por lo que la expresión de Stevens para calcular el gasto se puede representar con la expresión expuesta en el inciso anterior:

$$Q = F_g F_f$$

donde denominamos a  $F_g$  como FACTOR GEOMÉTRICO y  $F_f$  como FACTOR DE FRICCIÓN.

Cuando se utiliza la conocida fórmula de Manning, como hemos dicho anteriormente, los factores se traducen en:

$$F_g = A R^{2/3} \qquad F_f = \frac{S^{1/2}}{n}$$

El procedimiento descrito en el punto 4.1 anterior, puede ser mejorado mediante las siguientes consideraciones que a continuación se describen:

Es necesario encontrar un comportamiento que defina mejor al FACTOR DE FRICCIÓN  $F_f$ , a medida que varía la elevación del espejo del agua en la corriente, ya que como se podrá observar en las **TABLAS DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO**, del Anexo 1, donde se describen los aforos máximos seleccionados de cada una de las estaciones analizadas, los cuales están ordenados de acuerdo al valor de la **ESCALA MEDIA** en forma ascendente; en ellas, el FACTOR DE FRICCIÓN  $F_f$  varía de aforo en aforo en forma muy errática, dependiendo su valor de la relación que guarden el GASTO AFORADO  $Q$  y el FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$ .

Como sabemos, en los resultados de los parámetros del aforo tienen que ver muchos factores como: las condiciones hidráulicas de la corriente al momento del aforo (a la entrada o salida de una onda de avenida o flujo establecido), el estado del equipo con que se afora, y principalmente, la aplicación y el detalle con que se realicen las observaciones, además de que en algunas estaciones hidrométricas, su tramo y sección de aforo no son muy estables en su configuración del fondo, respecto al tiempo (caso especial se cita como ejemplo, la estación hidrométrica La Parota, que se incluye en el Anexo 1).

Para evitar entonces que el FACTOR DE FRICCIÓN  $F_f$  presente un comportamiento indefinido, lo que se recomienda es:

**Primero:** Contar con el mayor número de aforos posibles, principalmente de la parte media del rango de elevaciones aforadas, en adelante. Es decir, se deben preferir los aforos practicados para las elevaciones máximas, ya que lo que se busca es definir la tendencia del comportamiento de los FACTORES DE FRICCIÓN y GEOMÉTRICO para elevaciones altas. Ver **TABLAS DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO**, del Anexo 1, de las estaciones analizadas.

**Segundo:** Realizar un ajuste de regresión del FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$  de la sección de aforos contra ESCALA MEDIA H, (Columna 9 contra columna 3 de las **TABLAS DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO**). El ajuste de estos pares de valores es con la finalidad de obtener una relación uniforme del FACTOR GEOMÉTRICO a medida que aumente la elevación del espejo del agua. Es decir, se trata de encontrar una relación del comportamiento promedio del FACTOR GEOMÉTRICO respecto a la elevación o ESCALA MEDIA. El resultado de esta regresión corresponde a la columna 14 de las **TABLAS DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO**, con el encabezado:

(Fg)ajust. AJUSTE DE (H-Fg) DE AFOROS Y TOP.
---

Como ya se señaló anteriormente, si bien el factor geométrico puede ser muy "sensible" a los cambios en la sección para elevaciones pequeñas del flujo, generalmente no lo es para elevaciones grandes, que es donde nos interesa conocer los gastos. Además, para elevaciones bajas, siempre se podrá aforar cuantas veces sea necesario, para evaluar apropiadamente los escurrimientos.

De acuerdo con las características geométricas consideradas como ideales que debe tener una sección transversal del río para instalar en ella la sección de aforos, el ajuste de regresión del factor geométrico respecto de la elevación debe ceñirse, generalmente, a una ecuación de segundo grado, es decir, una parábola.

Por otra parte, para evitar extrapolar el ajuste de regresión del FACTOR GEOMÉTRICO contra ESCALA MEDIA, se recomienda que además de los valores  $F_g$  obtenidos de los aforos máximos seleccionados, se complementen con datos de un levantamiento topográfico para elevaciones por encima de los niveles máximos aforados, con el objeto de eliminar en lo posible la incertidumbre del valor del factor geométrico para cualquier elevación. En las estaciones hidrométricas analizadas, se realizó levantamiento topográfico de la sección de aforos, para elevaciones altas, con la finalidad de evitar la extrapolación del ajuste del FACTOR GEOMÉTRICO contra la ESCALA MEDIA.

**Tercero:** La sección de aforos de cualquier estación es difícil que sea estable para que exista una sola relación escala-gastos; aún así, se recomienda realizar un ajuste de regresión de la columna de GASTO AFORADO Q contra la columna ESCALA MEDIA H. Es decir, la columna 6 contra la 3, de las **TABLAS DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO**, de las estaciones analizadas. De esta manera, mediante esta regresión (ajuste gráfico o analítico), obtendremos una *relación media* para la estación de aforos entre el GASTO Q y la ESCALA MEDIA H. El resultado de esta regresión corresponde a la columna 15 de las **TABLAS DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO**, con el encabezado:

(Q)ajust.

Como podrá verse en las **TABLAS DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO**, de las estaciones analizadas, los **GASTOS AFORADOS** de los aforos seleccionados están ordenados en forma ascendente de acuerdo a la **ESCALA MEDIA**, pero no respecto a las fechas en que fueron realizados.

Así, mediante los ajustes del **FACTOR GEOMÉTRICO**  $(F_g)_{ajust.}$  y del gasto  $(Q)_{ajust.}$ , (columnas 14 y 15, respectivamente) ambos contra la **ESCALA MEDIA H**, se está en la posibilidad de que el **FACTOR DE FRICCIÓN**  $F_f$  pueda representar un comportamiento más definido al aumentar la elevación o **ESCALA MEDIA** hacia el extremo superior del rango donde existan aforos. Al **FACTOR DE FRICCIÓN** así determinado le llamaremos,  $(F_f)_{calc.}$ , como se observa en la columna 16, y se obtiene como:

$$(F_f)_{calc.} = \frac{(Q)_{ajust.}}{(F_g)_{ajust.}}$$

Es decir, el valor del  $(F_f)_{calc.}$  se obtiene dividiendo, respectivamente, el valor de la columna 15 entre la 14.

Con esto lo que se busca es definir mejor el comportamiento del factor de fricción hacia la parte alta, y permitir de esta manera encontrar una función que se le pueda ajustar; y como hipotéticamente  $F_f$  tiende a un valor constante a medida que aumenta la elevación, dicha función debe tener un comportamiento asintótico a un valor que puede ser esa constante. Esto representa una gran ventaja al extrapolar.

Resumiendo los puntos anteriores, el **FACTOR GEOMÉTRICO** se recomienda ajustarlo a una ecuación de segundo grado, donde  $F_g$ , quede en función de la elevación o **ESCALA MEDIA H**.

Así:

$$F_g = b_0 + b_1 H + b_2 H^2$$

Donde,  $b_i$  son coeficientes y  $H$  la elevación del espejo del agua, o **ESCALA MEDIA** del aforo.

El ajuste de los pares de valores: elevación o **ESCALA MEDIA H** (columna 3) contra **FACTOR GEOMÉTRICO**  $F_g = AR^{2/3}$  (columna 9), se puede realizar en forma manual o programando el siguiente sistema de ecuaciones normales:

$$\begin{aligned}
 b_0 n + b_1 \sum_{i=1}^n H_i + b_2 \sum_{i=1}^n H_i^2 &= \sum_{i=1}^n (F_g)_i \\
 b_0 \sum_{i=1}^n H_i + b_1 \sum_{i=1}^n H_i^2 + b_2 \sum_{i=1}^n H_i^3 &= \sum_{i=1}^n H_i (F_g)_i \\
 b_0 \sum_{i=1}^n H_i^2 + b_1 \sum_{i=1}^n H_i^3 + b_2 \sum_{i=1}^n H_i^4 &= \sum_{i=1}^n H_i^2 (F_g)_i
 \end{aligned}$$

Donde,  $b_i$  son los coeficientes,  $H_i$  las elevaciones o ESCALA MEDIA y  $(F_g)_i$  el FACTOR GEOMÉTRICO obtenido de los aforos y del levantamiento topográfico y  $n$  el número de parejas de datos empleados para el ajuste.

De manera similar, los GASTOS AFORADOS  $Q$  se pueden ajustar a una ecuación de tipo lineal, potencial, exponencial o de segundo grado, de tal forma que el gasto quede expresado en función de la elevación o ESCALA MEDIA  $H$ . El tipo de expresión que habrá de utilizarse se determina, por ejemplo, en función de la menor suma de los errores cuadráticos entre los gastos aforados y los estimados mediante la ecuación de mejor ajuste. Sin embargo, como ya se ha mencionado, aunque en el rango donde siempre se tendrán aforos directos todas las expresiones algebraicas puedan arrojar resultados muy similares, al extrapolarlas, cada una puede dar resultados distintos.

La ecuación lineal queda expresada como:  $Q = a + bH$ ; la potencial  $Q = aH^b$  ó  $Q = a(H + H_0)^b$ ; la exponencial  $Q = a e^{bH}$ , y la de segundo grado como  $Q = b_0 + b_1 H + b_2 H^2$ . Ver tabla 3.1.

Para el ajuste de los pares de datos de las columnas 3 y 6 (ESCALA MEDIA  $H$ , GASTO AFORADO  $Q$ ) a cada una de las anteriores ecuaciones, algunas se tienen que linealizar y en función del criterio de los mínimos cuadrados, por ejemplo, se determinan los valores de sus respectivos coeficientes.

Para la ecuación de segundo grado, las ecuaciones normales que permiten obtener el valor de los coeficientes son las expresadas anteriormente:

$$\begin{aligned}
 b_0 n + b_1 \sum_{i=1}^n H_i + b_2 \sum_{i=1}^n H_i^2 &= \sum_{i=1}^n Q_i \\
 b_0 \sum_{i=1}^n H_i + b_1 \sum_{i=1}^n H_i^2 + b_2 \sum_{i=1}^n H_i^3 &= \sum_{i=1}^n H_i Q_i \\
 b_0 \sum_{i=1}^n H_i^2 + b_1 \sum_{i=1}^n H_i^3 + b_2 \sum_{i=1}^n H_i^4 &= \sum_{i=1}^n H_i^2 Q_i
 \end{aligned}$$

Donde,  $b_i$  son los coeficientes,  $H_i$  las elevaciones o ESCALA MEDIA,  $Q_i$  el GASTO AFORADO y  $n$  el número de parejas conque se realiza el ajuste.

Una vez determinado el procedimiento anterior del mejor ajuste del FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$ , y del GASTO  $Q$ , ambos en función de la elevación  $H$ , se está en posibilidad de obtener un nuevo valor del factor de fricción, como se describió arriba; el cual se calcula mediante la siguiente expresión.

$$(F_f)_{calc.} = \frac{(Q)_{ajust.}}{(F_g)_{ajust.}}$$

Regresando al método de Stevens, en donde se dijo que tanto la pendiente hidráulica  $S$  como el coeficiente de rugosidad  $n$  no son muy sensibles a cambios para elevaciones altas, puede considerarse entonces que el FACTOR DE FRICCIÓN  $F_f$  tiende a ser constante para elevaciones grandes y su comportamiento puede definirse mediante una expresión exponencial asintótica, por ser una ecuación con las premisas señaladas; es decir, si el valor de la ESCALA MEDIA  $H$  es alto, el valor del FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$  también aumenta, y por lo tanto el FACTOR DE FRICCIÓN  $F_f$  tiende a un valor constante " $a_0$ ", como se podrá observar en las gráficas de la expresión:

$$F_f = a_0 \pm b e^{-c F_g}$$

donde  $a_0$ ,  $b$  y  $c$  son los coeficientes de ajuste y el signo  $\pm$  indica que  $F_f$  puede ir aumentando o disminuyendo asintóticamente al valor de " $a_0$ ", a medida que  $F_g$  aumenta. En las estaciones que se ofrecerán como ejemplo, existen ambos tipos, tanto con signo (+) como con signo (-).

La determinación de los coeficientes de esta ecuación asintótica no representa ninguna complicación, si se manipulan apropiadamente las variables; generalmente se deducen por el criterio de mínimos cuadrados o de algún otro. Sin embargo, por la importancia que tiene el coeficiente " $a_0$ ", es recomendable trasladarlo al lado izquierdo de la ecuación, con el objeto de simplificar el proceso de cálculo, con la ventaja de que los datos se agrupan a una línea recta cuando se trabaja con logaritmos, y es factible buscar el valor más apropiado de " $a_0$ " a base de prueba y error, hasta encontrar aquel para el cual el ajuste tiene el mayor coeficiente de determinación  $r^2$  y el mínimo error estándar del coeficiente " $c$ " de  $F_g$  en la ecuación.

#### 4.4.- EJEMPLO DE APLICACIÓN.

Se hará un ejemplo de aplicación del método propuesto, para la estación hidrométrica "El Carrizo", Oax., la cual se localiza sobre la corriente principal del río Verde o Atoyac, y afora los escurrimientos de 16144 km<sup>2</sup>, desde agosto de 1969 a la fecha. La información que se analizará de esta estación, se incluye en el Anexo 1, en la **TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO**, correspondiente a esta estación.

Para esta estación, al igual que para las otras que se presentan en este trabajo, se llevó a cabo la recopilación de información de aforos directos correspondientes al período 1974-1995. Para esta estación, el intervalo de lecturas de escala (ESCALA MEDIA H) oscila entre 5.26 metros, hasta el nivel máximo aforado de 11.34 metros, según se puede observar en la **TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO**, correspondiente a la estación hidrométrica "El Carrizo", Oax., que aparece en el Anexo 1.

Asimismo, se realizó un levantamiento topográfico del perfil y planta del cauce en el *tramo de aforos* así como de la sección transversal donde se localiza la canastilla, determinándose los parámetros geométricos de esta última, respecto a la escala instalada, hasta los 13.59 metros, aunque el nivel máximo alcanzado por una avenida ha sido de 20.40, en el año de 1974.

##### 4.4.1.- DESARROLLO.

1.- Recurriendo a la información de los aforos de la estación hidrométrica "El Carrizo", perteneciente a la C. F. E., se seleccionaron 95 aforos directos (y algunos obtenidos de manera referenciada) practicados por el método de sección-velocidad, empleando molinetes hidráulicos de copas. Ver la **TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO**, correspondiente a esta estación, del Anexo 1.

En esta tabla, desde la columna 1 hasta la 13 contienen los datos de cada aforo, donde algunos parámetros son calculados en función de otros: GASTO AFORADO Q, el ÁREA DEL AFORO A, el PERÍMETRO MOJADO P de la sección de aforos, el RADIO HIDRÁULICO  $R=A/P$ , etc. Asimismo, se calculó el FACTOR DE FRICCIÓN  $F_f$  (columna 10) a partir de la ecuación de Manning, dividiendo los valores del GASTO AFORADO Q (columna 6) entre el FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$  (columna 9).

$$F_f = \frac{S^{1/2}}{n} = \frac{Q}{(AR^{2/3})}$$

En la gráfica  $F_f-H$ , los valores de la columna 10 aparecen con la simbología  $(F_f)_{\text{aforado}}$ .

2.- Como se menciona en el inciso 4.3, en el segundo paso, se realizó el ajuste mediante regresión del FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$  de la sección de aforos contra ESCALA MEDIA H, (Columna 9 contra columna 3 de la TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO).

De las diversas ecuaciones empleadas, el mejor ajuste de estos pares de valores correspondió a la ecuación de segundo grado, cuya expresión es:

$$F_g = 61.22981 - 56.37266 H + 28.35603 H^2$$

con un coeficiente de determinación  $r^2=0.9913$  y un coeficiente de correlación de  $r=0.99564$ .

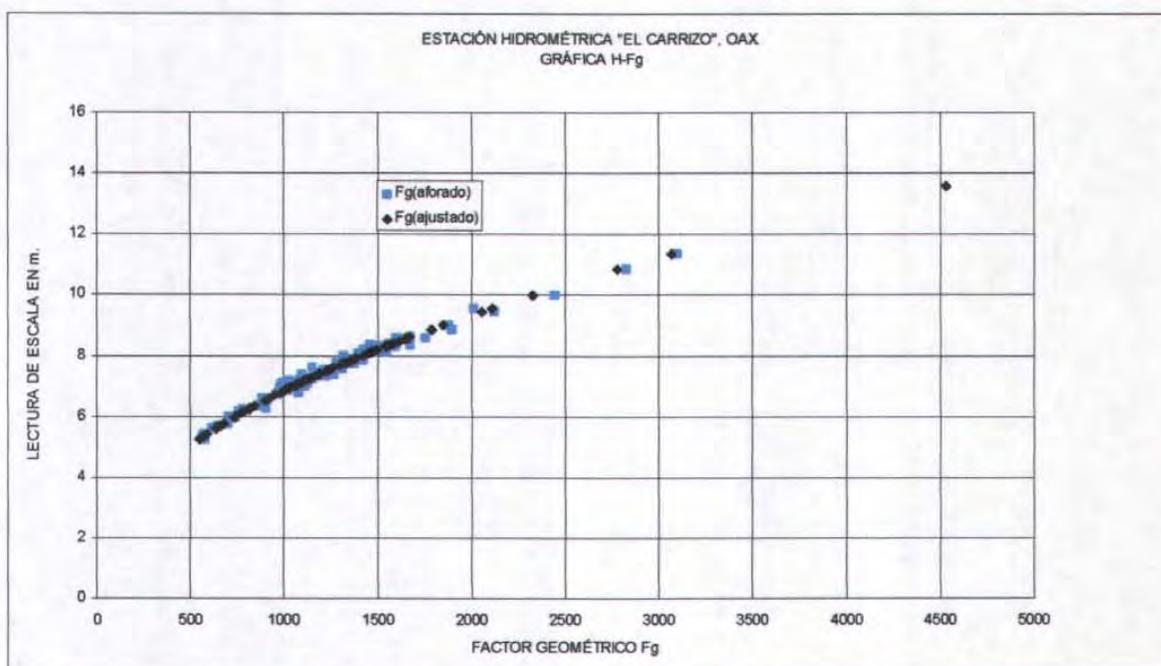


Figura. 4.3. Gráfica que muestra el comportamiento, del FACTOR GEOMÉTRICO contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 9 y 14 contra la columna 3).

3.- Nuevamente, como se menciona en el inciso 4.3, en el tercer paso, se realizó el ajuste mediante regresión del GASTO AFORADO Q contra ESCALA MEDIA H, (Columna 6 contra columna 3 de la TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO).

De las diversas ecuaciones empleadas, el mejor ajuste de estos pares de valores correspondió a la ecuación de segundo grado, cuya expresión es:

$$Q = -136.8665 + 52.2933 H + 15.61791 H^2$$

cuyo coeficiente de determinación es  $r^2=0.9570$  y un coeficiente de correlación de  $r=0.97826$ .

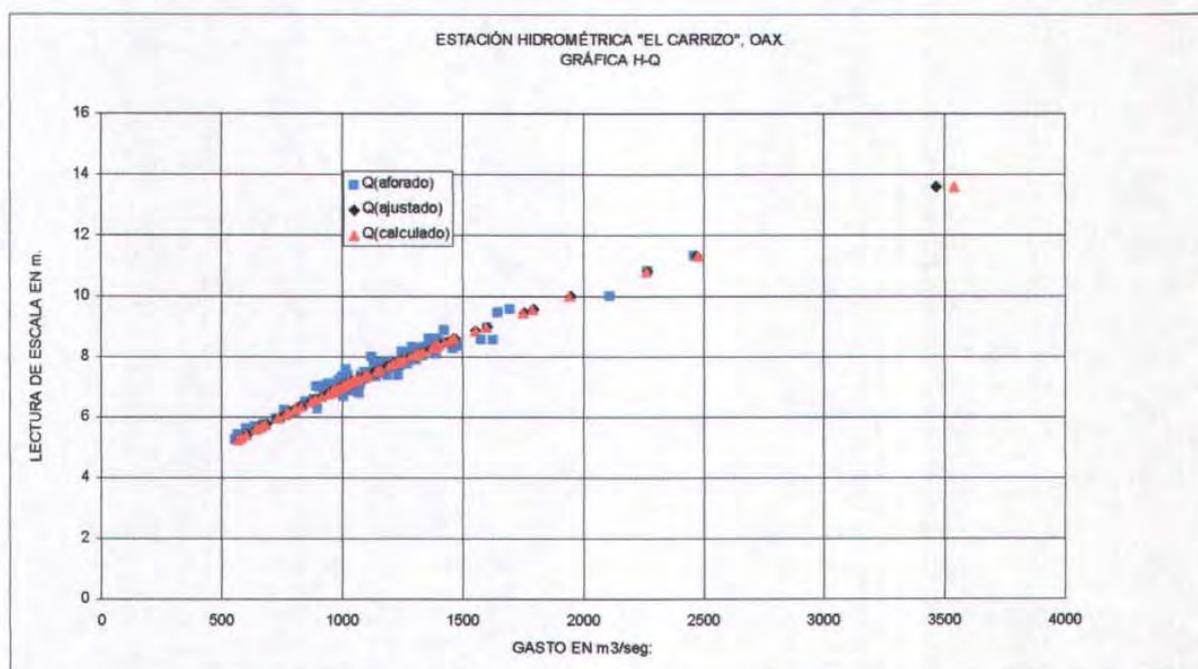


Figura. 4.4. Gráfica que muestra el comportamiento, del GASTO Q contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 6, 15 y 18 contra la columna 3).

4.- De los dos ajustes anteriores,  $(H, F_g)$  y  $(H, Q)$ , mediante sus ecuaciones respectivas, se determinan los valores del FACTOR GEOMÉTRICO  $(F_g)_{ajust.}$  (columna 14) y GASTO  $(Q)_{ajust.}$  (columna 15) para cada una de las lecturas de ESCALA MEDIA  $H$  contenidos en la tabla, con el objeto de obtener los valores del FACTOR DE FRICCIÓN CALCULADO (columna 16),  $(F_f)_{calc.} = \frac{(Q)_{ajust.}}{(F_g)_{ajust.}}$ .

Es decir, los valores de la columna 16 se obtienen de dividir de manera correspondiente, los valores de la columna 15 entre la 14.

Ver TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO, de la estación "El Carrizo", Oax.

5.- Una vez determinados los valores de  $(F_f)_{calc.}$  (columna 16) y  $(F_g)_{ajust.}$  (columna 14), correspondientes a cada una de las lecturas de escala aforadas, se ajustan los pares de valores de estas columnas a la ecuación de tipo exponencial:

$$F_f = a_0 \pm b e^{-c F_g}$$

en la cual, el signo  $\pm$  implica que el valor de  $F_f$  tiende asintóticamente en forma ascendente o descendente a un valor constante " $a_0$ ", a medida que el valor de  $F_g$  aumenta. Es decir, el valor del FACTOR DE FRICCIÓN tiende hacia un valor constante " $a_0$ ", a medida que el nivel de la corriente o ESCALA MEDIA aumenta, y es aquí donde este método ofrece la ventaja para poder extrapolar este ajuste hacia niveles nunca aforados, ya que el FACTOR GEOMÉTRICO siempre podrá conocerse para cualquier elevación en la sección de aforos.

Para el ajuste de los datos a esta ecuación, es necesario realizar un acomodo de las constantes que en ella intervienen, de tal manera que pasaremos la constante " $a_0$ " al lado izquierdo.

Así, considerando el signo positivo, tenemos que la ecuación

$$F_f = a_0 \pm b e^{-c F_g}$$

se transforma en:

$$(F_f - a_0) = b e^{-c F_g}$$

Con el objeto de facilitar el ajuste, es necesario linealizar esta expresión, lo cual se logra mediante el empleo de logaritmos. De esta manera se tiene que:

$$\ln(F_f - a_0) = \ln b - c F_g$$

quedando la ecuación similar a la expresión de una recta, como:

$$y' = a + k x$$

donde:  $y' = \ln(F_f - a_0)$

$$a = \ln b$$

$$k = -c, y$$

$$x = F_g$$

Finalmente, el ajuste de los datos se realiza mediante un proceso de ensayo y error, proponiendo, previo a cada ajuste, el valor de " $a_0$ ". El mejor ajuste será aquel cuyo coeficiente de determinación  $r^2$  sea más cercano a 1, y el método empleado es de los mínimos cuadrados.

Para la selección del valor de " $a_0$ " que se propone en cada uno de los ajustes, de manera gráfica se observa la tendencia del  $(F_f)_{calc.}$  a medida que  $H$  aumenta.

Enseguida aparece un cuadro que muestra los valores de los coeficientes  $b$  y  $c$ , de la ecuación  $F_f = a_0 + b e^{-cF_g}$ , además del valor del coeficiente de determinación  $r^2$ , para los ajustes realizados para cada valor de "a<sub>0</sub>" propuesto.

Resultados de ajustes de la ecuación  $F_f = a_0 + b e^{-cF_g}$ .

N (Núm. Datos)	Valor propuesto de "a <sub>0</sub> "	$F_f = a_0 + b e^{-cF_g}$	Coficiente de determinación $r^2$
91	0.85	$F_f = 0.85 + 0.656 e^{-0.001839 F_g}$	0.909
92	0.84	$F_f = 0.84 + 0.561 e^{-0.0015875 F_g}$	0.960
93	0.83	$F_f = 0.83 + 0.541 e^{-0.001458 F_g}$	0.955
93	0.82	$F_f = 0.82 + 0.469 e^{-0.001244 F_g}$	0.986
94	0.81	$F_f = 0.81 + 0.506 e^{-0.001233 F_g}$	0.951
95	0.80	$F_f = 0.80 + 0.518 e^{-0.00118 F_g}$	0.948
95	0.79	$F_f = 0.79 + 0.445 e^{-0.000983 F_g}$	0.998
95	0.78	$F_f = 0.78 + 0.419 e^{-0.000867 F_g}$	0.997
<b>95</b>	<b>0.77</b>	$F_f = 0.77 + 0.406 e^{-0.000784 F_g}$	<b>0.998</b>
95	0.76	$F_f = 0.76 + 0.400 e^{-0.0007181 F_g}$	0.997
95	0.75	$F_f = 0.75 + 0.398 e^{-0.0006645 F_g}$	0.995

Del cuadro anterior se puede observar que el **mejor ajuste** de los pares de datos  $((F_f)_{calc.}, (F_g)_{ajust.})$  corresponde al rango de valores de  $0.77 < a_0 < 79$ .

Los valores del coeficiente de determinación  $r^2$  son altos debido a que los pares de valores que se están ajustando definen una buena tendencia; en contraste si se ajustan los valores de las columnas 9 y 10.

De esta manera, tenemos que las ecuaciones de los factores GEOMÉTRICO y de FRICCIÓN quedan expresados respectivamente como:

$$F_g = 61.22981 - 56.37266 H + 28.35603 H^2 \quad (\text{columna 14}) \quad y,$$

$$F_f = 0.77 + 0.406 e^{-0.000784 F_g} \quad (\text{columna 17})$$

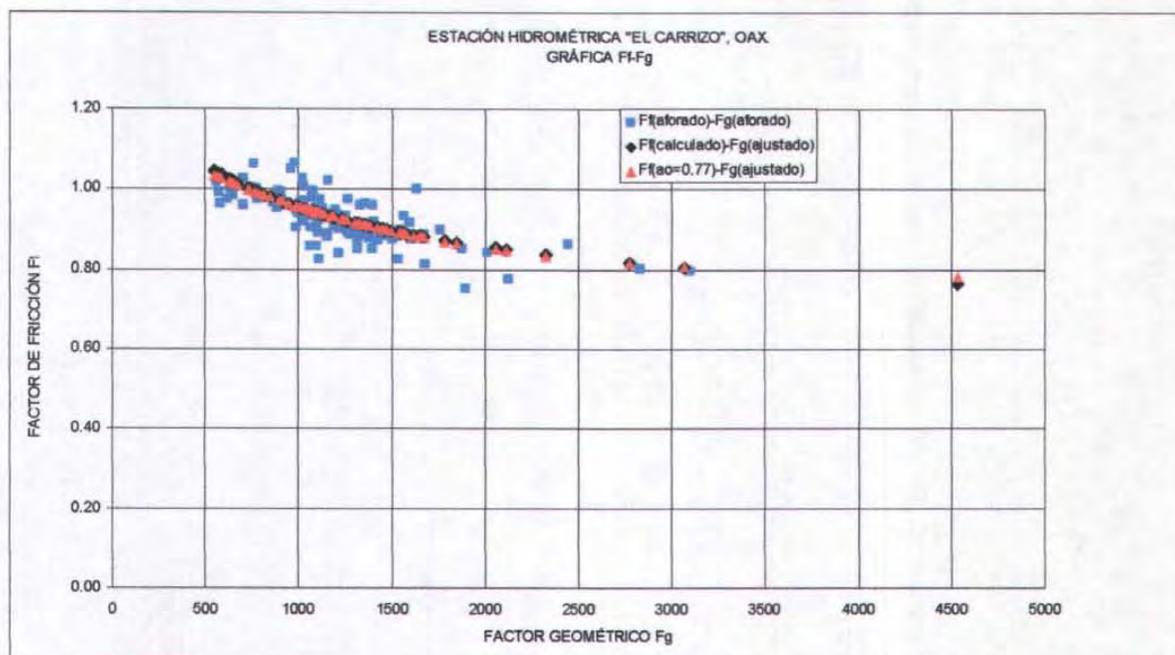


Figura. 4.5. Gráfica que muestra el comportamiento, del FACTOR DE FRICCIÓN contra el FACTOR GEOMÉTRICO. (Valores de la columna 9 contra la 10; columna 14 contra la 16 y columna 14 contra la 17)

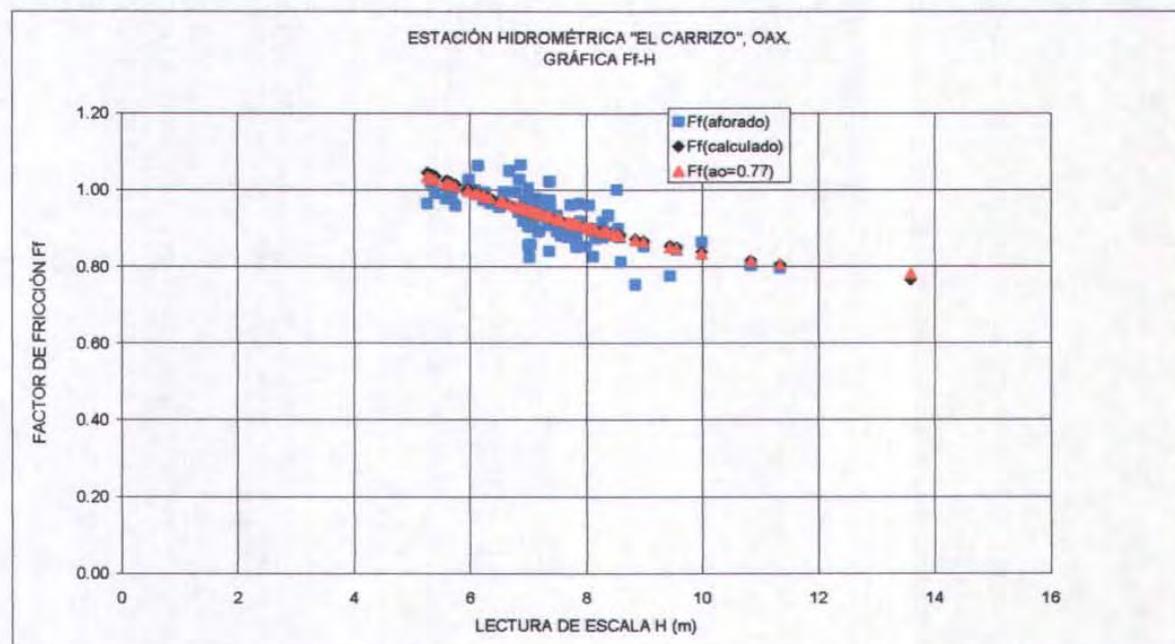


Figura. 4.6. Gráfica que muestra el comportamiento, del FACTOR DE FRICCIÓN contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 10, 16 y 17 contra la columna 3).

La gráfica 4.6 permite observar el comportamiento del FACTOR DE FRICCIÓN contra la ESCALA MEDIA, en vez del FACTOR GEOMÉTRICO.

De cualquier forma, después del proceso anterior, mediante la expresión:

$$Q_{calc.} = (F_g)_{ajust.} (F_f)_{mejor\ ajuste\ para\ \alpha_0=0.77}$$

podemos determinar el gasto correspondiente a cualquier lectura de escala (H) en la estación hidrométrica "El Carrizo", Oax. (valores de la columna 18); principalmente, para los niveles extraordinarios alcanzados por el agua, por encima del rango de aforos.

Es decir, el gasto calculado  $Q_{calc.}$  (columna 18), es el producto de las columnas 14 y 17.

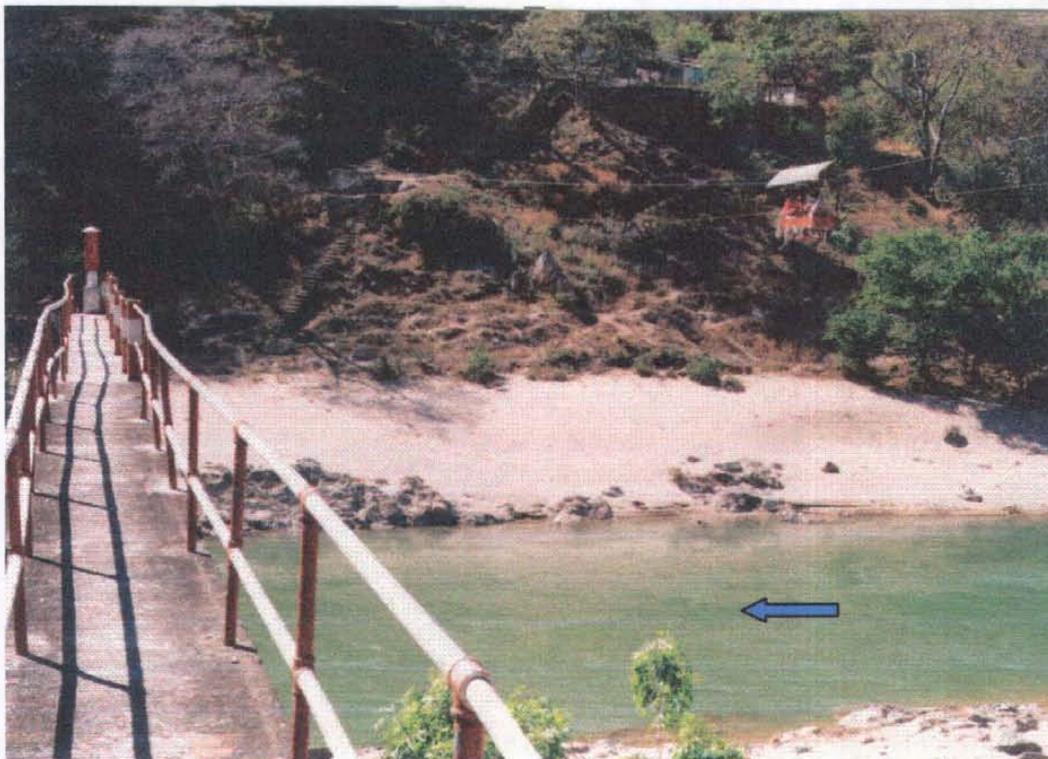
Ver TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO, de la estación "El Carrizo", Oax. y la gráfica 4.4 de este ejemplo, donde se compara en el plano el comportamiento de los valores de: GASTO AFORADO (Q) (columna 6), GASTO AJUSTADO ( $Q_{ajust.}$ ) (columna 15) y GASTO CALCULADO ( $Q_{calc.}$ ) (columna 18); contra la ESCALA MEDIA H (columna 3). En esta gráfica, se observa una buena correspondencia en el comportamiento de los tres valores contra la ESCALA MEDIA H (columna 3).

Tanto para la estación hidrométrica "El Carrizo", Oax., como de las otras estaciones analizadas en este trabajo, se presenta la estadística de los gastos máximos anuales que fueron estimados en su oportunidad para las elevaciones máximas anuales y, su comparación con los gastos calculados  $Q_{rev.}$ , estimados con el método aquí propuesto, considerando para estos últimos las ecuaciones  $(F_g)_{ajust.}$  y  $(F_f)_{mejor\ ajuste\ para\ \alpha_0}$  correspondientes a cada estación hidrométrica. Ver Anexo 1.

Los resultados calculados con el método propuesto, aparecen en la columna de cada estación con encabezado  $Q_{rev.}$ , el cual es el producto de los valores de las columnas con encabezados  $(F_g)_{ajust.}$  y  $(F_f)_{ajust.}$ , calculados estos últimos en función de las lecturas de escala máximas correspondientes.

Las tablas para las cuencas hidrológicas Balsas, Papagayo y Ometepec, que contienen esta información tienen el encabezado "COMPARACIÓN DE LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES, CON LOS GASTOS CALCULADOS CON EL MÉTODO PROPUESTO", y se encuentran en el Anexo 2. Ver las gráficas correspondientes a cada estación, donde se muestra la comparación entre los gastos máximos anuales que fueron estimados en su oportunidad para las elevaciones máximas anuales y, su comparación con los gastos calculados con el método aquí propuesto.

A continuación se muestran fotografías de la sección de aforos de la Estación Hidrométrica "El Carrizo", vista desde la margen izquierda, la cual se ubica sobre el cauce principal del río Verde, en el estado de Oaxaca.



## 5.- CONCLUSIONES

Sabemos muchas cosas. Y no solo sabemos muchos detalles de dudoso interés intelectual, sino también cosas de considerable significancia práctica y, lo que es más importante, que nos proporcionan profundas interiorizaciones teóricas y, por lo tanto, una sorprendente comprensión del mundo.

Nuestra ignorancia es ilimitada. Sin duda, es precisamente el asombroso progreso de la ciencia el que constantemente vuelve a abrirnos los ojos acerca de nuestra ignorancia. Esto da un nuevo sesgo a la idea de la ignorancia. Con cada paso que damos hacia delante, con cada problema que resolvemos, no sólo descubrimos nuevos e irresueltos problemas, sino que también vamos descubriendo que, cuando más creíamos estar pisando terreno firme y seguro, más evidente se hace que todas las cosas son, en verdad, inestables y están siempre cambiando.

Todos cometemos errores; errar no es distintivamente humano. Pero aunque muchos otros seres vivos tienen habilidad parcial para corregir errores, reconocerlos y hasta aprender de ellos, al parecer sólo los seres humanos obran activamente en ese sentido. Más que esperar a que los errores se nos manifiesten por sí mismos, quizá con desastrosas consecuencias, nosotros debemos buscarlos consciente y deliberadamente: debemos poner a prueba nuestras ideas, hacer intentos de manera crítica y, desechar lo que encontremos mal hecho y volverlo a intentar.

Mezclada con esta actitud crítica, debemos reconocer que existe una debilidad distintiva de los seres humanos: el sentimiento de que debemos avergonzarnos de nuestras equivocaciones, y de que deberíamos lamentar el cometerlas, en vista de que pueden ser resultado de nuestra incompetencia o de nuestra falta de madurez de juicio. Sin embargo, tales escrúpulos son improcedentes y es necesario reprimirlos sin miedo, pues no existe ninguna manera conocida para evitar sistemáticamente el error; no existe, en particular, ningún método conocido para soslayarlo en nuestra exploración de lo desconocido. Por tanto, el miedo a cometer errores degenera, típicamente, en el rechazo a las nuevas ideas, en el desagrado por cualquier iniciativa audaz. Si de veras queremos descubrir cómo funciona el mundo, debemos estar bien preparados para corregir los errores que cometamos; pero para corregirlos, ante todo debemos estar bien dispuestos a cometerlos.

El caso específico de este trabajo, no es más que una manifestación de atrevimiento, al plantear una alternativa más de solución de las muchas que existen actualmente en la literatura de la especialidad, para la estimación de gastos asociados a elevaciones que no es posible aforar directamente, debido a diversas limitantes como pueden ser del equipo disponible, a la falta de infraestructura apropiada o aspectos propios de la naturaleza de las avenidas.

Sin embargo, considero que la aplicación de cada uno de los métodos existentes debe obedecer tanto al objetivo que se pretende satisfacer, como a la disponibilidad de la información apropiada y suficiente para ello; pero principalmente al buen juicio y experiencia del que investiga.

En el caso de la aplicación del método que se propone en este trabajo, se parte de la ventaja de que existen antecedentes de investigación en este mismo sentido, como de que existe información de aforos practicados en forma directa en el sitio de interés, para un rango importante de elevaciones de las avenidas ocurridas; así como de su complementariedad con el levantamiento topográfico de la sección transversal del río coincidente con la estación de aforo.

Cada vez es más importante la cuantificación precisa del potencial hidrológico disponible, para un aprovechamiento más racional, seguro y sostenido de este recurso a través de obras de generación, riego, protección, etc. Por lo cual es necesario afinar cada vez mejor los métodos de medición o cuantificación de las variables inherentes a los escurrimientos, para así disponer de información más confiable que sirvan de base para los estudios de nuevos proyectos o la revisión de las obras hidráulicas en operación.

Como se observa en el anexo 2, al comparar gráficamente los valores de los gastos máximos anuales históricos de cada estación, con los gastos calculados por el método propuesto, en algunas estaciones, la dispersión entre ambos es mayor que otras. Ello obedece principalmente a que los criterios de extrapolación de las curvas elevaciones-gastos, desde un principio de la práctica de la hidrometría en la Comisión Federal de Electricidad fue realizada más con criterios "estéticos" y empíricos que con bases teóricas apropiadas.

Sin embargo, podríamos decir que las obras que fueron diseñadas con esa información y que hasta la fecha siguen operando, no han "fallado". Pero puede ser que no hayan fallado por estar sobradas en su diseño o porque han sido bien operadas. Cualesquiera que sea la razón, en la hidrometría como en los otros campos de la ciencia, estamos obligados a realizar una apreciación cada vez más objetiva de la naturaleza, si es que queremos hacer una buena extrapolación de su comportamiento en el tiempo.

La contribución que se presenta en esta tesis, sólo tiene la intención de proponer una opción más en el infinito proceso de acercamiento al conocimiento de la relación escala-gasto, principalmente durante las avenidas extraordinarias en las corrientes naturales aforadas.

Si alguien cae en la curiosidad de contrastar lo que aquí se propone, el esfuerzo que implicó este trabajo habrá valido la pena; porque seguiremos avanzando.

## 6.- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Domínguez Mora Ramón, "Procedimientos de extrapolación para el cálculo hidrométrico". Proyecto 8350, enero de 1989, Elaborado para Comisión Federal de Electricidad.
2. Domínguez Mora Ramón y Fuentes Mariles Guadalupe, "Análisis Regional para el Cálculo de Avenidas de Diseño en Zonas Sujetas a la Acción de Huracanes", Documento elaborado para Comisión Federal de Electricidad por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. México, 1991
3. Domínguez Mora Ramón y Alvarado Cuadra Antonio, "Métodos para el Cálculo de Avenidas de Diseño de Vertedores en Presas de Almacenamiento", Documento elaborado para Comisión Nacional del Agua por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. México, 1991
4. Salas Salinas Marco Antonio, "Diagnóstico sobre Inundaciones Ocurridas en las Principales Cuencas de la República Mexicana, Región Hidrológica 18", CENAPRED, Coordinación de Investigación, Área de Riesgos Hidrometeorológicos, México, 1991.
5. Gurría E. Germán, Jiménez T. Alfredo, González S. Enrique, "Métodos para la extrapolación de curvas de gastos a partir de las características geométricas e hidráulicas de una sección de aforos". Informe interno de la Residencia de Estudios Civiles de Comisión Federal de Electricidad, en Querétaro, Qro. 1988.
6. Jiménez T. Alfredo, González S. Enrique, "Un método para la extrapolación de curvas de gastos en cauces de montaña con material grueso, mediante el ajuste de la pendiente de fricción". Informe interno de la Residencia de Estudios Civiles de Comisión Federal de Electricidad, en Querétaro, Qro. 1988.
7. Gurría E. Germán, Jiménez T. Alfredo, González S. Enrique, "Recomendaciones para el Cálculo Hidrométrico a partir del Análisis de los Escurrimientos en el río Blanco, Ver.". Informe interno de la Residencia de Estudios Civiles de Comisión Federal de Electricidad, en Querétaro, Qro. 1988.
8. Ontiveros Retes Cuauhtémoc, "Extrapolación de gastos en el río Acaponeta durante las avenidas de septiembre de 1993, mediante el ajuste de los factores geométricos e hidráulicos en dos estaciones de aforo en cascada", Memorias del XIII Congreso Nacional de Hidráulica. México.

9. Escalante Sandoval Carlos. Tesis Doctoral. D.E.P.F.I. U.N.A.M.
10. Gardea Villegas Humberto, "Un procedimiento para extrapolar curvas de apoyo en secciones de aforo", Memorias del VII Congreso Nacional de Hidráulica. México.
11. Secretaría de Recursos Hidráulicos, "Instructivo para aforo de corrientes", 5ª, edición, México, D. F., 1964.
12. Maza Álvarez J. Antonio y García Flores Manuel, *Hidrodinámica. Bases para Hidráulica Fluvial*. Series del Instituto de Ingeniería U.N.A.M. No. D-20. Ciudad Universitaria, México. Mayo de 1964.
13. Clifford Boyer Marion, "Streamflow measurement", Section 15 del Chow Ven Te, "Handbook of applied hydrology", McGraw-Hill Book Co.
14. Chow Ven Te, "Open Channel Hydraulics", McGraw-Hill Book Company, 1959.
15. Sotelo Ávila Gilberto, "Manual para el Aforo de Corrientes", traducción y adaptación de las normas para el aforo de corrientes, utilizadas por el U. S. Bureau of Reclamation y contenidas en la publicación "Water Measurement Manual". Traducción patrocinada por la Secretaría de Recursos Hidráulicos y realizada por la U.N.A.M., F.I., División de Estudios Superiores, 1970.
16. Barnes, Harry H., Jr. "Roughness Characteristics of Natural Channels", U. S. Geological Survey Water-Supply Paper 1849, 1967.
17. C. Riggs H., "A Simplified slope-area Method for Estimating Flood Discharges in Natural Channels", Journal Research U. S. Geological Survey, Vol. 4, No. 3, May-Jun 1976, p. 285-291.
18. Singh V. P., "Elementary Hydrology", Part 5, Streamflow Measurement and Hydrograph Anaysis, 12 Streamflow Measurement, p. 377-437.
19. W. Herschy R., "Hydrometry, Principles and Practices", Departament of the Enviroment Water Data Unit, Reading, John Wiley & Sons.
20. Chie Yen Ben, "Channel Flow Resistance: Centennial of Manning's Formula", Water Resources Publications, 1991.

21. Universidad Nacional Autónoma de México. Comité Nacional Mexicano para el Decenio Hidrológico Internacional. Memoria 1966-1967. México 1968.
22. Documentación de la Comisión del Plan Nacional Hidráulico"; SARH
23. Domínguez Mora R. "Métodos para el cálculo de avenidas de diseño de vertederos en presas de almacenamiento". I. I. -UNAM
24. Campos Aranda Daniel Francisco. "Procesos del ciclo hidrológico"; Universidad Autónoma de San Luis Potosí
25. Maza Álvarez J. A, et al. Hidráulica Fluvial, Hidrotécnica, A.2.11. Manual de Diseño de Obras Civiles. C. F. E.

## **ANEXO 1.- RESULTADOS DEL ESTUDIO REALIZADO PARA OTRAS ESTACIONES HIDROMÉTRICAS.**

De igual forma que para la estación hidrométrica "El Carrizo" del ejemplo del Capítulo 4, se procedió al análisis de la información de los aforos seleccionados de las otras estaciones hidrométricas, de las cuales a continuación se exponen los resultados en cada uno de los pasos descritos anteriormente. La información seleccionada de cada estación se encuentra contenida en su respectiva **TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO**.

Las estaciones de aforo que se caracterizaron están organizadas por cuenca hidrológica. Para cada estación hidrométrica, primeramente aparece la ecuación a que se ajustaron los valores de los gastos aforados seleccionados y, la gráfica escala-gasto (H-Q), donde se comparan los valores de la columna 6, **GASTO AFORADO**; los gastos ajustados ( $Q$ )<sub>ajust.</sub>, (columna 15), calculados con la ecuación cuadrática correspondiente y, los gastos calculados con el método propuesto  $Q_{calc.}$ .

En seguida aparece la ecuación a que se ajustaron mejor los valores del **FACTOR GEOMÉTRICO**  $F_g$ , obtenido de los aforos y levantamiento topográfico y, su gráfica (H- $F_g$ ), donde se comparan los valores de la columna 9 y los valores del factor geométrico ajustado (columna 14). Y, finalmente, aparece una tabla donde se muestra el proceso de ensayo y error para obtener el mejor ajuste entre los valores de las columnas 14 y 15, para determinar la ecuación del **FACTOR DE FRICCIÓN**. Finalmente aparecen dos gráficas: en la primera se observa el comportamiento del **FACTOR GEOMÉTRICO** contra el **FACTOR DE FRICCIÓN** y en la segunda se observa el comportamiento de la **ESCALA MEDIA H**, contra el **FACTOR DE FRICCIÓN**  $F_f$  (factor de fricción obtenido directamente de los aforos (columna 10); factor de fricción calculado ( $F_f$ )<sub>calc.</sub> (columna 16) y factor de fricción que resultó del mejor ajuste para el valor propuesto de " $a_o$ "; contra la **ESCALA MEDIA H** columna 3).

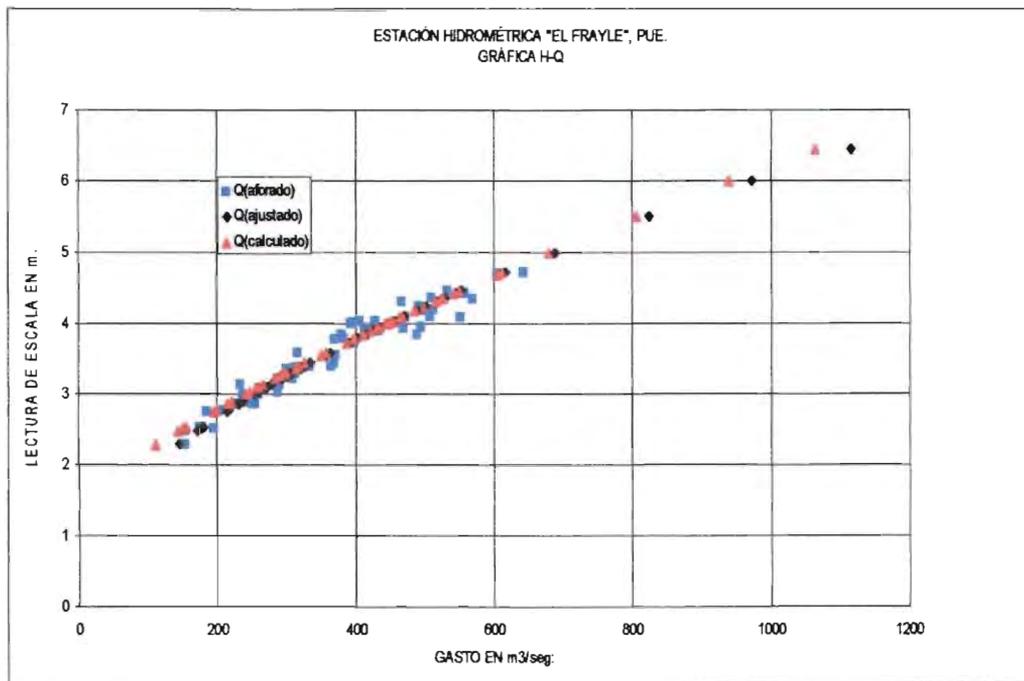
Como complemento se anexa una fotografía de la estación de aforo.

## A) CUENCA DEL RÍO BALSAS

### E. H. "El Frayle", Pue.

1.- Ajuste del GASTO AFORADO Q (columna 6) contra ESCALA MEDIA H (columna 3)

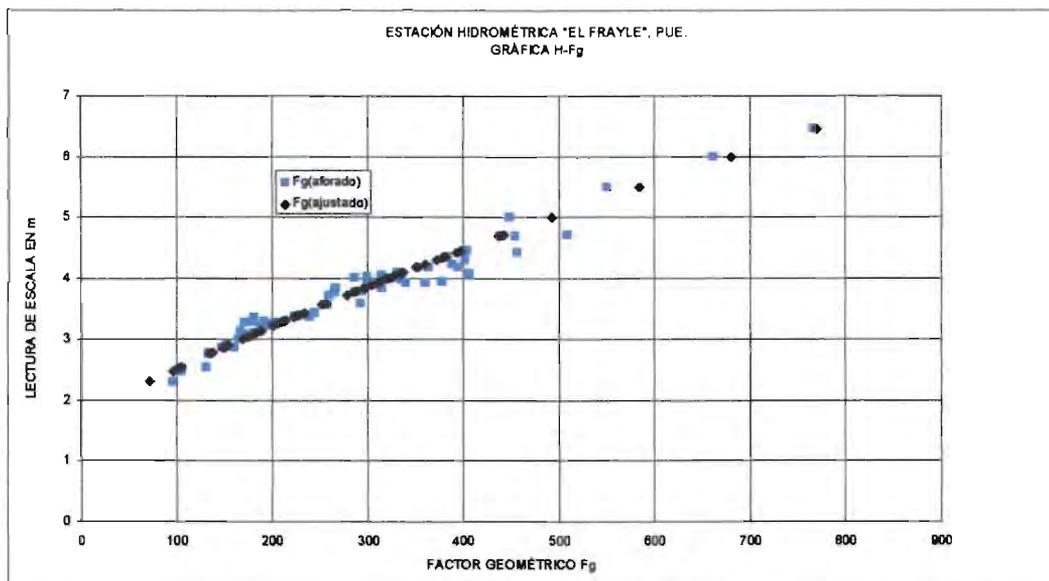
$$Q = -56.50756 + 35.59178H + 22.66986H^2$$



Gráfica que muestra el comportamiento, del GASTO Q contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 6, 15 y 18 contra la columna 3).

2.- Ajuste del FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$  (columna 9) contra ESCALA MEDIA H (columna 3).

$$F_g = -184.351139 + 91.36075H + 8.78426863H^2$$



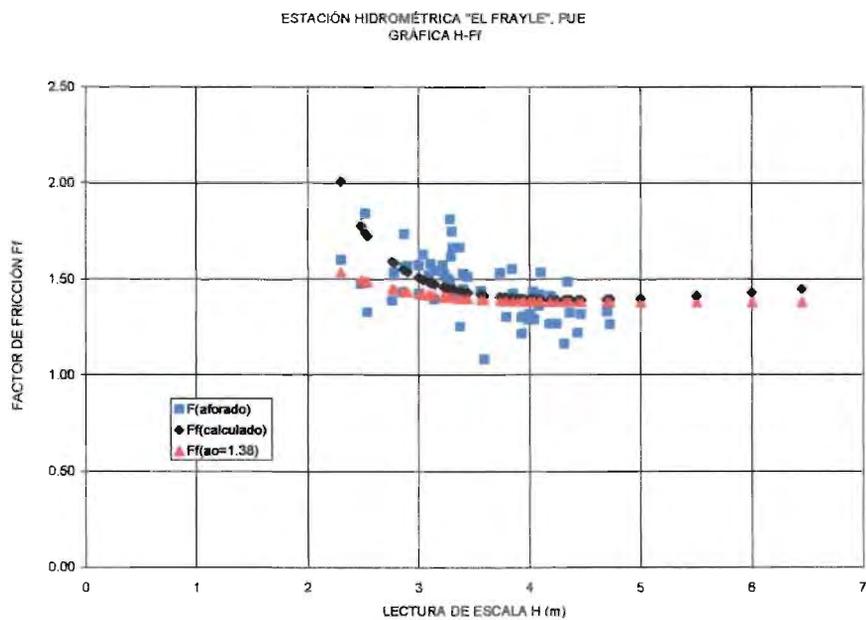
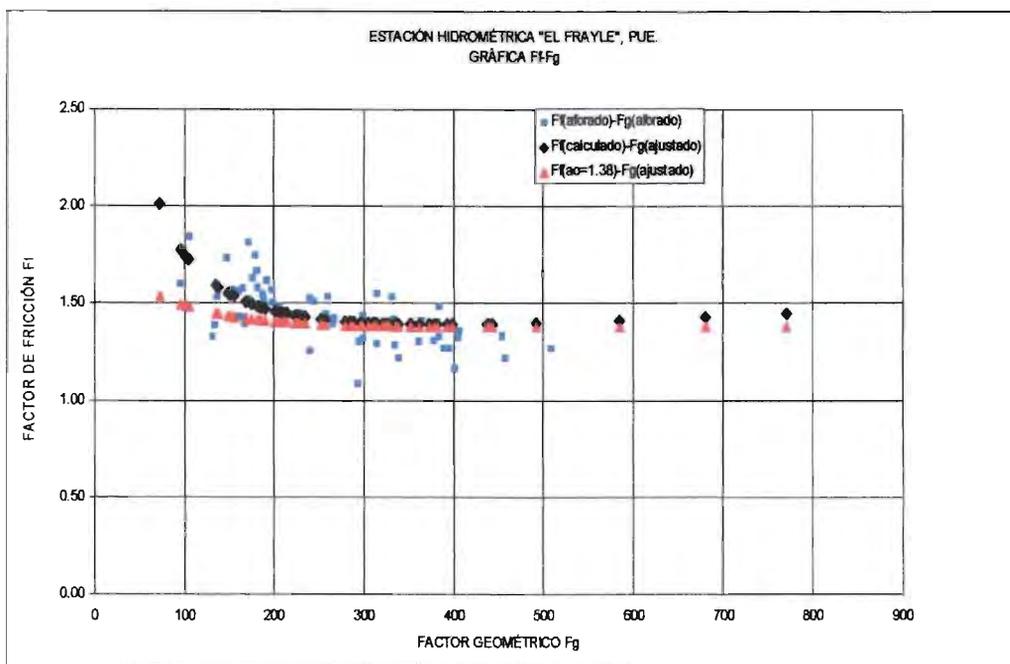
Gráfica que muestra el comportamiento, del FACTOR GEOMÉTRICO contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 9 y 14 contra la columna 3).

3.- Ajuste del FACTOR DE FRICCIÓN ( $F_f$ )<sub>calc.</sub> (columna 16) contra FACTOR GEOMÉTRICO ( $F_g$ )<sub>ajust.</sub> (columna 14).

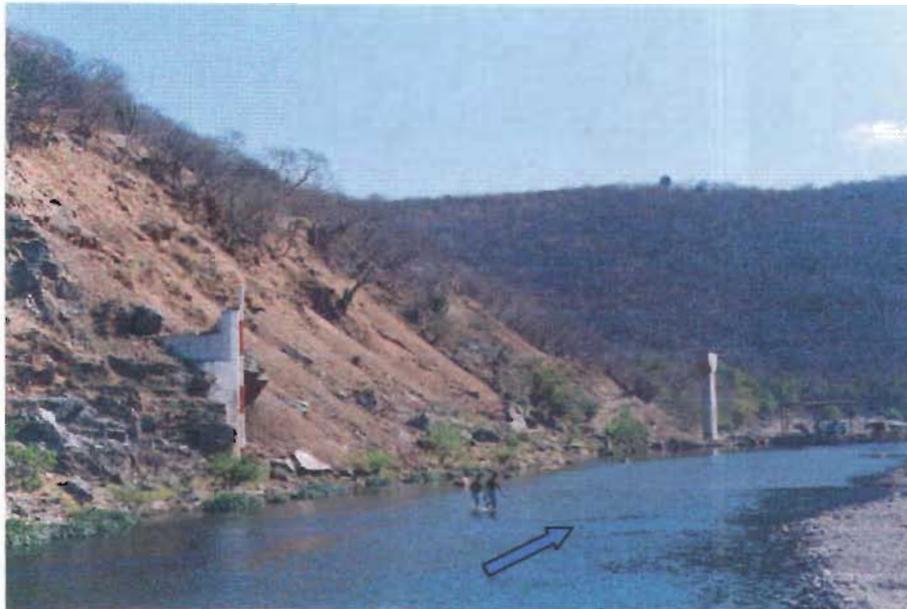
N (Núm. Datos)	Valor propuesto de " $a_0$ "	$F_f = a_0 + b e^{-cF_g}$	Coefficiente de determinación $r^2$
37	1.40	$F_f = 1.40 + 7.875 e^{-0.02589 F_g}$	0.824
61	1.39	$F_f = 1.39 + 3.961 e^{-0.021034285 F_g}$	0.888
<b>61</b>	<b>1.38</b>	$F_f = 1.38 + 0.88 e^{-0.011881043 F_g}$	<b>0.933</b>
61	1.37	$F_f = 1.37 + 0.648 e^{-0.00949014 F_g}$	0.909
61	1.36	$F_f = 1.36 + 0.560 e^{-0.00809867 F_g}$	0.889
61	1.35	$F_f = 1.35 + 0.516 e^{-0.007142786 F_g}$	0.872
61	1.34	$F_f = 1.34 + 1.492 e^{-0.0064294 F_g}$	0.857

Del cuadro anterior podemos observar que el mejor ajuste corresponde a  $a_0=1.38$ ; por lo que el coeficiente de fricción queda representado por:

$$F_f = 1.38 + 0.88 e^{-0.011881043 F_g}$$



Gráficas que muestran respectivamente el comportamiento el FACTOR DE FRICCIÓN contra FACTOR GEOMÉTRICO (Valores de la columna 9 contra la 10; columna 14 contra la 16 y columna 14 contra la 17) y; el FACTOR DE FRICCIÓN contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 10, 16 y 17 contra la columna 3).

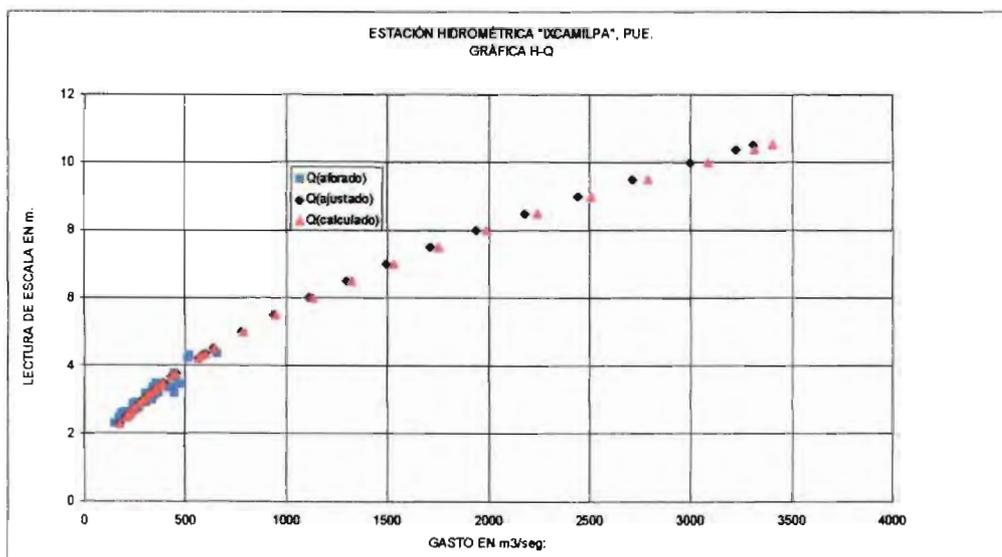


Estación hidrométrica "El Frayle", Pue., ubicada sobre el río Mixteco, afluente del río Balsas en su parte alta.

### E. H. "Ixcamilpa", Pue.

1.- Ajuste del GASTO AFORADO  $Q$  (columna 6) contra ESCALA MEDIA  $H$  (columna 3)

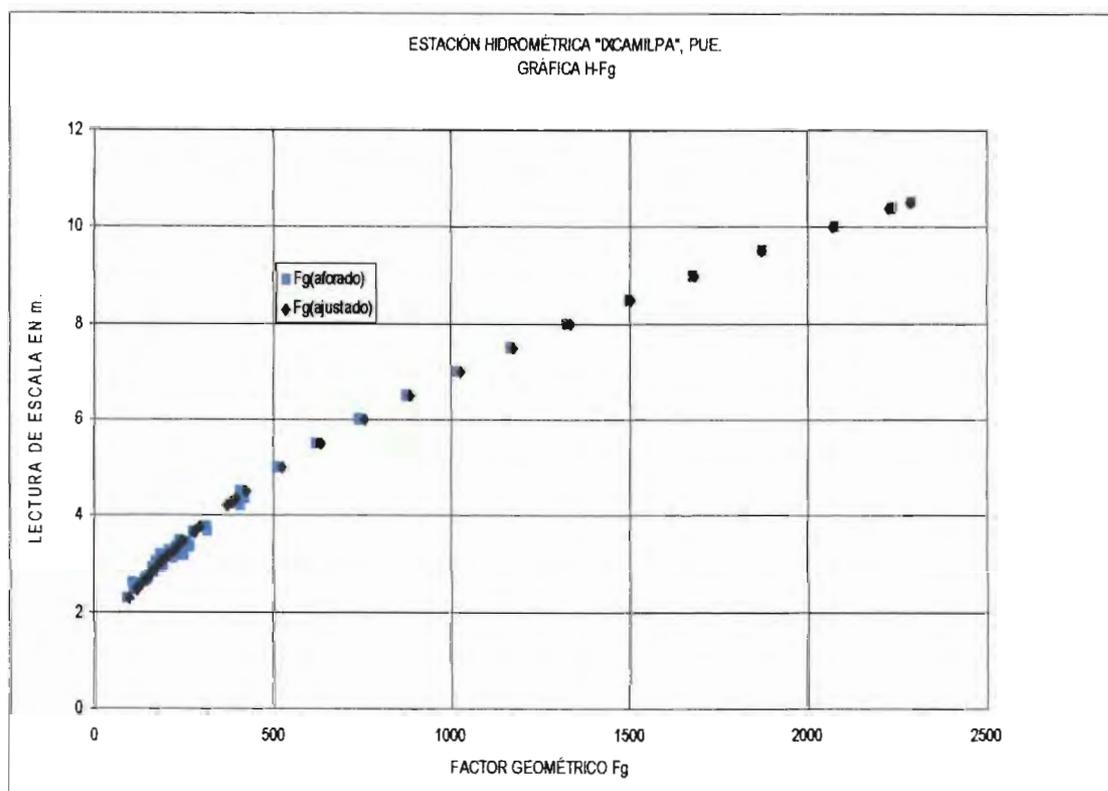
$$Q = -9.02914 + 15.35485 H + 28.52084 H^2$$



Gráfica que muestra el comportamiento, del GASTO  $Q$  contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 6, 15 y 18 contra la columna 3).

2.- Ajuste del FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$  (columna 9) contra ESCALA MEDIA H (columna 3).

$$F_g = -42.22165 + 16.24693 H + 19.47845 H^2$$



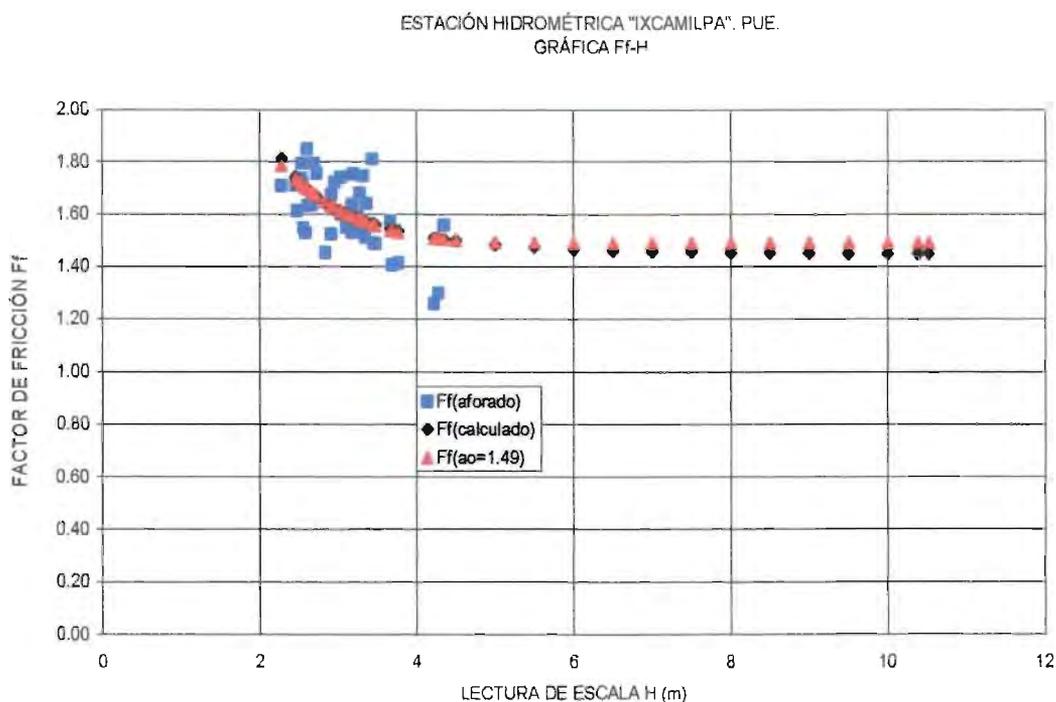
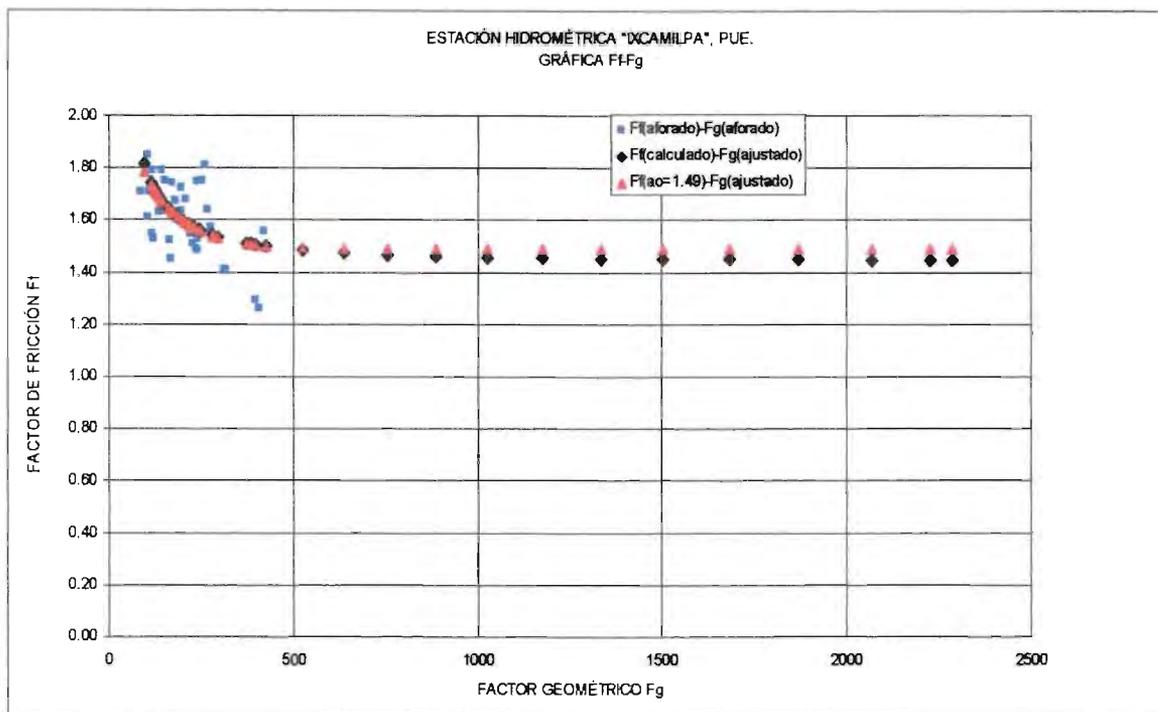
Gráfica que muestra el comportamiento, del FACTOR GEOMÉTRICO contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 9 y 14 contra la columna 3).

3.- Ajuste del FACTOR DE FRICCIÓN ( $F_f$ )<sub>calc.</sub> (columna 16) contra FACTOR GEOMÉTRICO ( $F_g$ )<sub>ajust.</sub> (columna 14)

N (Núm. Datos)	Valor propuesto de " $a_0$ "	$F_f = a_0 + b e^{-cF_g}$	Coefficiente de determinación $r^2$
34	1.55	$F_f = 1.55 + 2.23 e^{-0.02029 F_g}$	0.969
36	1.54	$F_f = 1.54 + 3.178 e^{-0.0217 F_g}$	0.841
37	1.53	$F_f = 1.53 + 1.616 e^{-0.016646 F_g}$	0.959
37	1.52	$F_f = 1.52 + 1.104 e^{-0.013614 F_g}$	0.993
37	1.51	$F_f = 1.51 + 2.019 e^{-0.016555 F_g}$	0.804
40	1.50	$F_f = 1.50 + 1.071 e^{-0.012256 F_g}$	0.980
<b>40</b>	<b>1.49</b>	$F_f = 1.49 + 0.758 e^{-0.0097433 F_g}$	<b>0.998</b>
40	1.48	$F_f = 1.48 + 0.650 e^{-0.008407 F_g}$	0.995
40	1.47	$F_f = 1.47 + 0.596 e^{-0.007489 F_g}$	0.988
40	1.46	$F_f = 1.46 + 0.564 e^{-0.0067945 F_g}$	0.981
40	1.45	$F_f = 1.45 + 0.544 e^{-0.0062406 F_g}$	0.973

Del cuadro anterior podemos observar que el mejor ajuste corresponde a  $a_0=1.49$ ; por lo que el coeficiente de fricción queda representado por:

$$F_f = 1.49 + 0.758 e^{-0.0097433 F_g}$$



Gráficas que muestran respectivamente el comportamiento el FACTOR DE FRICCIÓN contra FACTOR GEOMÉTRICO (Valores de la columna 9 contra la 10; columna 14 contra la 16 y columna 14 contra la 17) y; el FACTOR DE FRICCIÓN contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 10, 16 y 17 contra la columna 3).

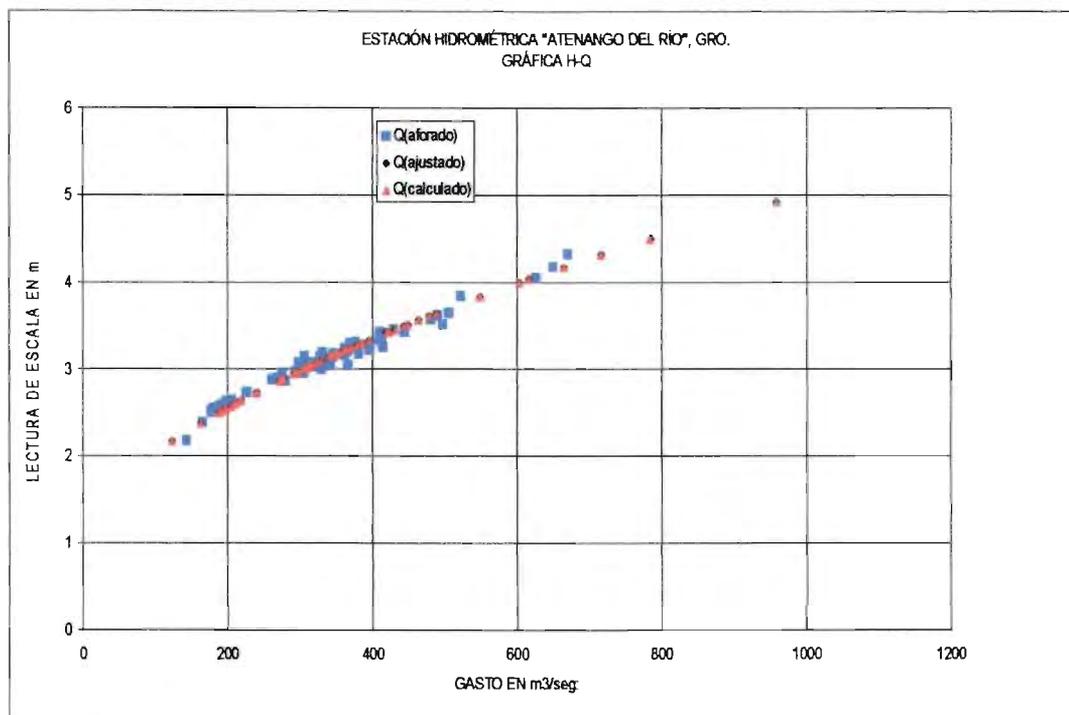


Estación hidrométrica "Ixcamilpa", Pue., ubicada sobre el río Tlapaneco, afluente del río Balsas en su parte alta.

## E. H. "Atenango del Río", Gro.

1.- Ajuste del GASTO AFORADO Q (columna 6) contra ESCALA MEDIA H (columna 3)

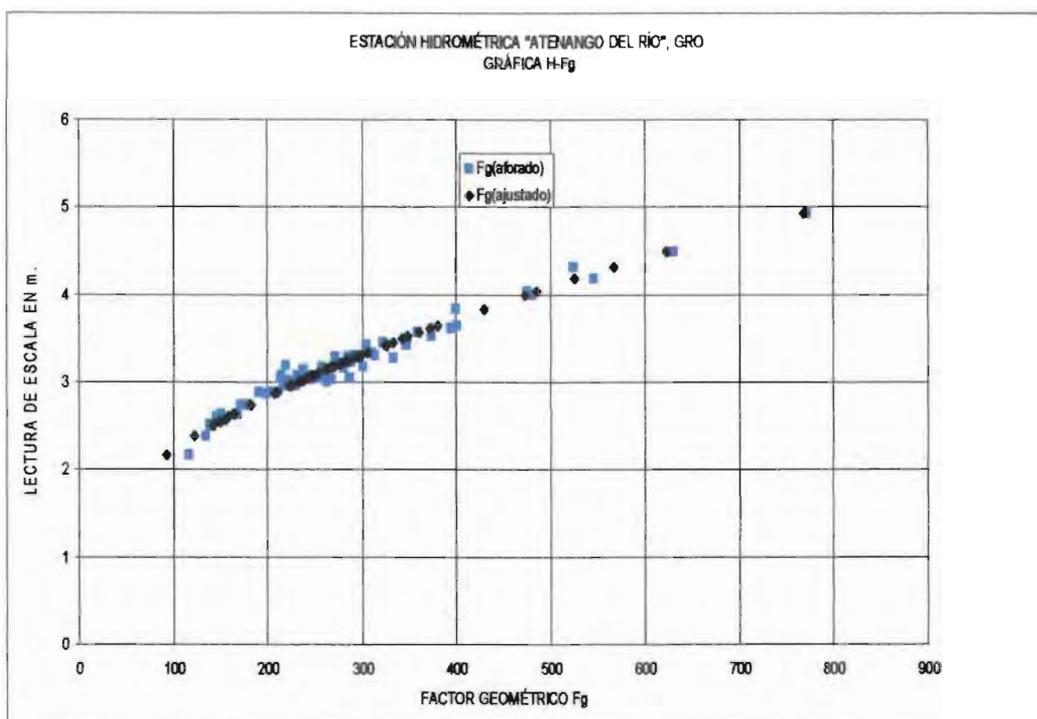
$$Q = -65.4779 - 7.84984 H + 43.70132 H^2$$



Gráfica que muestra el comportamiento, del GASTO Q contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 6, 15 y 18 contra la columna 3).

2.- Ajuste del FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$  (columna 9) contra ESCALA MEDIA H (columna 3).

$$F_g = -18.56451 - 33.95685 H + 39.22489 H^2$$



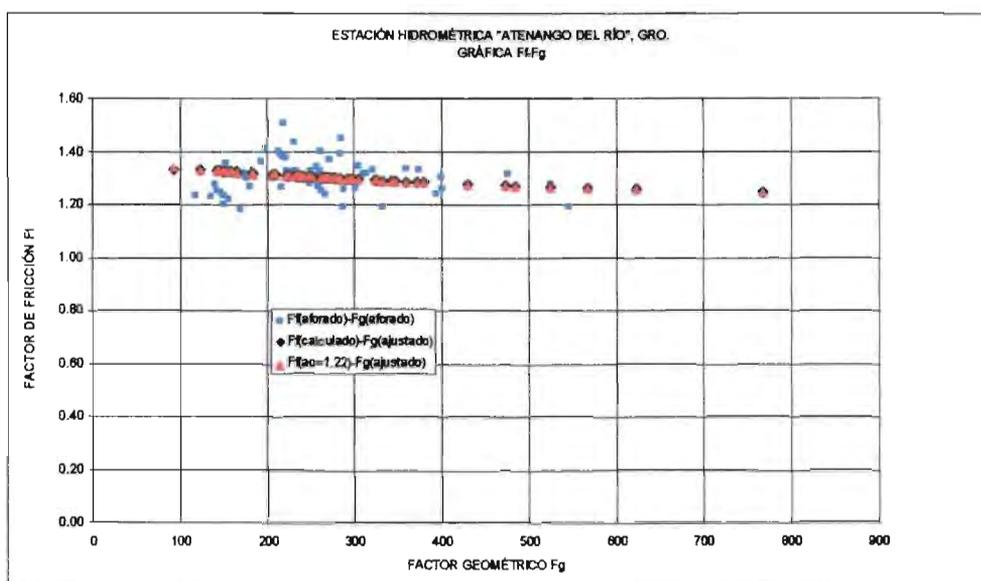
Gráfica que muestra el comportamiento, del FACTOR GEOMÉTRICO contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 9 y 14 contra la columna 3).

3.- Ajuste del FACTOR DE FRICCIÓN ( $F_f$ )<sub>calc.</sub> (columna 16) contra FACTOR GEOMÉTRICO ( $F_g$ )ajust. (columna 14)

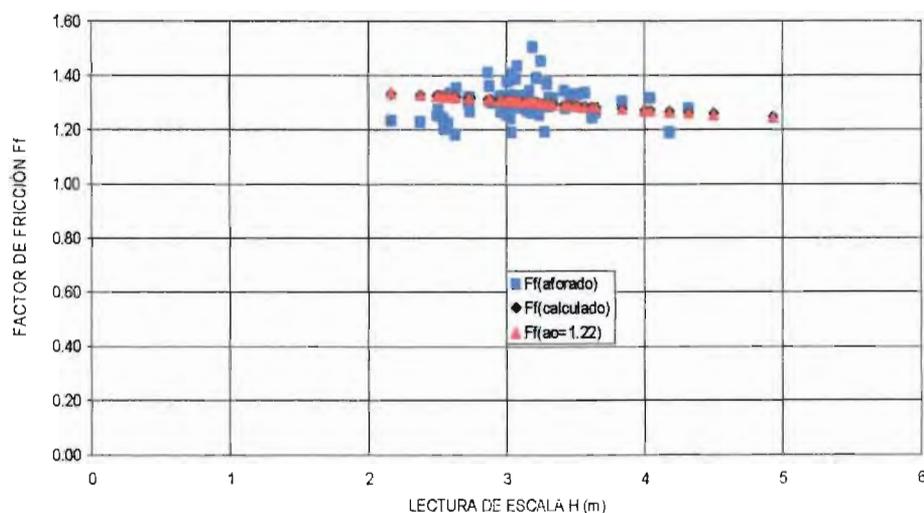
N (Núm. Datos)	Valor propuesto de "a <sub>0</sub> "	$F_f = a_0 + b e^{-cF_g}$	Coefficiente de determinación $r^2$
60	1.3	$F_f = 1.3 + 0.561 e^{-0.01976 F_g}$	0.717
60	1.29	$F_f = 1.29 + 0.270 e^{-0.012346 F_g}$	0.814
64	1.28	$F_f = 1.28 + 0.168 e^{-0.008006 F_g}$	0.918
66	1.27	$F_f = 1.27 + 0.178 e^{-0.006804 F_g}$	0.852
68	1.26	$F_f = 1.26 + 1.165 e^{-0.005369 F_g}$	0.926
68	1.25	$F_f = 1.25 + 0.137 e^{-0.0037129 F_g}$	0.984
68	1.24	$F_f = 1.24 + 0.134 e^{-0.0029417 F_g}$	0.995
68	1.23	$F_f = 1.23 + 0.138 e^{-0.0024572 F_g}$	0.998
<b>68</b>	<b>1.22</b>	$F_f = 1.22 + 0.144 e^{-0.0021172 F_g}$	<b>0.999</b>
68	1.21	$F_f = 1.21 + 0.151 e^{-0.00186325 F_g}$	0.998
68	1.20	$F_f = 1.20 + 0.159 e^{-0.0016654 F_g}$	0.998

Del cuadro anterior podemos observar que el mejor ajuste corresponde a  $a_0=1.22$ ; por lo que el coeficiente de fricción queda representado por:

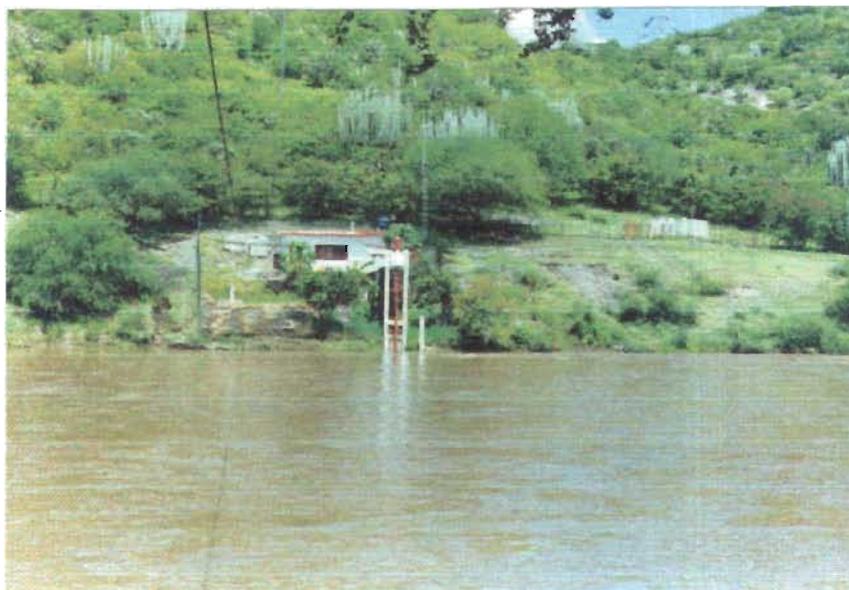
$$F_f = 1.22 + 0.144 e^{-0.0021172 F_g}$$



ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "ATENANGO DEL RÍO", GRO.  
GRÁFICA Ff-H



Gráficas que muestran respectivamente el comportamiento el FACTOR DE FRICCIÓN contra FACTOR GEOMÉTRICO (Valores de la columna 9 contra la 10; columna 14 contra la 16 y columna 14 contra la 17) y; el FACTOR DE FRICCIÓN contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 10, 16 y 17 contra la columna 3).

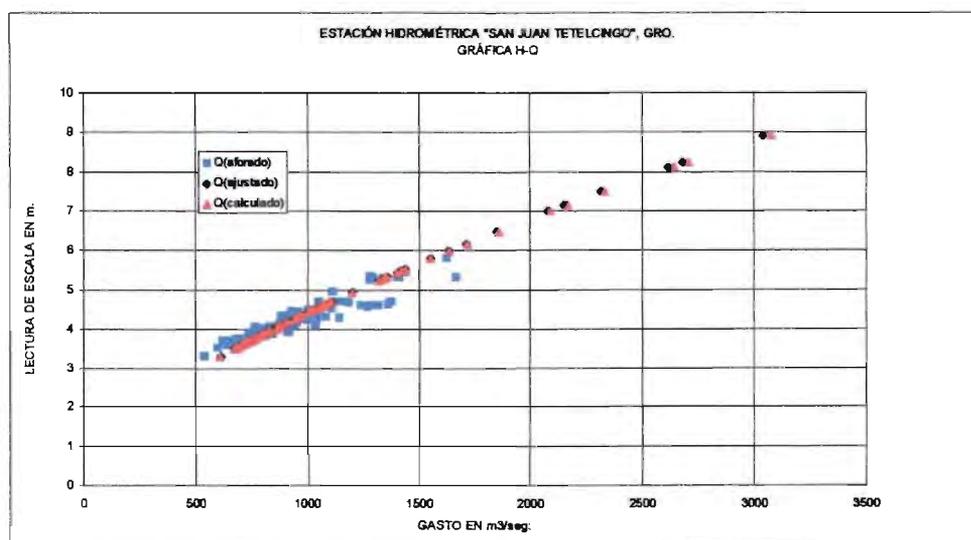


Estación hidrométrica "Atenango del Río", Gro., ubicada sobre el río Amacuzac, afluente del río Balsas en su parte alta.

### E. H. "San Juan Tetelcingo", Gro.

1.- Ajuste del GASTO AFORADO Q (columna 6) contra ESCALA MEDIA H (columna 3)

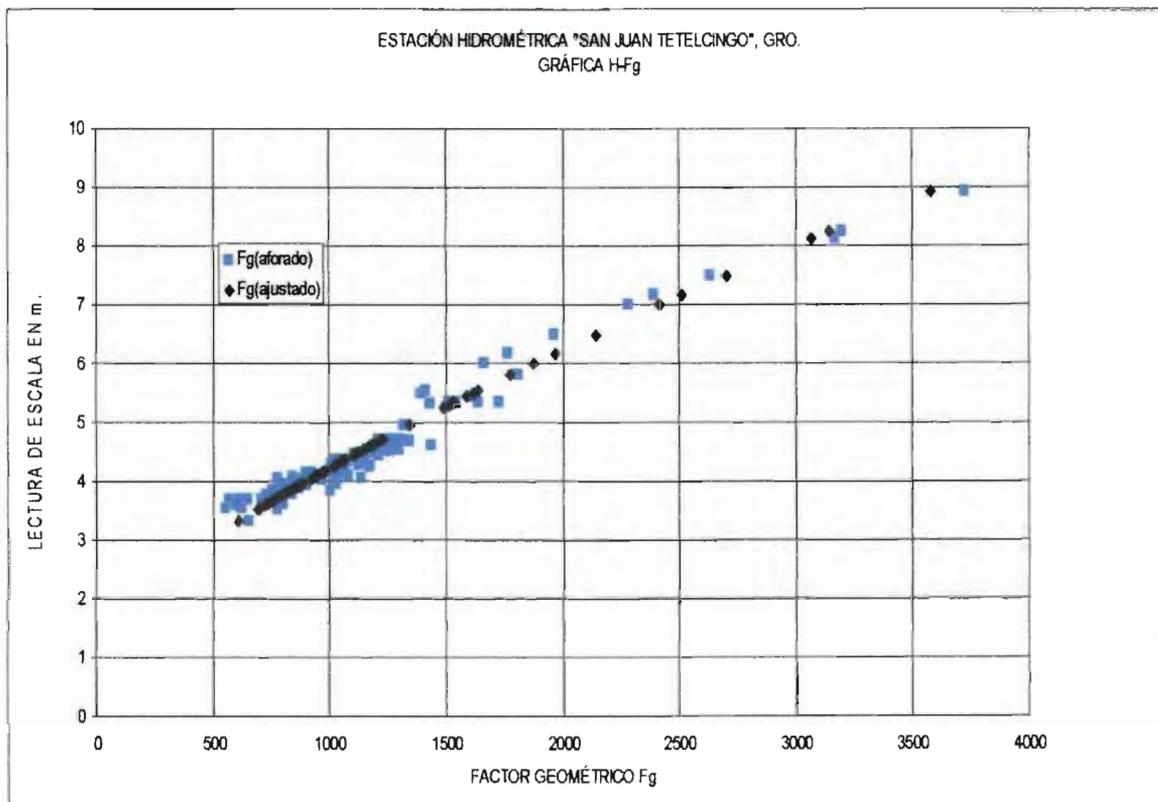
$$Q = -294.335 + 213.4774 H + 17.89018 H^2$$



Gráfica que muestra el comportamiento, del GASTO Q contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 6, 15 y 18 contra la columna 3).

2.- Ajuste del FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$  (columna 9) contra ESCALA MEDIA H (columna 3).

$$F_g = -557.3487 + 286.7003 H + 19.728 H^2$$



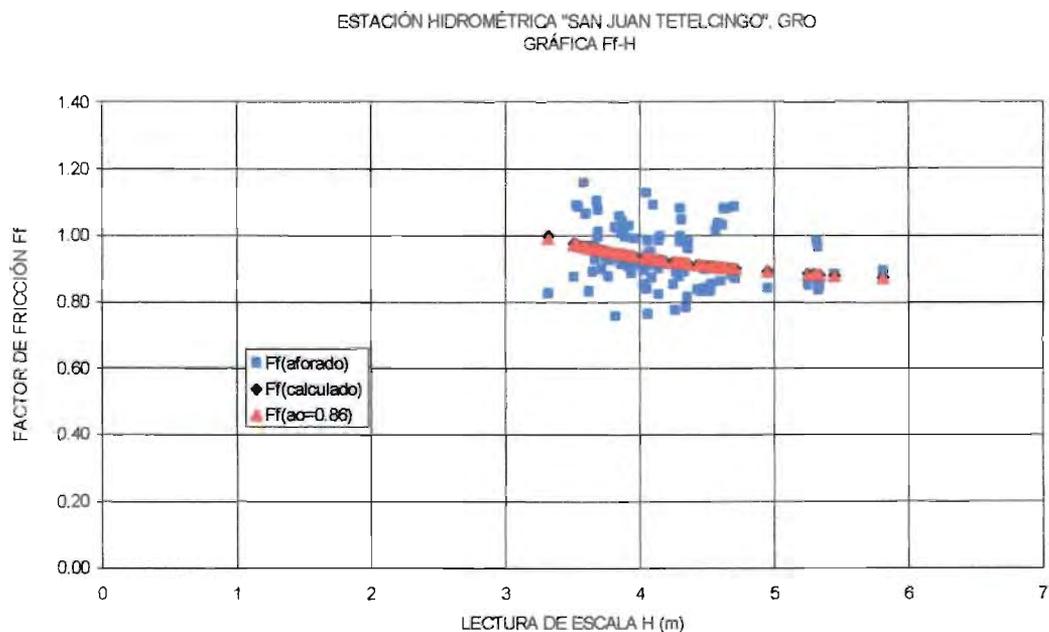
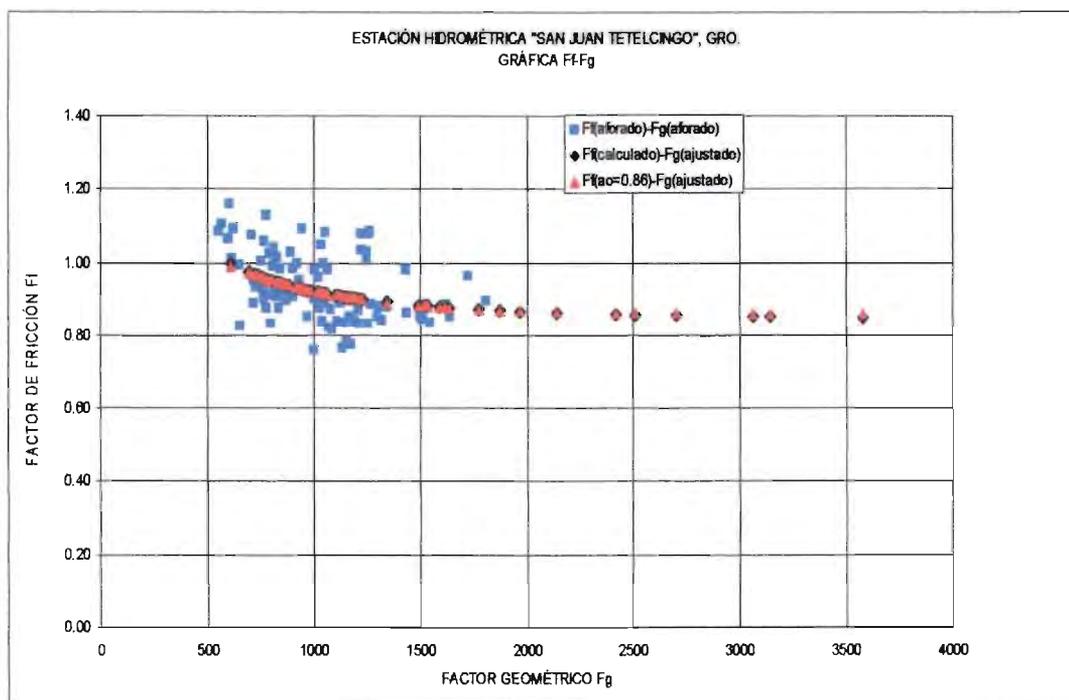
Gráfica que muestra el comportamiento, del FACTOR GEOMÉTRICO contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 9 y 14 contra la columna 3).

3.- Ajuste del FACTOR DE FRICCIÓN ( $F_f$ )<sub>calc.</sub> (columna 16) contra FACTOR GEOMÉTRICO ( $F_g$ )<sub>ajust.</sub> (columna 14)

N (Núm. Datos)	Valor propuesto de " $a_0$ "	$F_f = a_0 + b e^{-cF_g}$	Coefficiente de determinación $r^2$
86	0.90	$F_f = 0.90 + 16.301 e^{-0.00702 F_g}$	0.801
87	0.89	$F_f = 0.89 + 1.532 e^{-0.0039648 F_g}$	0.954
95	0.88	$F_f = 0.88 + 2.574 e^{-0.00427 F_g}$	0.843
96	0.87	$F_f = 0.87 + 0.675 e^{-0.0025899 F_g}$	0.982
<b>96</b>	<b>0.86</b>	$F_f = 0.86 + 0.432 e^{-0.0019328 F_g}$	<b>0.999</b>
96	0.85	$F_f = 0.85 + 0.359 e^{-0.0015857 F_g}$	0.996
96	0.84	$F_f = 0.84 + 0.326 e^{-0.00135525 F_g}$	0.990
96	0.83	$F_f = 0.83 + 0.310 e^{-0.001187667 F_g}$	0.984
96	0.82	$F_f = 0.82 + 0.303 e^{-0.001059 F_g}$	0.979
96	0.81	$F_f = 0.81 + 0.300 e^{-0.000956811 F_g}$	0.975
96	0.80	$F_f = 0.80 + 0.301 e^{-0.00087323 F_g}$	0.971

Del cuadro anterior podemos observar que el mejor ajuste corresponde a  $a_0=0.86$ ; por lo que el coeficiente de fricción queda representado por:

$$F_f = 0.86 + 0.432 e^{-0.0019328 F_g}$$



Gráficas que muestran respectivamente el comportamiento el FACTOR DE FRICCIÓN contra FACTOR GEOMÉTRICO (Valores de la columna 9 contra la 10; columna 14 contra la 16 y columna 14 contra la 17) y; el FACTOR DE FRICCIÓN contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 10, 16 y 17 contra la columna 3).



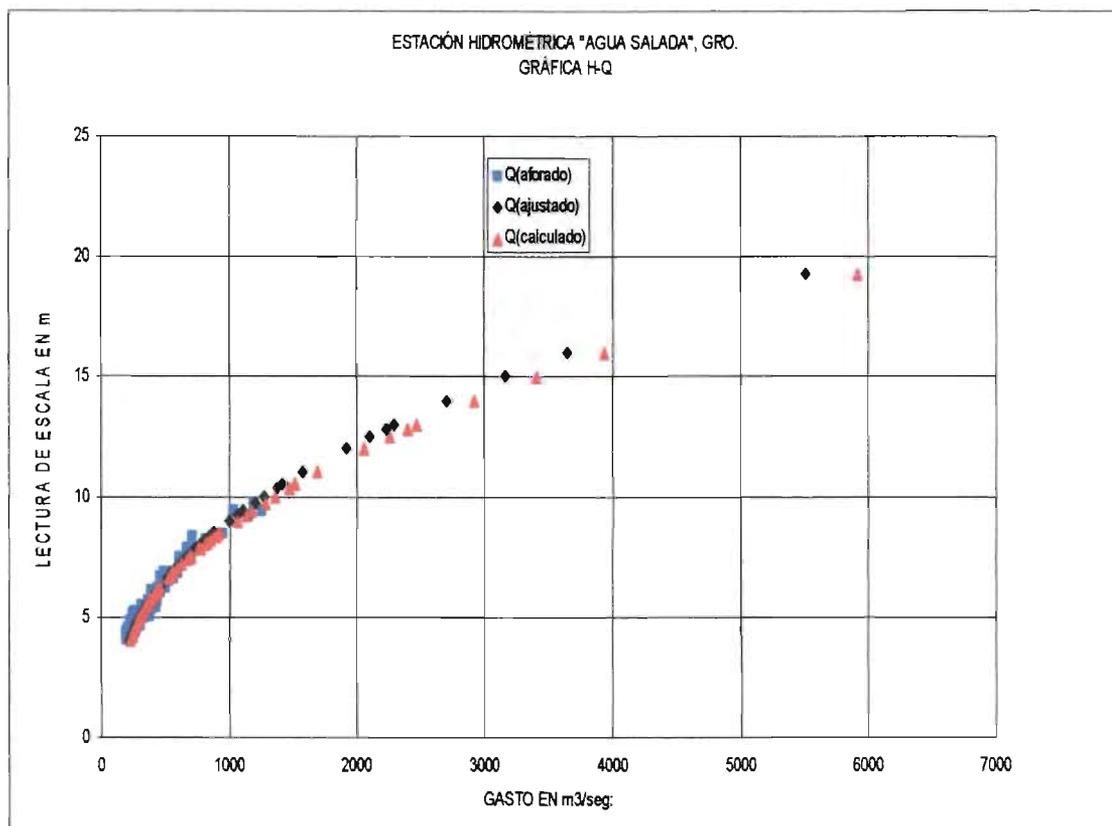
Estación hidrométrica "San Juan Tetelcingo", Gro., ubicada sobre el río Balsas.

## B) CUENCA DEL RÍO PAPAGAYO

### E. H. "Agua Salada", Gro.

1.- Ajuste del GASTO AFORADO Q (columna 6) contra ESCALA MEDIA H (columna 3)

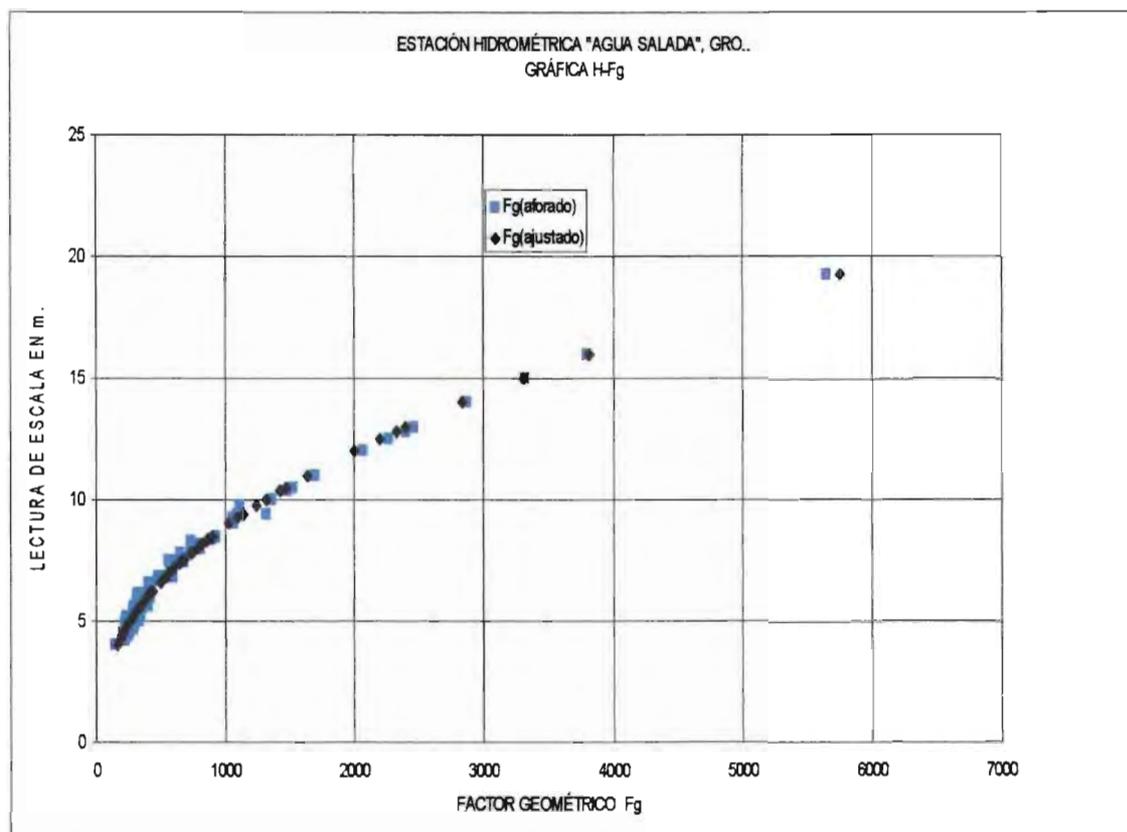
$$Q = 251.0297 - 82.22335 H + 18.4145 H^2$$



Gráfica que muestra el comportamiento, del GASTO Q contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 6, 15 y 18 contra la columna 3).

2.- Ajuste del FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$  (columna 9) contra ESCALA MEDIA H (columna 3).

$$F_g = 145.1511 - 70.4133 H + 18.7299 H^2$$



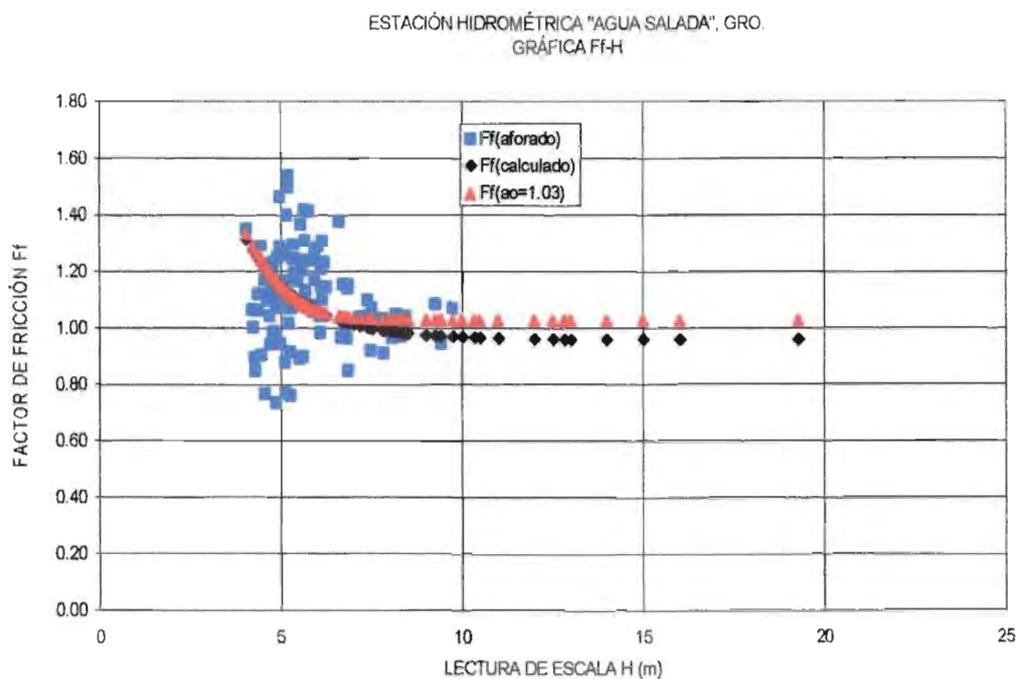
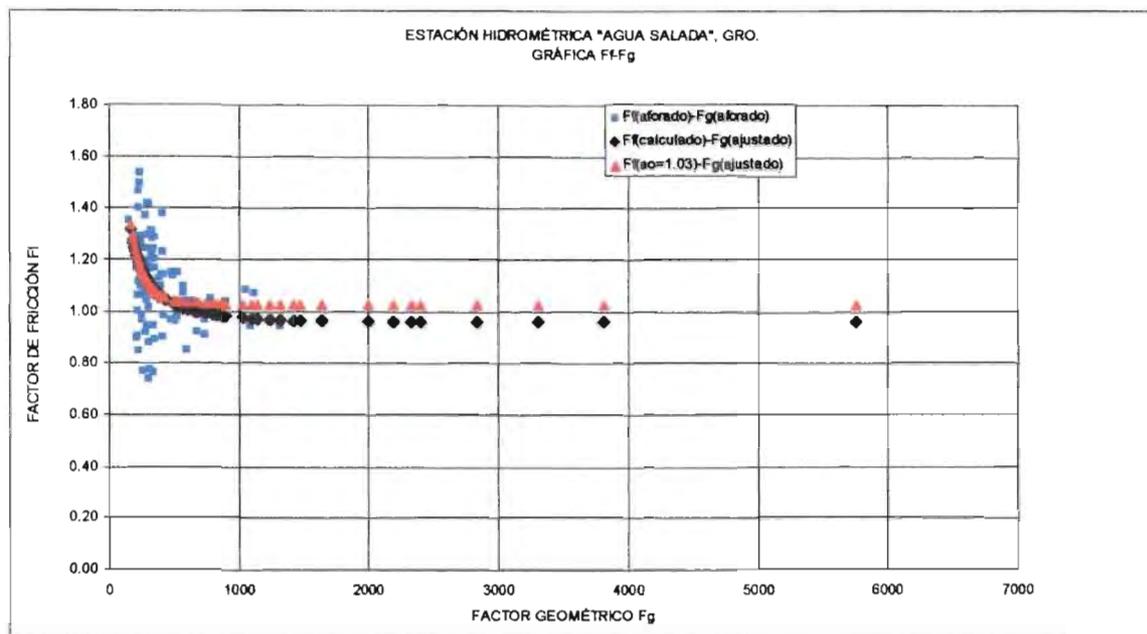
Gráfica que muestra el comportamiento, del FACTOR GEOMÉTRICO contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 9 y 14 contra la columna 3).

3.- Ajuste del FACTOR DE FRICCIÓN ( $F_f$ )<sub>calc.</sub> (columna 16) contra FACTOR GEOMÉTRICO ( $F_g$ )ajust. (columna 14)

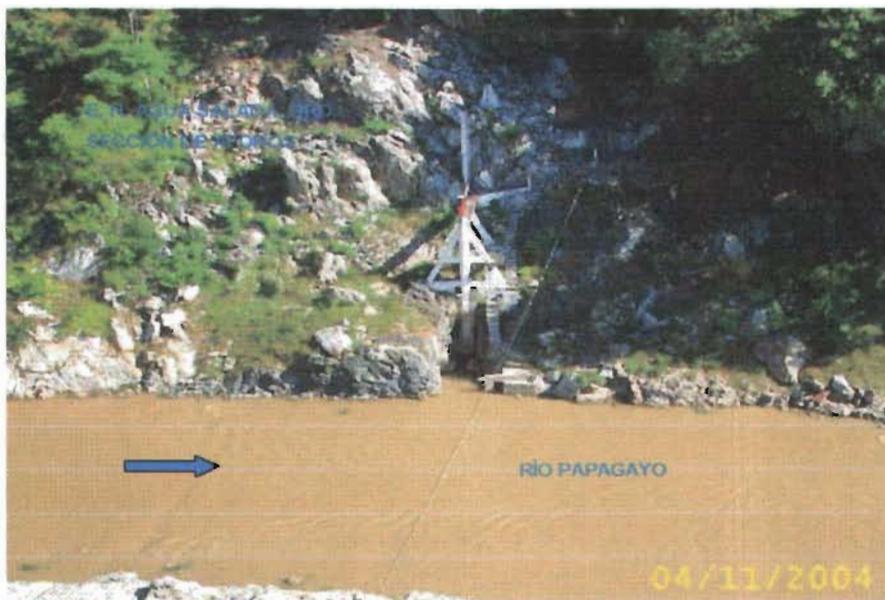
N (Núm. Datos)	Valor propuesto de "a <sub>0</sub> "	$F_f = a_0 + b e^{-cF_g}$	Coefficiente de determinación $r^2$
88	1.10	$F_f = 1.1 + 17.547 e^{-0.023486 F_g}$	0.8609
88	1.05	$F_f = 1.05 + 6.287 e^{-0.016171 F_g}$	0.8941
88	1.04	$F_f = 1.04 + 2.680 e^{-0.012373 F_g}$	0.9653
<b>88</b>	<b>1.03</b>	$F_f = 1.03 + 1.647 e^{-0.0100917 F_g}$	<b>0.9921</b>
88	1.02	$F_f = 1.02 + 1.974 e^{-0.010369 F_g}$	0.9436
88	1.01	$F_f = 1.01 + 1.387 e^{-0.0087166 F_g}$	0.9864
88	1.00	$F_f = 1.00 + 2.004 e^{-0.009621 F_g}$	0.8410
88	0.99	$F_f = 0.99 + 1.053 e^{-0.0070594 F_g}$	0.9746
88	0.98	$F_f = 0.98 + 0.820 e^{-0.0058985 F_g}$	0.9834
88	0.97	$F_f = 0.97 + 0.698 e^{-0.0050594 F_g}$	0.9783
88	0.96	$F_f = 0.96 + 0.464 e^{-0.003544 F_g}$	0.9741
88	0.95	$F_f = 0.95 + 0.414 e^{-0.002964 F_g}$	0.9447
88	0.94	$F_f = 0.94 + 0.394 e^{-0.002600 F_g}$	0.9220
88	0.93	$F_f = 0.93 + 0.386 e^{-0.002335 F_g}$	0.9039
88	0.92	$F_f = 0.92 + 0.382 e^{-0.00213 F_g}$	0.8889
88	0.91	$F_f = 0.91 + 0.383 e^{-0.001963 F_g}$	0.8763
88	0.90	$F_f = 0.90 + 0.385 e^{-0.0018235 F_g}$	0.8654

Del cuadro anterior podemos observar que el mejor ajuste corresponde a  $a_0=1.03$ ; por lo que el coeficiente de fricción queda representado por:

$$F_f = 1.03 + 1.647 e^{-0.0100917 F_g}$$



Gráficas que muestran respectivamente el comportamiento el FACTOR DE FRICCIÓN contra FACTOR GEOMÉTRICO (Valores de la columna 9 contra la 10; columna 14 contra la 16 y columna 14 contra la 17) y; el FACTOR DE FRICCIÓN contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 10, 16 y 17 contra la columna 3).

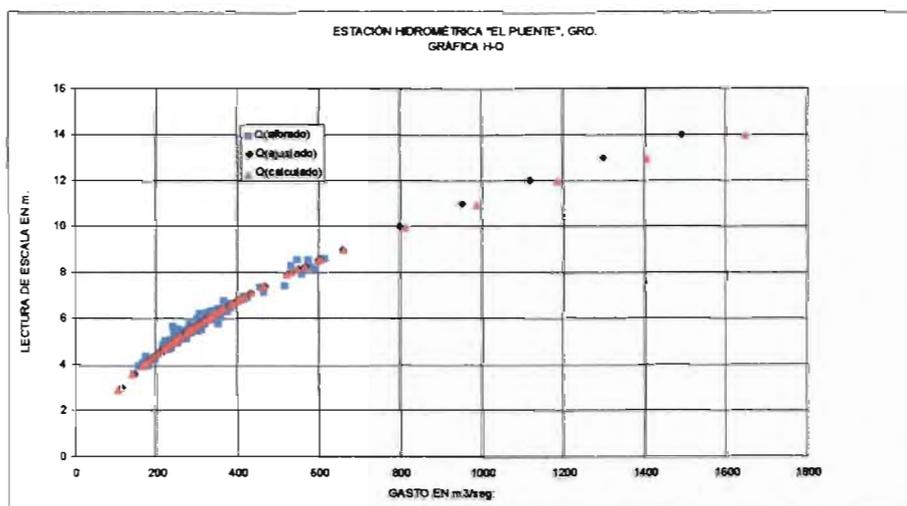


Estación hidrométrica "Agua Salada", Gro., ubicada sobre el río Papagayo, afluente del río Papagayo.

### E. H. "El Puente", Gro.

1.- Ajuste del GASTO AFORADO  $Q$  (columna 6) contra ESCALA MEDIA  $H$  (columna 3)

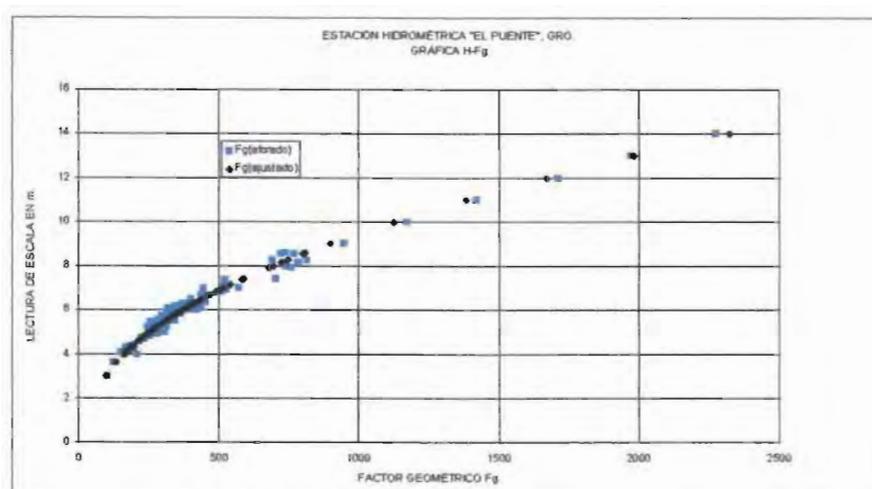
$$Q = 26.25025 + 8.585993 H + 6.854268 H^2$$



Gráfica que muestra el comportamiento, del GASTO  $Q$  contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 6, 15 y 18 contra la columna 3).

2.- Ajuste del FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$  (columna 9) contra ESCALA MEDIA H (columna 3).

$$F_g = 72.51033 - 32.57965 H + 13.79782 H^2$$



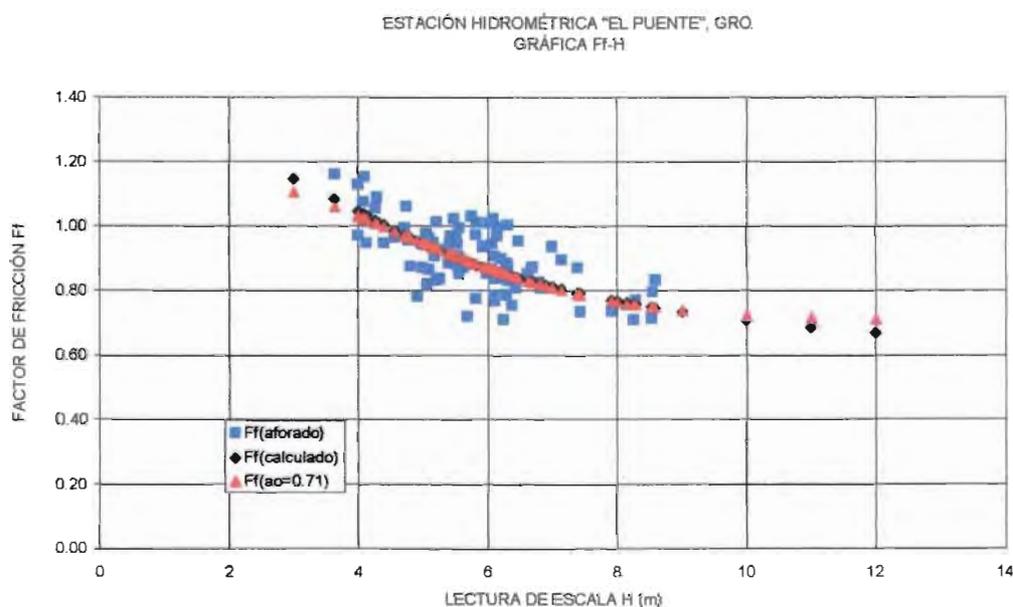
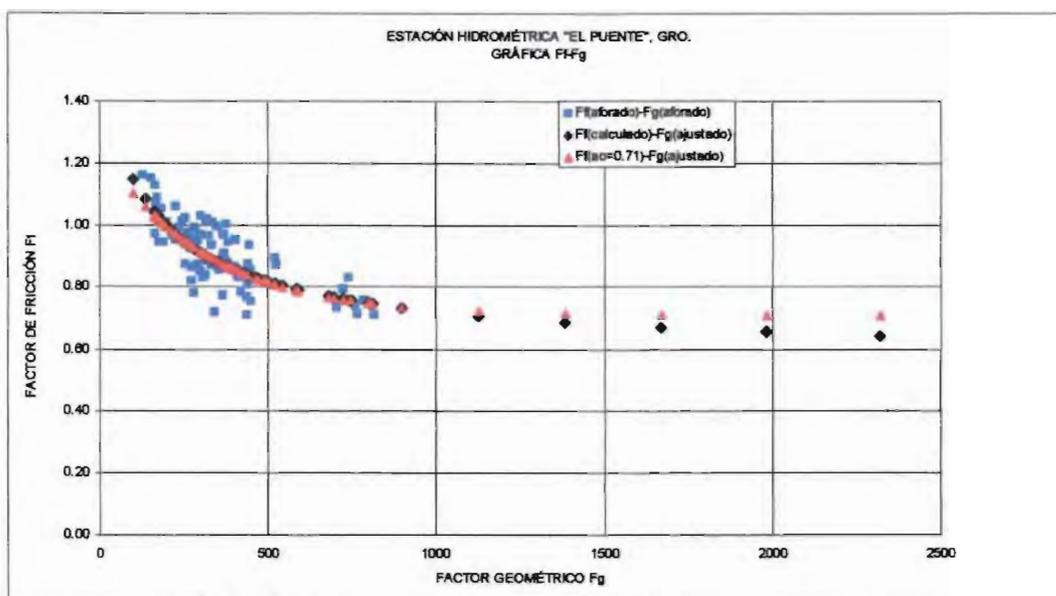
Gráfica que muestra el comportamiento, del FACTOR GEOMÉTRICO contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 9 y 14 contra la columna 3).

3.- Ajuste del FACTOR DE FRICCIÓN ( $F_f$ )<sub>calc.</sub> (columna 16) contra FACTOR GEOMÉTRICO ( $F_g$ )<sub>ajust.</sub> (columna 14)

N (Núm. Datos)	Valor propuesto de "a <sub>0</sub> "	$F_f = a_0 + b e^{-cF_g}$	Coefficiente de determinación $r^2$
86	0.80	$F_f = 0.80 + 0.989 e^{-0.0075067 F_g}$	0.933
86	0.79	$F_f = 0.79 + 1.144 e^{-0.007659 F_g}$	0.855
86	0.78	$F_f = 0.78 + 0.79 e^{-0.0060732 F_g}$	0.967
86	0.77	$F_f = 0.77 + 0.914 e^{-0.00627 F_g}$	0.855
86	0.76	$F_f = 0.76 + 0.839 e^{-0.005719 F_g}$	0.908
86	0.75	$F_f = 0.75 + 0.776 e^{-0.00521722 F_g}$	0.959
86	0.74	$F_f = 0.74 + 0.763 e^{-0.00493446 F_g}$	0.968
86	0.73	$F_f = 0.73 + 0.635 e^{-0.004132677 F_g}$	0.992
86	0.72	$F_f = 0.72 + 0.579 e^{-0.00364466 F_g}$	0.998
86	<b>0.71</b>	$F_f = 0.71 + 0.549 e^{-0.00329204 F_g}$	<b>0.998</b>
86	0.70	$F_f = 0.70 + 0.531 e^{-0.00361738 F_g}$	0.997
86	0.65	$F_f = 0.65 + 0.513 e^{-0.00218537 F_g}$	0.981

Del cuadro anterior podemos observar que el mejor ajuste corresponde a  $a_0=0.71$ ; por lo que el coeficiente de fricción queda representado por:

$$F_f = 0.71 + 0.549 e^{-0.00329204 F_g}$$



Gráficas que muestran respectivamente el comportamiento el FACTOR DE FRICCIÓN contra FACTOR GEOMÉTRICO (Valores de la columna 9 contra la 10; columna 14 contra la 16 y columna 14 contra la 17) y; el FACTOR DE FRICCIÓN contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 10, 16 y 17 contra la columna 3).

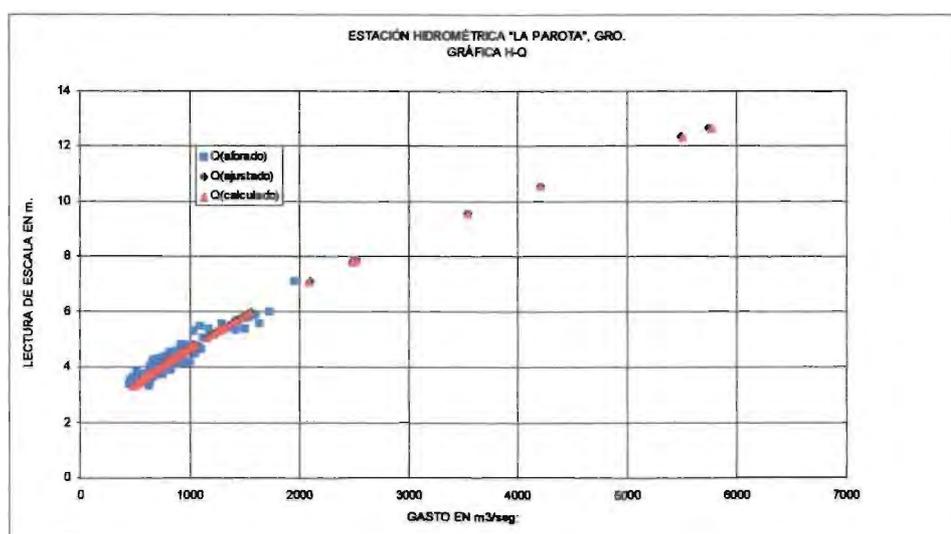


Estación hidrométrica “El Puente”, Gro., ubicada sobre el río Omitlán, afluente del río Papagayo.

### E. H. “La Parota”, Gro.

1.- Ajuste del GASTO AFORADO  $Q$  (columna 6) contra ESCALA MEDIA  $H$  (columna 3)

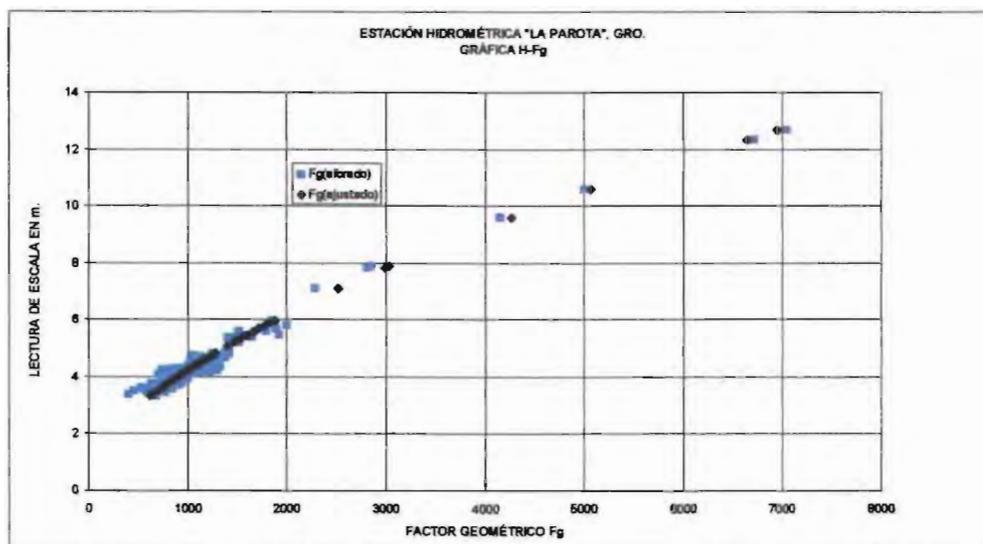
$$Q = -363.0885 + 175.0276 H + 24.25792 H^2$$



Gráfica que muestra el comportamiento, del GASTO  $Q$  contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 6, 15 y 18 contra la columna 3).

2.- Ajuste del FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$  (columna 9) contra ESCALA MEDIA  $H$  (columna 3).

$$F_g = -329.5705 + 182.4521 H + 30.9778 H^2$$



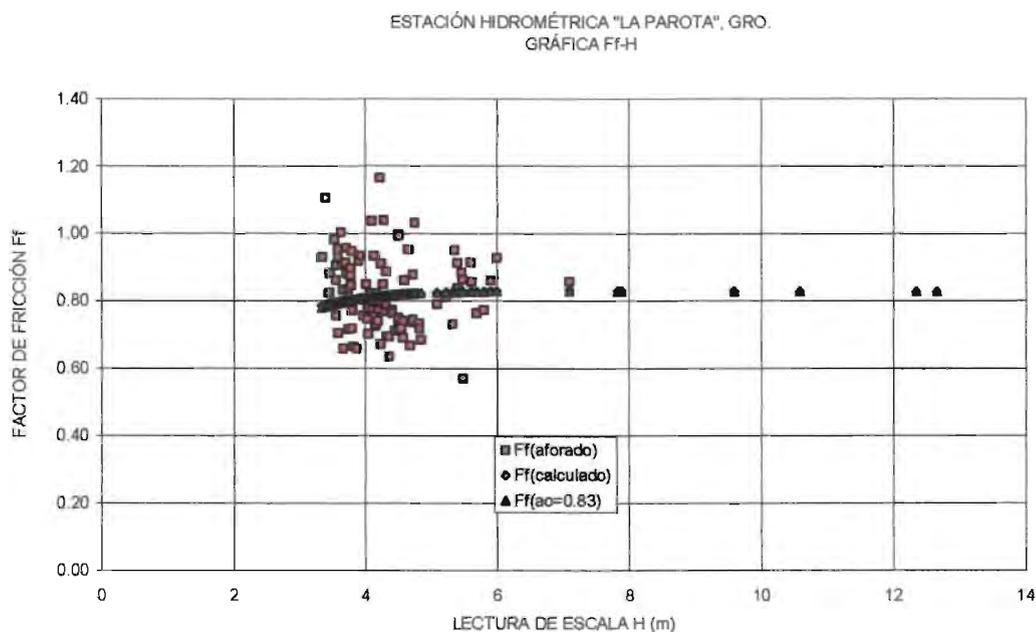
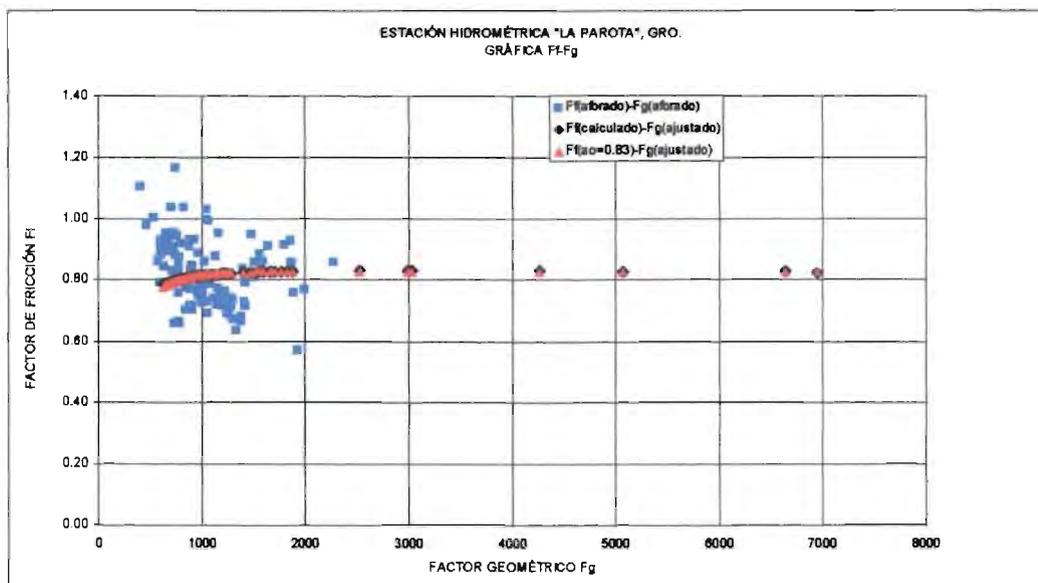
Gráfica que muestra el comportamiento, del FACTOR GEOMÉTRICO contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 9 y 14 contra la columna 3).

3.- Ajuste del FACTOR DE FRICCIÓN ( $F_f$ )<sub>calc.</sub> (columna 16) contra FACTOR GEOMÉTRICO ( $F_g$ )ajust. (columna 14).

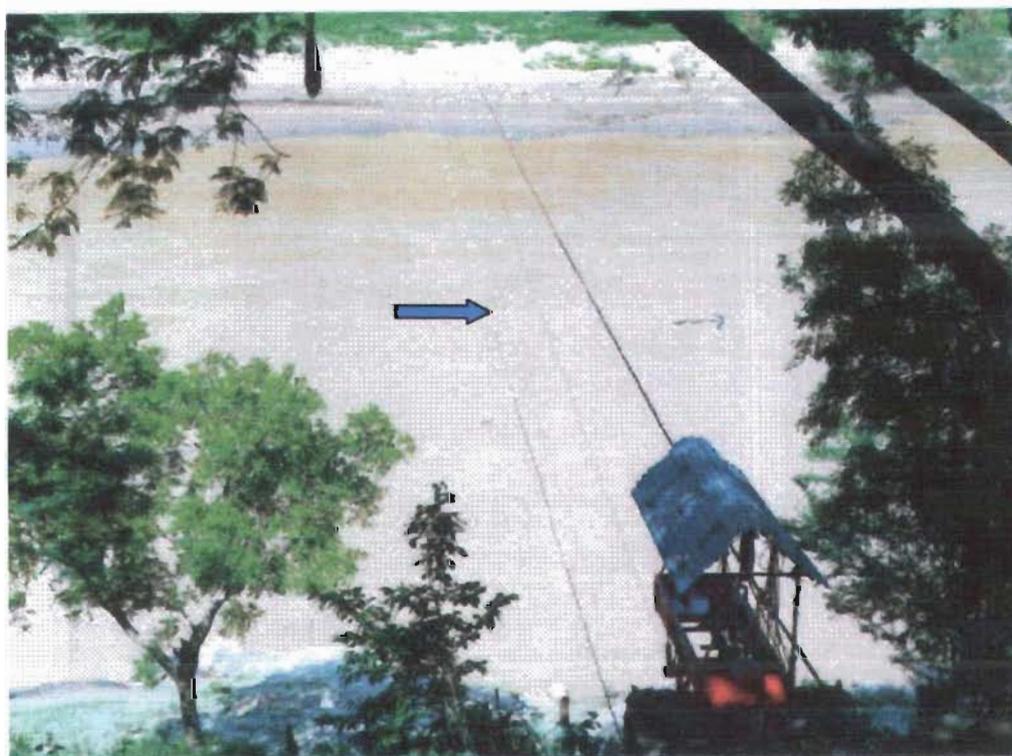
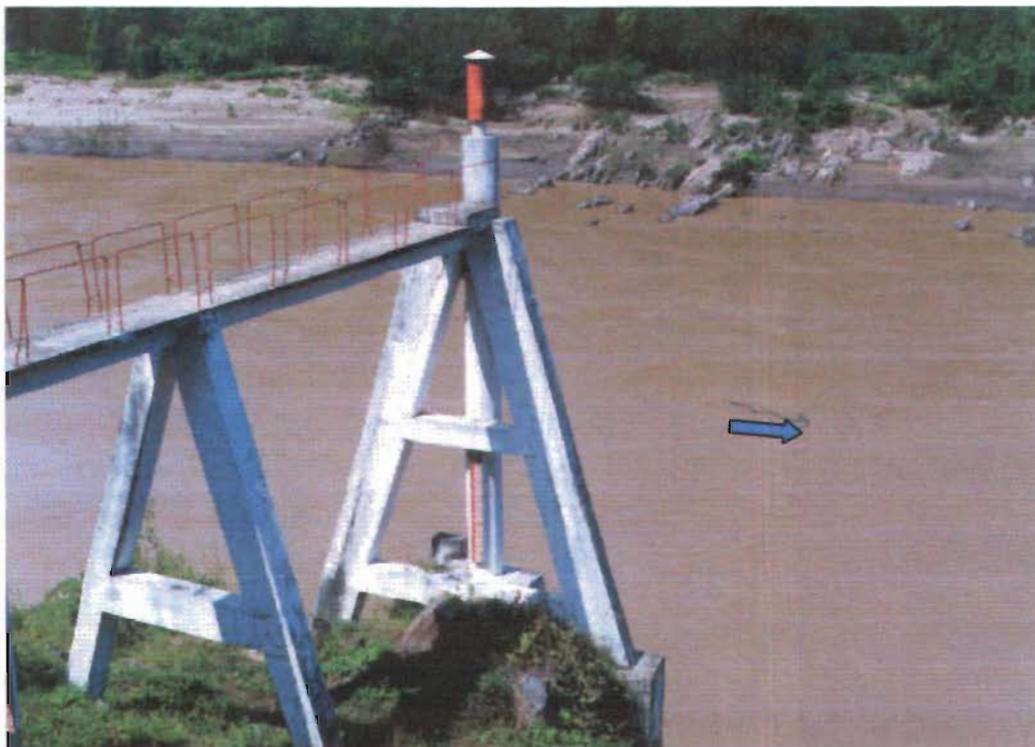
N (Núm. Datos)	Valor propuesto de "a <sub>0</sub> "	$F_f = a_0 + b e^{-cF_g}$	Coefficiente de determinación $r^2$
98	0.90	$F_f = 0.90 - 0.124 e^{-0.0003399 F_g}$	0.847
98	0.89	$F_f = 0.89 - 0.115 e^{-0.0003855 F_g}$	0.853
98	0.88	$F_f = 0.88 - 0.107 e^{-0.0004454 F_g}$	0.860
98	0.87	$F_f = 0.87 - 0.099 e^{-0.000528 F_g}$	0.869
98	0.86	$F_f = 0.86 - 0.092 e^{-0.0006496 F_g}$	0.882
98	0.85	$F_f = 0.85 - 0.088 e^{-0.00084911 F_g}$	0.903
98	0.84	$F_f = 0.84 - 0.095 e^{-0.001252976 F_g}$	0.940
<b>97</b>	<b>0.83</b>	$F_f = 0.83 - 0.375 e^{-0.00322221 F_g}$	<b>0.959</b>
73	0.82	$F_f = 0.82 - 3.518 e^{-0.00674426 F_g}$	0.882
33	0.81	$F_f = 0.81 - 93.002 e^{-0.012349 F_g}$	0.737

Del cuadro anterior podemos observar que el mejor ajuste corresponde a  $a_0=0.83$ ; por lo que el coeficiente de fricción queda representado por:

$$F_f = 0.83 - 0.375 e^{-0.00322221 F_g}$$



Gráficas que muestran respectivamente el comportamiento el FACTOR DE FRICCIÓN contra FACTOR GEOMÉTRICO (Valores de la columna 9 contra la 10; columna 14 contra la 16 y columna 14 contra la 17) y; el FACTOR DE FRICCIÓN contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 10, 16 y 17 contra la columna 3).



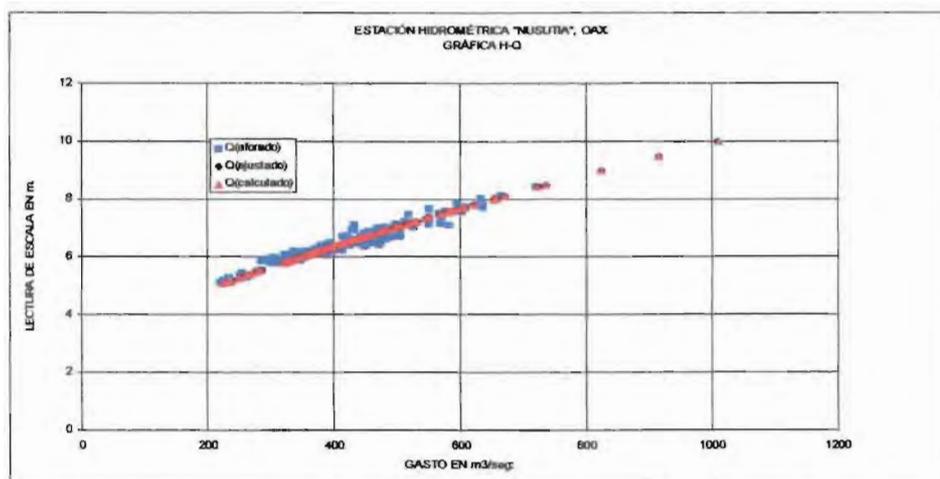
Estación hidrométrica "La Parota", Gro., ubicada sobre el cauce principal del río Papagayo.

## C) CUENCA DEL RÍO VERDE

### E. H. "Nusutia", Oax.

1.- Ajuste del GASTO AFORADO Q (columna 6) contra ESCALA MEDIA H (columna 3)

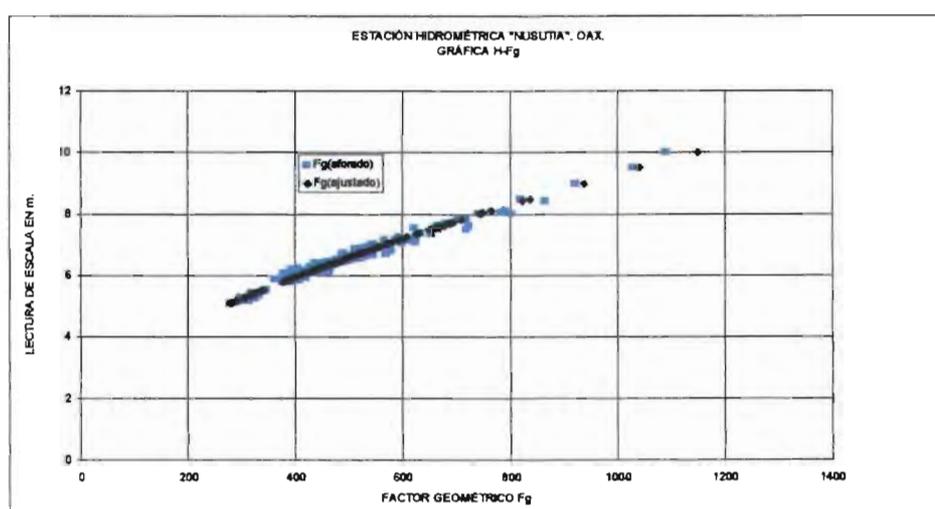
$$Q = -237.741 + 57.44511 H + 6.727893 H^2$$



Gráfica que muestra el comportamiento, del GASTO Q contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 6, 15 y 18 contra la columna 3).

2.- Ajuste del FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$  (columna 9) contra ESCALA MEDIA H (columna 3).

$$F_g = -159.9971 + 40.47819 H + 9.04172 H^2$$



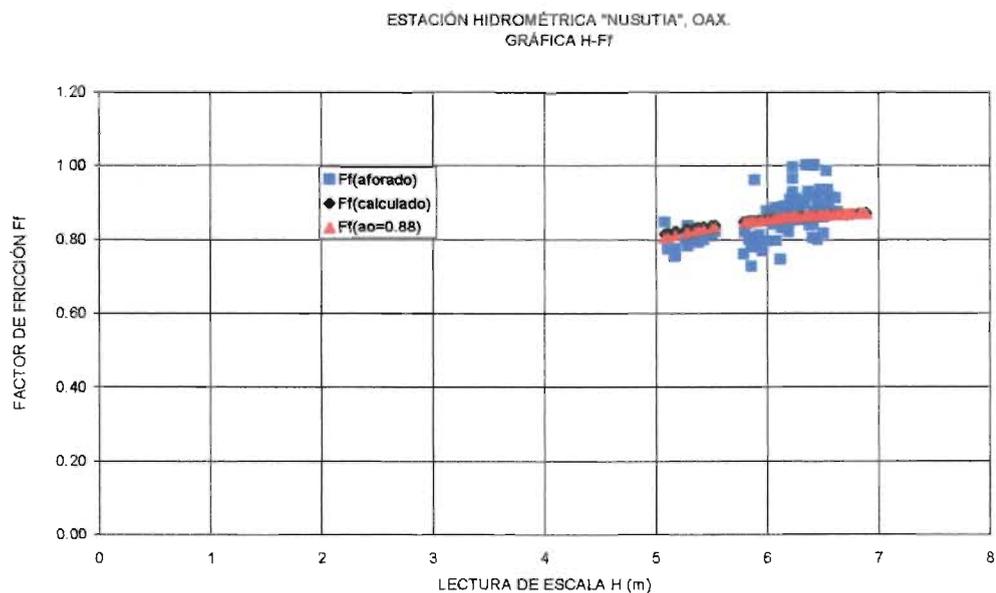
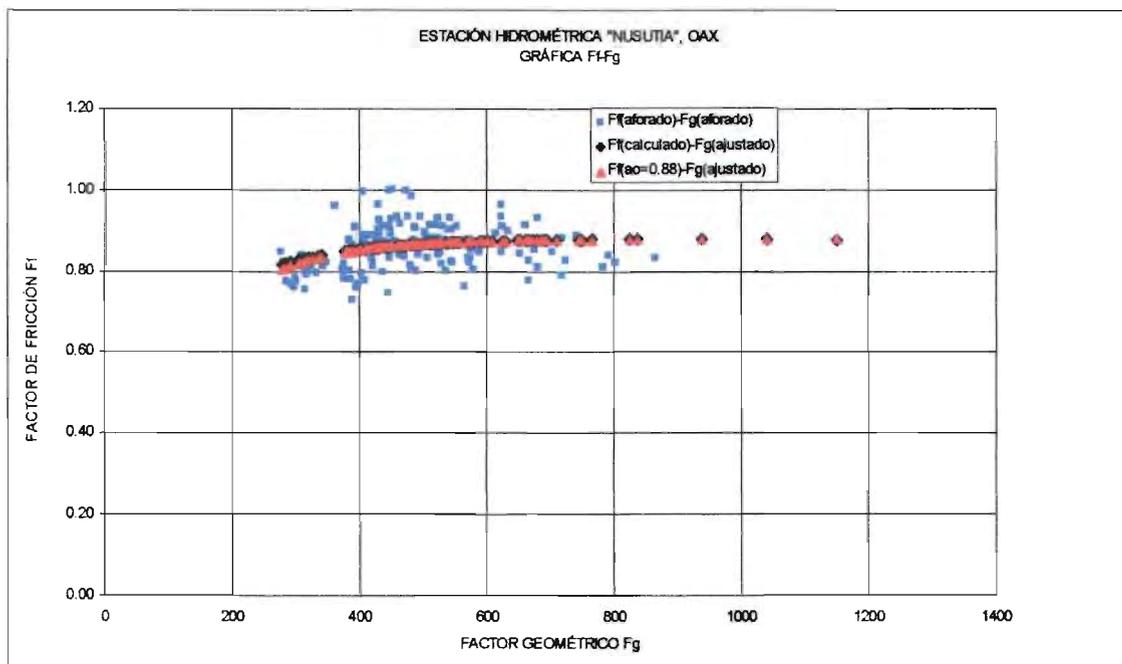
Gráfica que muestra el comportamiento, del FACTOR GEOMÉTRICO contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 9 y 14 contra la columna 3).

3.- Ajuste del FACTOR DE FRICCIÓN ( $F_f$ )<sub>calc.</sub> (columna 16) contra FACTOR GEOMÉTRICO ( $F_g$ )<sub>ajust.</sub> (columna 14).

N (Núm. Datos)	Valor propuesto de "a <sub>0</sub> "	$F_f = a_0 + b e^{-cF_g}$	Coefficiente de determinación $r^2$
159	0.900	$F_f = 0.90 - 0.144 e^{-0.00283267 F_g}$	0.928
159	0.890	$F_f = 0.89 - 0.179 e^{-0.003982011 F_g}$	0.962
<b>159</b>	<b>0.880</b>	$F_f = 0.88 - 0.720 e^{-0.00816042 F_g}$	<b>0.986</b>
140	0.875	$F_f = 0.875 - 2.262 e^{-0.01165086 F_g}$	0.929
116	0.870	$F_f = 0.87 - 6.124 e^{-0.0151174 F_g}$	0.886
56	0.860	$F_f = 0.86 - 719.022 e^{-0.03142206 F_g}$	0.571

Del cuadro anterior podemos observar que el mejor ajuste corresponde a  $a_0=0.88$ ; por lo que el coeficiente de fricción queda representado por:

$$F_f = 0.88 - 0.720 e^{-0.00816042 F_g}$$



Gráficas que muestran respectivamente el comportamiento el FACTOR DE FRICCIÓN contra FACTOR GEOMÉTRICO (Valores de la columna 9 contra la 10; columna 14 contra la 16 y columna 14 contra la 17) y; el FACTOR DE FRICCIÓN contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 10, 16 y 17 contra la columna 3).

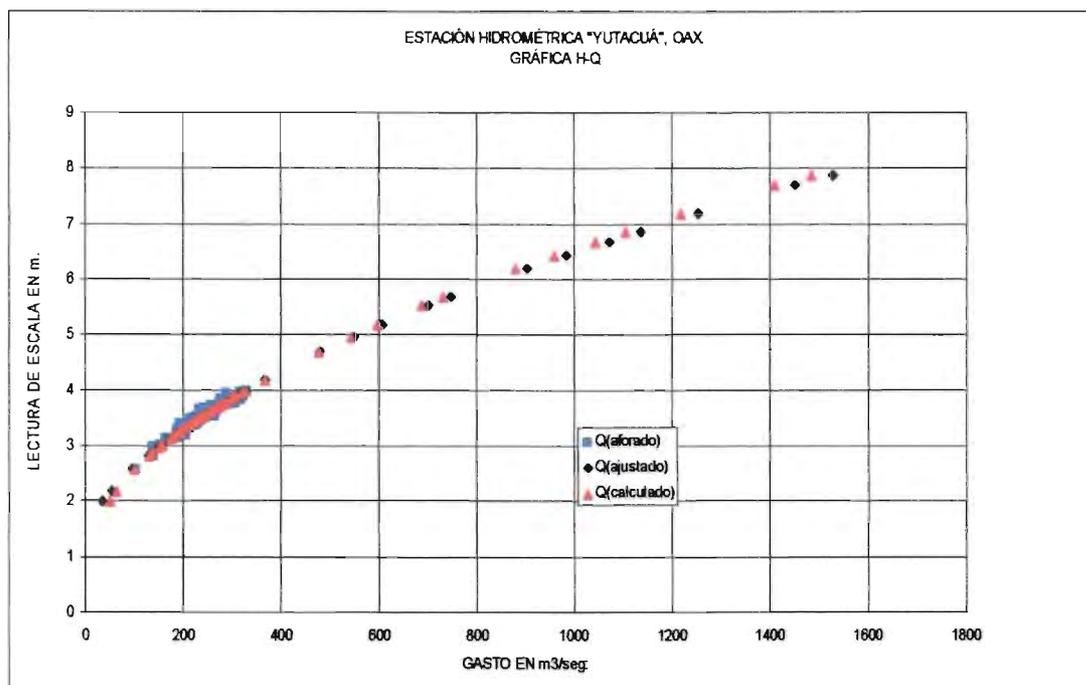


Estación hidrométrica "Nusutia", Oax., ubicada sobre el río Cuchara o Zapote, afluente del río Verde.

### E. H. "Yutacuá", Oax.

1.- Ajuste del GASTO AFORADO Q (columna 6) contra ESCALA MEDIA H (columna 3)

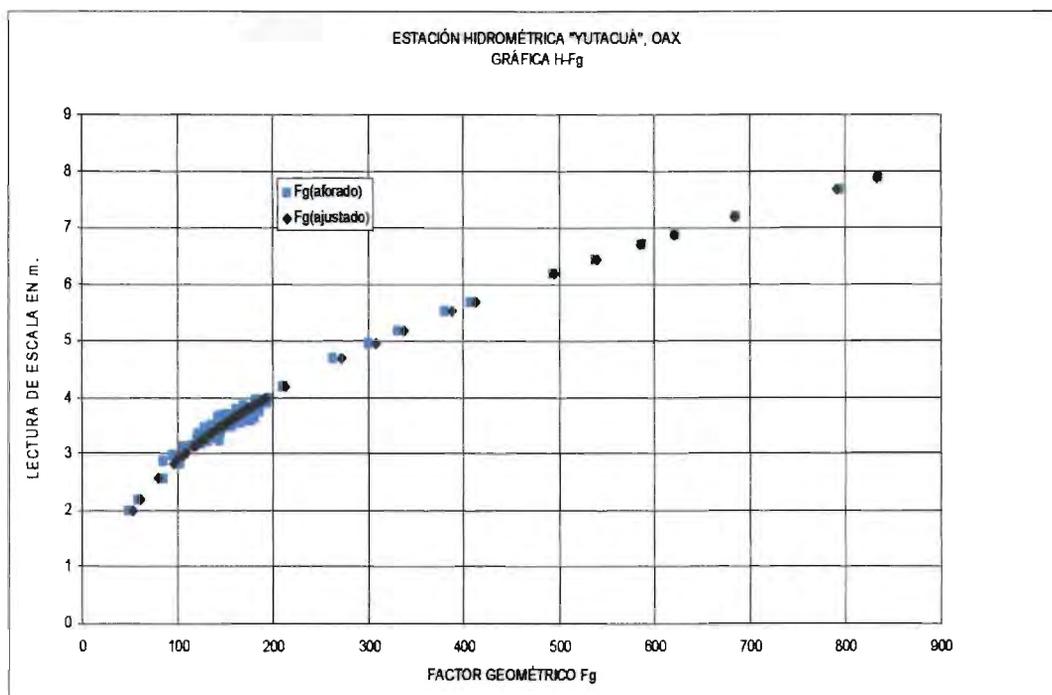
$$Q = -33.9496 - 20.5539 H + 27.75177 H^2$$



Gráfica que muestra el comportamiento, del GASTO Q contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 6, 15 y 18 contra la columna 3).

2.- Ajuste del FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$  (columna 9) contra ESCALA MEDIA H (columna 3).

$$F_g = 43.17489 - 27.17017 H + 16.17844 H^2$$



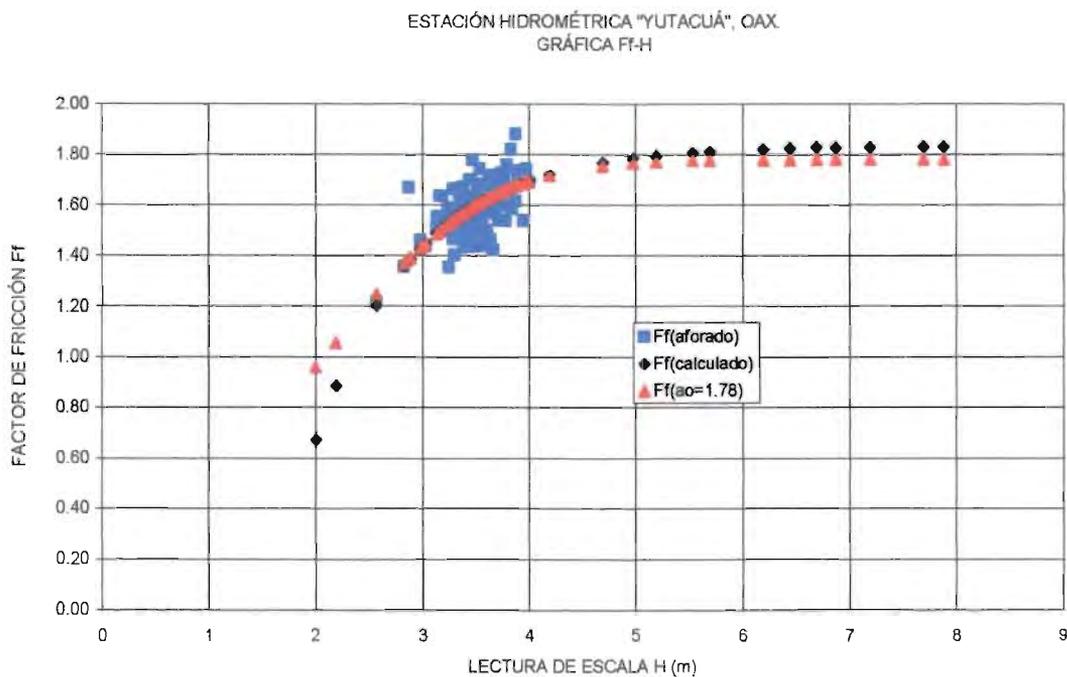
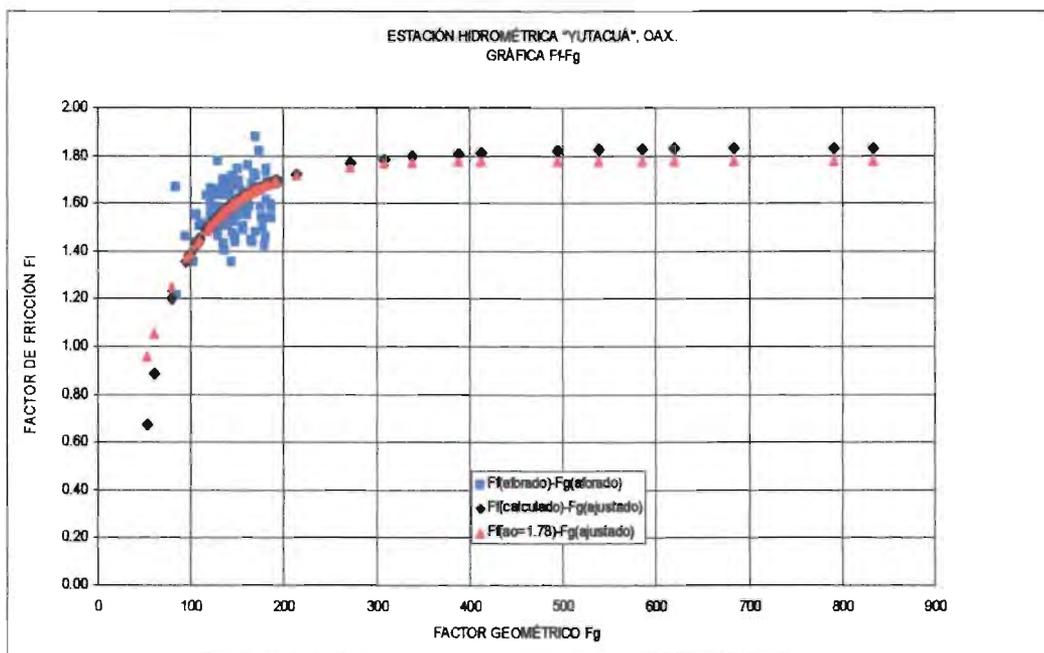
Gráfica que muestra el comportamiento, del FACTOR GEOMÉTRICO contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 9 y 14 contra la columna 3).

3.- Ajuste del FACTOR DE FRICCIÓN ( $F_f$ )<sub>calc.</sub> (columna 16) contra FACTOR GEOMÉTRICO ( $F_g$ )<sub>ajust.</sub> (columna 14)

N (Núm. Datos)	Valor propuesto de "a <sub>0</sub> "	$F_f = a_0 + b e^{-cF_g}$	Coefficiente de determinación $r^2$
89	1.90	$F_f = 1.90 - 1.308 e^{-0.009953 F_g}$	0.983
89	1.89	$F_f = 1.89 - 1.326 e^{-0.010278 F_g}$	0.985
89	1.88	$F_f = 1.88 - 1.346 e^{-0.0106261 F_g}$	0.986
89	1.87	$F_f = 1.87 - 1.371 e^{-0.0109994 F_g}$	0.988
89	1.86	$F_f = 1.86 - 1.399 e^{-0.011402 F_g}$	0.989
89	1.85	$F_f = 1.85 - 1.433 e^{-0.01183727 F_g}$	0.990
89	1.84	$F_f = 1.84 - 1.473 e^{-0.0123097 F_g}$	0.992
89	1.83	$F_f = 1.83 - 1.520 e^{-0.012825 F_g}$	0.993
89	1.82	$F_f = 1.82 - 1.577 e^{-0.01339 F_g}$	0.995
89	1.81	$F_f = 1.81 - 1.646 e^{-0.01401 F_g}$	0.996
89	1.80	$F_f = 1.80 - 1.730 e^{-0.014696 F_g}$	0.997
89	1.79	$F_f = 1.79 - 1.834 e^{-0.015462 F_g}$	0.998
<b>89</b>	<b>1.78</b>	$F_f = 1.78 - 1.965 e^{-0.016324 F_g}$	<b>0.999</b>
89	1.77	$F_f = 1.77 - 2.133 e^{-0.0173 F_g}$	0.999
89	1.76	$F_f = 1.76 - 2.354 e^{-0.01842 F_g}$	0.999
89	1.75	$F_f = 1.75 - 2.665 e^{-0.01973 F_g}$	0.999

Del cuadro anterior podemos observar que el mejor ajuste corresponde a  $a_0=1.78$ ; por lo que el coeficiente de fricción queda representado por:

$$F_f = 1.78 - 1.965 e^{-0.016324 F_g}$$



Gráficas que muestran respectivamente el comportamiento el FACTOR DE FRICCIÓN contra FACTOR GEOMÉTRICO (Valores de la columna 9 contra la 10; columna 14 contra la 16 y columna 14 contra la 17) y; el FACTOR DE FRICCIÓN contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 10, 16 y 17 contra la columna 3).

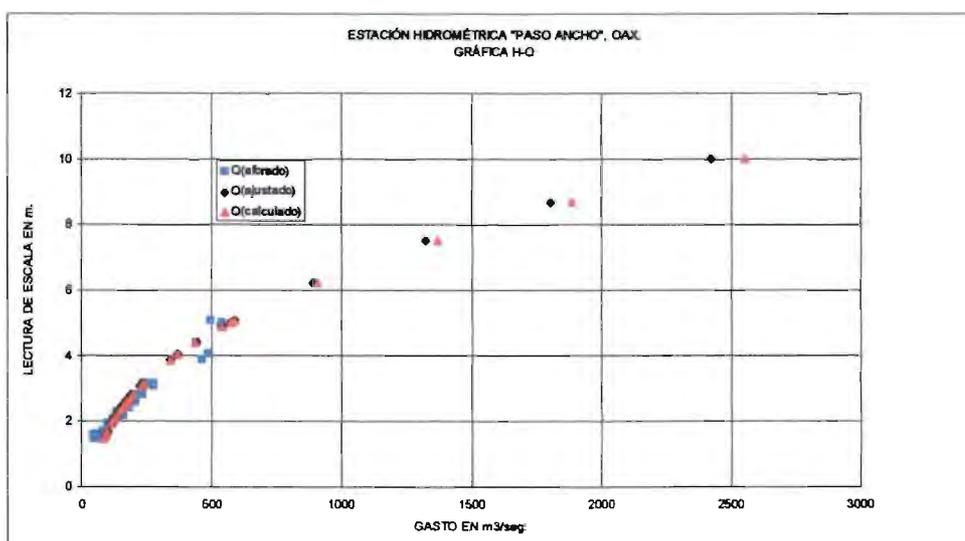


Estación hidrométrica "Yutacúa", Oax., ubicada sobre el río Sordo o Amoltepec, afluente del río Verde.

### E. H. "Paso Ancho", Oax.

1.- Ajuste del GASTO AFORADO Q (columna 6) contra ESCALA MEDIA H (columna 3)

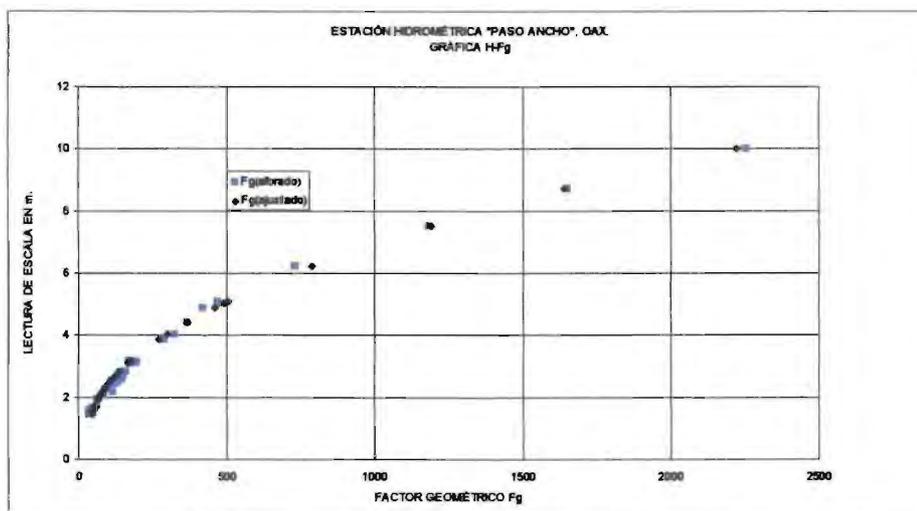
$$Q = 91.952316 - 42.65806 H + 27.483039 H^2$$



Gráfica que muestra el comportamiento, del GASTO Q contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 6, 15 y 18 contra la columna 3).

2.- Ajuste del FACTOR GEOMÉTRICO  $F_g$  (columna 9) contra ESCALA MEDIA H (columna 3).

$$F_g = 54.96311 - 44.62665 H + 26.0092 H^2$$



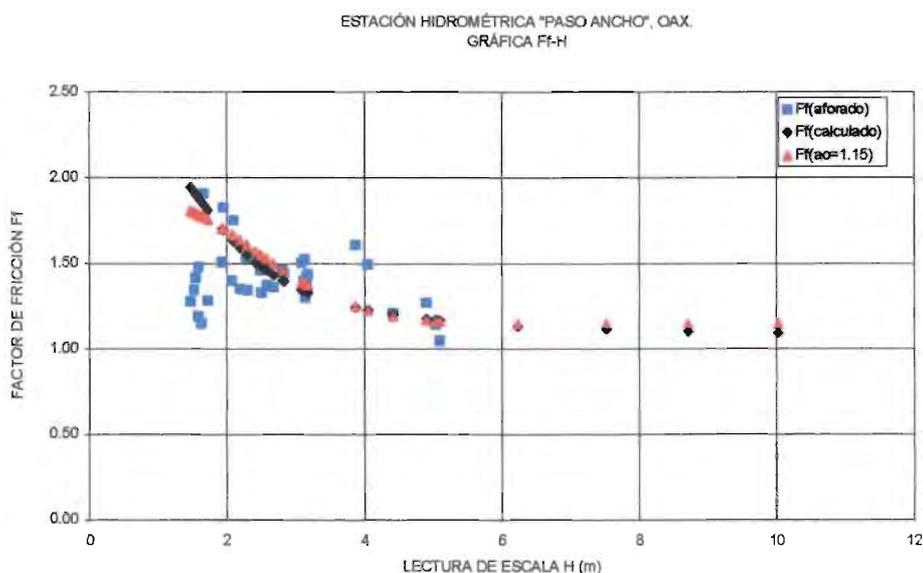
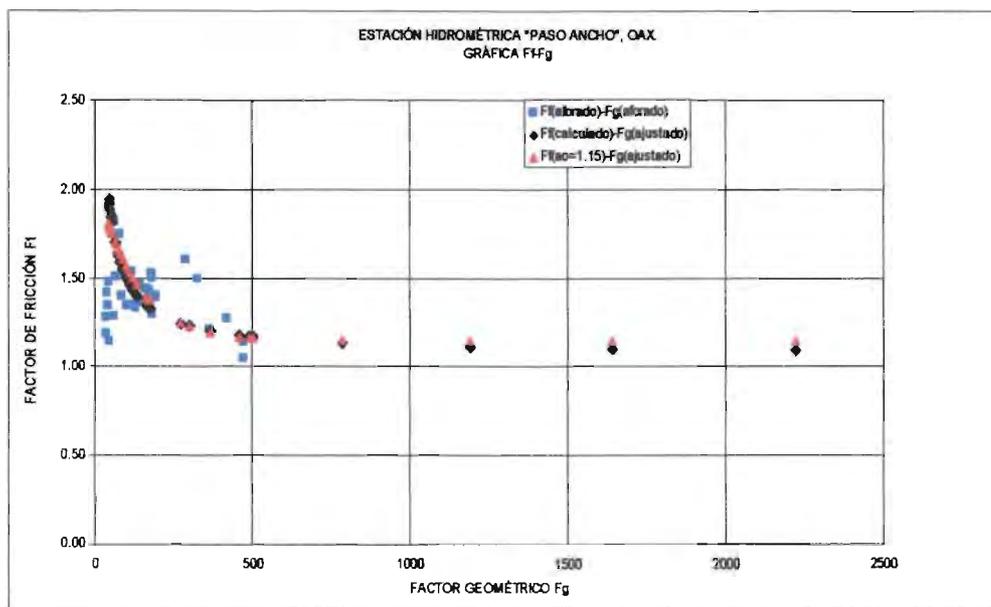
Gráfica que muestra el comportamiento, del FACTOR GEOMÉTRICO contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 9 y 14 contra la columna 3).

3.- Ajuste del FACTOR DE FRICCIÓN  $(F_f)_{\text{calc.}}$  (columna 16) contra FACTOR GEOMÉTRICO  $(F_g)_{\text{ajust.}}$  (columna 14).

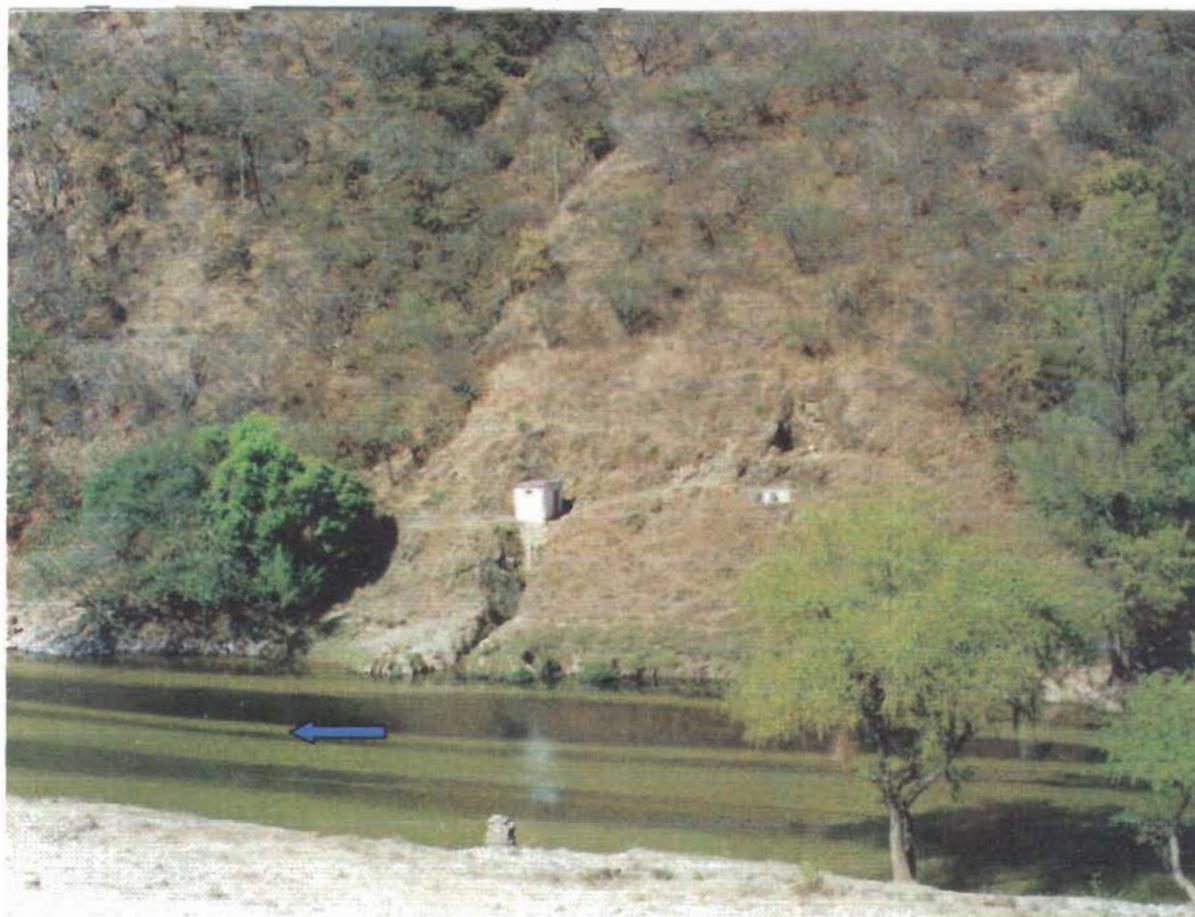
N (Núm. Datos)	Valor propuesto de "a <sub>0</sub> "	$F_f = a_0 + b e^{-cF_g}$	Coefficiente de determinación $r^2$
33	1.20	$F_f = 1.20 + 1.326 e^{-0.01294 F_g}$	0.939
33	1.19	$F_f = 1.19 + 1.129 e^{-0.011025 F_g}$	0.979
33	1.18	$F_f = 1.18 + 1.056 e^{-0.010053 F_g}$	0.983
35	1.17	$F_f = 1.17 + 1.282 e^{-0.0114704 F_g}$	0.952
36	1.16	$F_f = 1.16 + 1.060 e^{-0.00944104 F_g}$	0.987
<b>36</b>	<b>1.15</b>	$F_f = 1.15 + 0.960 e^{-0.0082601 F_g}$	<b>0.987</b>
36	1.14	$F_f = 1.14 + 0.911 e^{-0.0075103 F_g}$	0.981
36	1.13	$F_f = 1.13 + 0.883 e^{-0.0069553 F_g}$	0.973
36	1.12	$F_f = 1.12 + 0.865 e^{-0.006514 F_g}$	0.966
36	1.11	$F_f = 1.11 + 0.853 e^{-0.0061482 F_g}$	0.958
36	1.10	$F_f = 1.10 + 0.846 e^{-0.005836 F_g}$	0.951

Del cuadro anterior podemos observar que el mejor ajuste corresponde a  $a_0=1.15$ ; por lo que el coeficiente de fricción queda representado por:

$$F_f = 1.15 + 0.960 e^{-0.0082601 F_g}$$



Gráficas que muestran respectivamente el comportamiento el FACTOR DE FRICCIÓN contra FACTOR GEOMÉTRICO (Valores de la columna 9 contra la 10; columna 14 contra la 16 y columna 14 contra la 17) y; el FACTOR DE FRICCIÓN contra la ESCALA MEDIA. (Valores de las columnas 10, 16 y 17 contra la columna 3).



Estación hidrométrica "Paso Ancho". Oax., ubicada sobre la parte alta del río Verde.

## ANEXO 2.- INFORMACIÓN BASE PARA EL DESARROLLO DEL CAPÍTULO 4.

En este anexo se presenta la información básica que se empleó para el análisis descrito en el Capítulo 4. Esta información consiste de los aforos seleccionados de cada estación hidrométrica, los cuales están contenidos en la tabla respectiva de cada estación, la cual contiene los datos de los aforos seleccionados, así como de las variables analizadas para el desarrollo del trabajo principal de la tesis.

También se incluye información de campo, consistente en croquis de los levantamientos topográficos de los tramos de aforos y secciones transversales de las estaciones.

Como todas las estaciones de aforo empleadas en este trabajo tienen varios años de operación, se incluye una comparación gráfica entre los gastos máximos anuales estimados en su oportunidad por los métodos tradicionales de extrapolación y los gastos calculados con el método propuesto en el Capítulo 4. (Comparación entre las columnas con encabezados "GASTO" y  $Q_{rev}$ .)

La información a que se refiere el último párrafo, aparece en las tablas por cuenca hidrológica, con el encabezado "COMPARACIÓN DE LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES, CON LOS GASTOS CALCULADOS CON EL MÉTODO PROPUESTO".

### A) CUENCA DEL RÍO BALSAS

- E. H. "El Frayle", Pue.
- E. H. "Ixcamilpa", Pue.
- E. H. "Atenango del Río", Gro.
- E. H. "San Juan Tetelcingo", Gro.

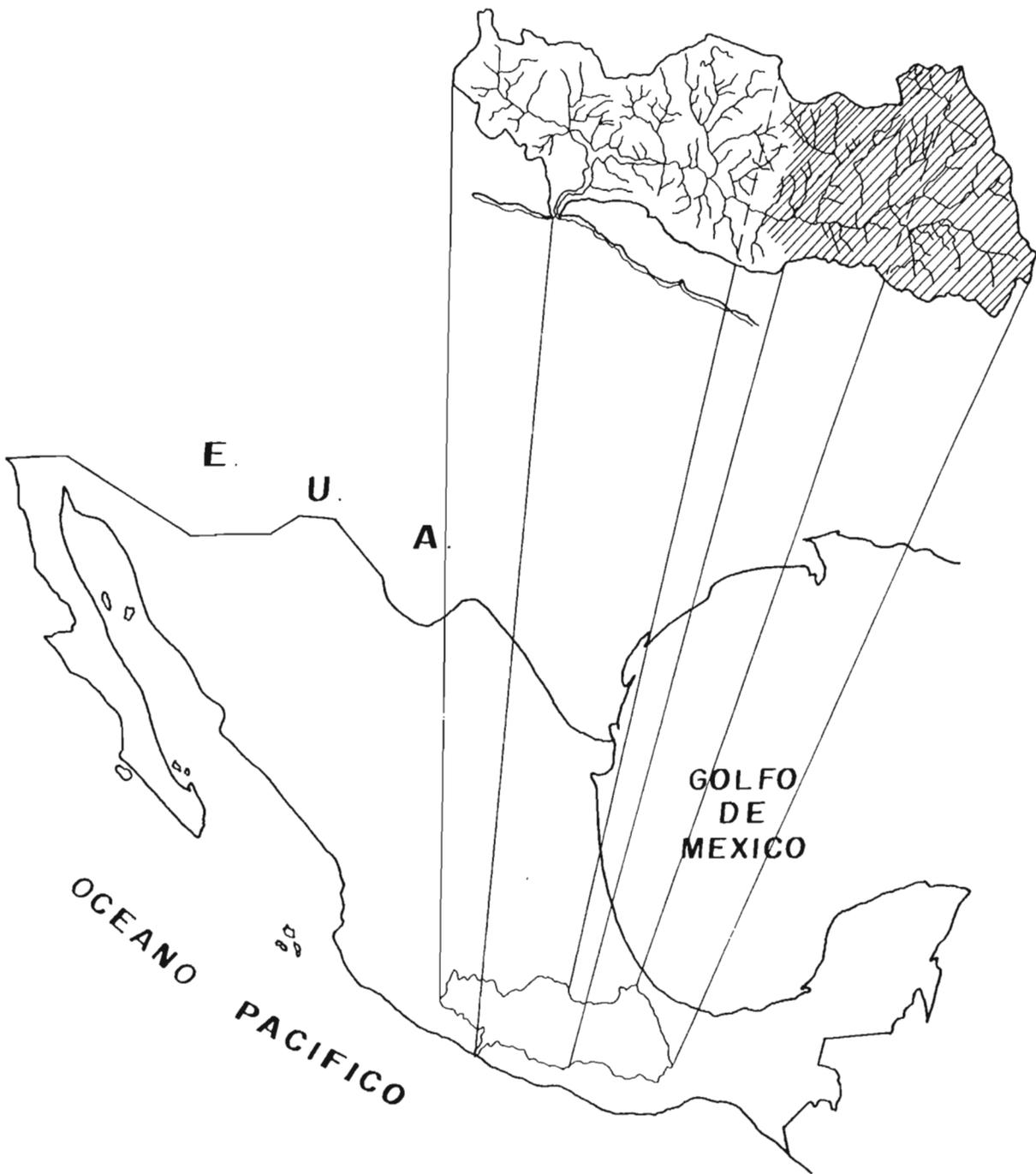
### B) CUENCA DEL RÍO PAPAGAYO

- E. H. "Agua Salada", Gro.
- E. H. "El Puente", Gro.
- E. H. "La Parota", Gro.

### C) CUENCA DEL RÍO VERDE O ATOYAC

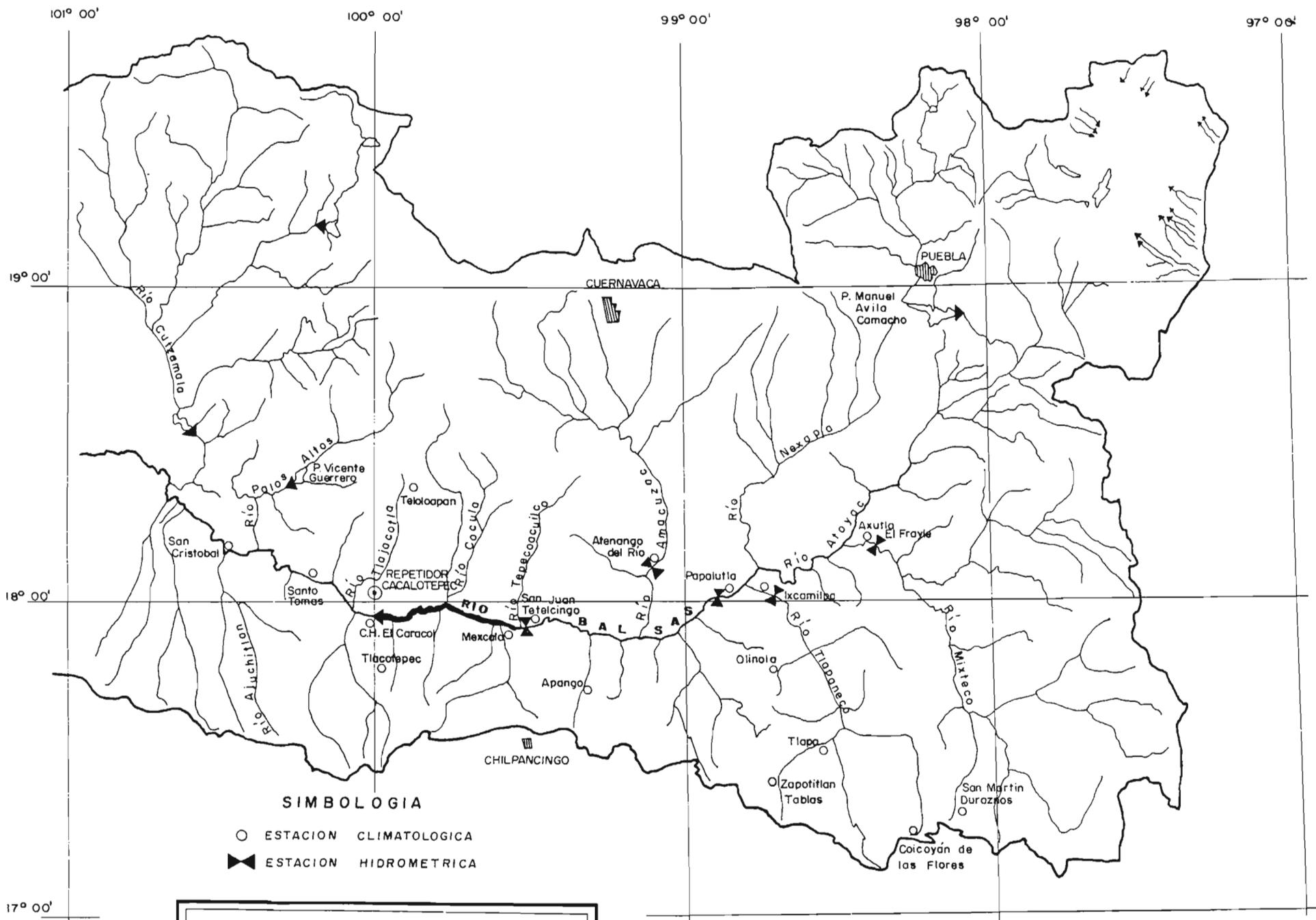
- E. H. "Nusutia", Oax.
- E. H. "Yutacúa", Oax.
- E. H. "El Carrizo", Oax.
- E. H. "Paso Ancho", Oax.

## **A) CUENCA DEL RÍO BALSAS**



RIO BALSAS  
UBICACION DE LA CUENCA

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



**CUENCA HIDROLOGICA**  
**ALTO Y MEDIO RIO BALSAS**

**COMPARACIÓN DE LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES, CON LOS GASTOS CALCULADOS CON EL MÉTODO PROPUESTO**  
CUENCA DEL RÍO BALSAS

AÑO	E. H. EL FRAYLE, PUE.							E. H. ICAMILPA, PUE.							E. H. ATENANGO DEL RÍO GRO.							E. H. SAN JUAN TETELINGO, GRO.							
	FECHA día/mes	ESCALA (m)	GASTO (m³/3seg)	(Fg)ajust.	(Ff)ajust. ao=1.38	Qrev. (m³/3seg)	DIF. EN %	FECHA día/mes	ESCALA (m)	GASTO (m³/3seg)	(Fg)ajust.	(Ff)ajust. ao=1.49	Qrev. (m³/3seg)	DIF. EN %	FECHA día/mes	ESCALA (m)	GASTO (m³/3seg)	(Fg)ajust.	(Ff)ajust. ao=1.22	Qrev. (m³/3seg)	DIF. EN %	FECHA día/mes	ESCALA (m)	GASTO (m³/3seg)	(Fg)ajust.	(Ff)ajust. ao=0.86	Qrev. (m³/3seg)	DIF. EN %	
1951																							15/SEP.	4.84	956	1198	0.975973	1169	18.22
1952																							28/JUL.	3.65	658	380	1.395081	530	-24.10
1953	15/SEP.	2.88	237	152	1.774817	269	11.93	13/SEP.	3.45	364	246	1.678109	412	11.71	25/JUL.	2.41	315	127	1.518878	194	-62.76	28/SEP.	5.73	1243	1733	0.901192	1562	20.43	
1954	12/SEP.	4.75	531	448	1.391699	623	14.80	30/MAY.	4.4	642	406	1.529304	621	-3.31	30/SEP.	4.06	701	490	1.358669	666	-5.27	01/OCT.	5.4	1287	1566	0.918894	1436	10.38	
1955	07/SEP.	8.5	1570	1227	1.380001	1693	7.27	28/JUL.	3.4	301	238	1.692338	403	25.33	06/SEP.	6.04	1328	1207	1.250377	1510	12.03	07/SEP.	8.03	1956	3017	0.863444	2605	24.92	
1956	26/JUN.	4.45	473	396	1.401811	555	14.81	11/SEP.	4.41	586	408	1.528591	624	9.30	26/JUN.	4.26	824	549	1.342521	737	-11.88	27/JUN.	6.22	1306	1989	0.885113	1761	25.83	
1957	22/SEP.	3.43	289	232	1.531293	356	15.97	11/SEP.	3.97	530	329	1.5733	518	-2.31	20/SEP.	2.79	374	192	1.48067	284	-31.54	21/SEP.	4.42	1056	1095	1.001357	1097	3.73	
1958	10/SEP.	5.80	731	641	1.381178	885	17.44	05/SEP.	5.73	817	690	1.492469	1030	20.71	22/JUL.	5.36	911	926	1.275068	1181	22.87	23/JUL.	5.94	1768	1842	0.893395	1846	-7.44	
1959	18/OCT.	4.7	464	439	1.392976	612	25.77	16/OCT.	4.68	426	460	1.513208	697	39.00	18/OCT.	4.08	764	496	1.357004	673	-13.54	18/OCT.	6.80	1871	2305	0.873653	2013	7.08	
1960	14/SEP.	4.19	366	353	1.416229	499	28.72	29/OCT.	3.6	318	269	1.640292	441	27.85	04/JUL.	3.17	438	268	1.441958	386	-13.36	15/SEP.	4.40	1333	1086	1.003897	1090	-22.25	
1961	27/JUL.	3.58	260	255	1.495198	382	31.89	12/NOV.	2.98	362	179	1.849592	331	-9.24	14/SEP.	5.48	1430	961	1.271123	1222	-17.01	24/JUN.	4.64	1082	1198	0.975973	1169	7.44	
1962	02/SEP.	4.2	374	354	1.415525	502	25.43	03/SEP.	3.58	340	266	1.844934	437	22.17	03/SEP.	3.87	665	437	1.375201	602	-10.55	04/SEP.	5.87	1158	1806	0.895828	1617	28.40	
1963	26/JUL.	3.53	314	248	1.506221	373	15.81	26/JUL.	2.98	299	179	1.849592	331	9.77	27/JUL.	3.28	493	292	1.430919	418	-17.97	11/JUL.	4.58	765	1170	0.92845	1149	33.43	
1964	18/JUN.	3.04	225	175	1.680634	293	23.31	27/SEP.	2.86	279	164	1.908621	312	10.63	21/SEP.	2.91	420	215	1.468409	315	-33.17	22/SEP.	4.18	865	986	1.034687	1020	15.20	
1965	10/AGO.	4.56	528	415	1.397284	580	8.93	11/AGO.	4.35	546	397	1.533046	609	10.30	30/AGO.	3.68	808	368	1.392285	540	-12.85	11/AGO.	5.07	1315	1403	0.937932	1316	0.10	
1966	13/AGO.	3.78	391	287	1.459514	418	6.49	26/JUL.	3.28	360	221	1.730102	382	5.69	20/SEP.	2.78	372	190	1.48189	282	-32.01	20/SEP.	4.06	857	932	1.053874	982	12.74	
1967	SUSPENDIDA							26/SEP.	6.26	1049	823	1.490688	1227	14.47	27/SEP.	6.56	1379	1447	1.238301	1791	23.02	27/SEP.	6.88	1973	2349	0.872527	2050	3.74	
1968	SUSPENDIDA							12/SEP.	2.34	159	102	2.249347	230	31.00	24/JUN.	3.90	814	446	1.372377	612	-33.10	25/JUN.	4.30	951	1040	1.017227	1058	10.13	
1969	SUSPENDIDA							03/SEP.	4.24	650	377	1.542405	581	-11.83	SUSPENDIDA							03/SEP.	6.56	1832	2173	0.877624	1907	3.92	
1970	SUSPENDIDA							24/SEP.	3.72	422	288	1.614821	465	9.19	SUSPENDIDA							11/AGO.	4.88	1180	1312	0.953058	1250	5.61	
1971	SUSPENDIDA							04/OCT.	3.41	351	240	1.689424	405	13.32	SUSPENDIDA							05/OCT.	5.52	1415	1627	0.910639	1481	4.47	
1972	SUSPENDIDA							16/JUN.	2.88	243	166	1.898305	315	22.95	SUSPENDIDA							15/JUN.	5.00	1323	1369	0.943222	1292	-2.42	
1973	SUSPENDIDA							10/SEP.	5.28	514	587	1.496789	878	41.46	SUSPENDIDA							11/SEP.	6.58	2226	2183	0.877256	1915	-16.21	
1974	SUSPENDIDA							17/JUN.	6.94	1031	1009	1.490111	1503	31.41	SUSPENDIDA							24/JUN.	5.30	1607	1518	0.922641	1399	-14.86	
1975	SUSPENDIDA							18/SEP.	3.66	583	278	1.627059	453	-28.81	SUSPENDIDA							14/SEP.	4.80	1250	1273	0.960192	1223	-2.23	
1976	SUSPENDIDA							08/OCT.	5.72	1385	688	1.492527	1027	-34.87	SUSPENDIDA							09/OCT.	6.80	2857	2305	0.873653	2013	-31.96	
1977	SUSPENDIDA							14/AGO.	2.26	275	94	2.314654	218	-28.41	04/SEP.	3.07	391	247	1.452089	358	-9.07	24/JUN.	4.71	1252	1231	0.96881	1192	-5.00	
1978	SUSPENDIDA							10/OCT.	3.97	646	329	1.5733	518	-24.70	10/SEP.	3.82	792	424	1.379477	585	-35.37	11/SEP.	3.94	803	879	1.074931	944	14.97	
1979	22/SEP.	5.28	650	543	1.383779	751	13.48	26/OCT.	4.34	771	395	1.533831	606	-27.20	14/SEP.	3.25	421	265	1.433917	409	-2.88	23/SEP.	4.54	1138	1151	0.986949	1136	-0.18	
1980	27/SEP.	8.11	957	702	1.380572	969	11.55	27/SEP.	4.07	643	347	1.560388	541	-18.90	11/AGO.	4.09	610	499	1.356176	676	9.81	28/SEP.	4.98	1280	1360	0.944792	1285	0.37	
1981	19/JUN.	5.04	660	499	1.386635	692	4.64	02/OCT.	4.14	737	359	1.552419	557	-32.28	29/AGO.	4.78	705	715	1.30680	934	24.54	30/AGO.	5.29	1563	1512	0.923244	1395	-12.00	
1982	12/OCT.	2.82	201	143	1.816699	260	22.71	10/OCT.	1.80	159	50	2.754235	138	-15.15	30/JUN.	2.78	297	190	1.48169	282	-5.40	01/JUL.	3.12	512	529	1.282211	679	24.55	
1983	16/SEP.	3.34	331	219	1.557771	341	2.88	16/SEP.	3.62	407	272	1.635767	445	8.47	20/SEP.	3.31	399	299	1.427933	427	6.48	22/SEP.	4.09	946	945	1.048907	992	4.60	
1984	01/SEP.	5.10	755	510	1.385593	707	-6.83	08/SEP.	4.63	604	451	1.515553	683	11.55	15/SEP.	3.56	482	358	1.403562	502	3.99	08/SEP.	5.78	1940	1759	0.899197	1582	-22.85	
1985	24/JUL.	3.78	264	287	1.459514	418	39.26	24/JUL.	4.88	883	501	1.505642	754	-17.07	01/JUL.	3.94	625	457	1.388887	625	0.00	02/JUL.	4.16	1003	977	1.037761	1014	1.06	
1986	19/MAY.	2.32	246	75	2.362593	177	-39.04	14/JUL.	2.82	257	158	1.929843	306	15.98	28/JUN.	2.68	283	169	1.493896	252	-12.33	12/JUN.	2.94	382	456	1.346312	614	37.79	
1987	29/SEP.	5.60	757	603	1.381857	833	9.11	04/JUL.	3.98	556	331	1.571922	520	-7.25	08/JUL.	3.37	401	312	1.421995	444	9.75	09/JUL.	5.04	1295	1389	0.946016	1306	0.82	
1988	08/SEP.	4.66	574	432	1.394092	602	4.72	15/AGO.	4.26	700	380	1.540581	586	-19.42	05/SEP.	4.53	751	633	1.322575	837	10.23	06/SEP.	5.60	1535	1667	0.906827	1512	-1.54	
1989	23/JUN.	5.48	885	580	1.38243	802	-10.36	22/JUN.	11.38	3210	2665	1.49	3971	19.17	20/SEP.	3.02	310	237	1.457179	345	10.10	23/JUN.	7.40	2992	2645	0.867075	2293	-30.47	
1990	20/SEP.	3.18	283	195	1.615815	315	10.19	19/SEP.	2.76	233	151	1.96317	296	21.40	12/JUL.	3.59	464	365	1.400711	511	9.26	20/SEP.	3.90	785	861	1.082392	932	15.76	
1991	06/JUL.	5.50	876	584	1.382324	807	-8.54	11/OCT.	4.00	479	334	1.569227	525	8.72	07/JUL.	3.73	497	401	1.387646	556	10.57	08/JUL.	5.96	1710	1852	0.892729	1654	-3.41	
1992	29/JUL.	4.52	512	408	1.398759	571	10.30	22/AGO.	2.96	286	177	1.858958	328	12.85	15/AGO.	4.00	565	473	1.363731	645	12.45	25/AGO.	4.48	913	1123	0.993977	1116	18.22	
1993	03/JUL.	3.70	348	274	1.472317	403	13.72	07/JUL.	3.76	507	294	1.607186	473	-7.21	02/JUL.	3.48	420	338	1.411249	477	12.03	04/JUL.	4.46	916	1114	0.986397	1110	17.47	
1994	25/JUN.	4.06	390	331	1.426681	473	17.50	15/AGO.	3.12	308	198	1.789066	354	13.09	19/AGO.	3.20	373	274	1.438935	395	5.54	20/AGO.	4.16	690	977	1.037761	1014	31.93	
1995	26/AGO.	4.55	491	413	1.397665	578	14.98	05/SEP.	3.58	353	266	1.644934	437	19.20	17/AGO.	4.76	699	715	1.30680	934	25.18	17/AGO.	5.50	1173	1616	0.911635	1474	20.40	
1996	09/OCT.	4.16	414	348	1.41842	493	16.06	09/OCT.	4.72	702	468	1.511473	708	0.85	09/OCT.	3.32	403	301	1.42694	430	6.19	09/OCT.	5.68						

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "EL FRAYLE", PUE.

RÍO: MIXTECO

CUENCA: RÍO BALSAS

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

98° 24' 17"

LONGITUD OESTE 18° 11' 14" LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 899.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1979-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^2/12)/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{máx.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(F <sub>g</sub> )ajust. AJUSTE DE (H-F <sub>g</sub> ) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(F)calc.	Mejor ajuste de F para $a=1.38$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
201	11-Ago-84	2.30	72.71	2.110	154.000	47.67	1.53	96.34	1.598	2.40	46.90	1.550	72.247	145.277	2.011	1.537	111
236	26-Sep-87	2.48	77.27	1.999	154.453	48.94	1.58	104.77	1.474	2.35	48.10	1.606	98.250	171.189	1.779	1.495	144
176	10-Sep-83	2.52	77.61	2.523	195.633	48.33	1.61	108.43	1.840	2.46	47.70	1.627	101.662	177.146	1.743	1.487	151
147	12-Oct-82	2.54	88.82	1.972	173.993	49.53	1.79	131.10	1.327	3.36	48.75	1.822	104.378	180.152	1.726	1.483	155
129	03-Jul-93	2.76	89.82	2.060	185.000	49.61	1.81	133.43	1.387	2.78	48.50	1.852	134.720	214.416	1.582	1.449	195
125	01-Jul-93	2.78	90.00	2.311	208.000	48.57	1.85	135.78	1.532	3.09	48.00	1.875	137.520	217.639	1.583	1.446	199
238	28-Sep-87	2.86	100.78	2.282	230.016	60.11	2.01	160.57	1.432	3.28	49.20	2.048	146.792	230.715	1.551	1.437	214
157	16-Jul-90	2.87	101.31	2.479	251.141	50.71	2.00	160.70	1.563	3.21	49.20	2.059	150.209	232.370	1.547	1.436	216
186	20-Sep-83	2.87	95.06	2.680	254.782	49.38	1.93	147.11	1.732	2.87	48.40	1.964	150.209	232.370	1.547	1.436	216
158	16-Jul-90	2.90	98.67	2.437	240.466	50.88	1.94	153.44	1.567	3.40	49.20	2.005	154.471	237.362	1.537	1.432	221
126	01-Jul-93	3.00	103.56	2.288	238.000	50.45	2.05	187.27	1.423	3.49	49.00	2.113	168.790	254.297	1.507	1.423	240
127	06-Jul-87	3.00	104.03	2.490	260.000	51.92	2.00	165.34	1.573	3.11	51.10	2.036	168.790	254.297	1.507	1.423	240
145	02-Jul-91	3.04	108.59	2.650	288.000	52.33	2.08	176.68	1.630	3.77	51.00	2.129	174.566	261.197	1.496	1.420	248
141	29-Jun-91	3.09	106.70	2.440	261.000	52.35	2.04	171.53	1.522	3.79	51.00	2.082	181.827	269.925	1.485	1.416	257
151	06-Jul-91	3.11	110.73	2.590	287.000	52.64	2.10	181.79	1.579	3.32	51.50	2.150	184.743	273.448	1.480	1.414	261
129	16-Jul-85	3.14	104.83	2.222	232.949	52.09	2.01	167.10	1.394	2.88	51.30	2.043	189.131	278.766	1.474	1.412	267
251	15-Sep-84	3.14	111.57	2.590	290.000	51.09	2.18	187.80	1.544	3.35	49.90	2.236	189.131	278.766	1.474	1.412	267
253	17-Sep-84	3.22	116.41	2.660	310.000	52.71	2.21	197.42	1.570	3.41	51.30	2.269	200.909	293.148	1.459	1.407	283
159	11-Jul-91	3.23	113.26	2.530	287.000	52.83	2.14	188.37	1.524	3.76	51.50	2.200	202.369	294.966	1.457	1.406	285
280	09-Sep-88	3.28	115.73	2.570	298.000	51.64	2.24	198.19	1.504	3.49	50.50	2.282	206.841	300.448	1.453	1.405	291
164	13-Jul-84	3.28	106.48	2.910	310.000	52.23	2.04	171.20	1.811	3.23	51.00	2.088	208.817	304.125	1.449	1.404	295
266	03-Sep-88	3.28	118.18	2.580	305.000	51.59	2.29	205.37	1.485	3.45	51.20	2.308	209.817	304.125	1.449	1.404	295
240	07-Sep-84	3.29	114.64	2.710	311.000	52.81	2.17	192.20	1.618	3.77	51.30	2.235	211.308	305.970	1.448	1.403	297
180	11-Jul-91	3.30	110.20	2.840	314.000	52.90	2.08	179.75	1.747	3.68	51.50	2.140	212.800	307.820	1.447	1.403	298
149	05-Jul-91	3.31	110.61	2.730	302.000	52.64	2.10	181.46	1.664	3.41	51.50	2.148	214.294	309.674	1.445	1.402	300
273	07-Sep-88	3.37	109.60	2.740	301.000	51.71	2.12	180.84	1.684	3.52	50.40	2.175	223.297	320.896	1.437	1.399	312
143	23-Jun-89	3.37	131.08	2.290	300.232	53.12	2.47	239.36	1.254	3.96	51.90	2.526	223.297	320.896	1.437	1.399	312
147	04-Jul-91	3.38	126.17	2.480	314.000	53.40	2.36	223.82	1.403	4.18	52.00	2.426	224.803	322.782	1.436	1.399	315
250	14-Sep-84	3.40	128.85	2.590	334.000	53.80	2.39	230.65	1.448	3.85	52.30	2.464	227.822	326.568	1.433	1.398	319
200	10-Ago-84	3.40	130.23	2.810	366.000	52.27	2.49	239.34	1.529	3.97	50.70	2.569	227.822	326.568	1.433	1.398	319
280	22-Sep-84	3.44	133.53	2.780	369.000	53.99	2.47	244.21	1.511	3.87	52.20	2.588	233.879	334.194	1.429	1.397	327
267	05-Sep-88	3.56	136.64	2.710	371.000	52.70	2.59	257.88	1.439	3.88	51.50	2.653	252.221	357.508	1.417	1.393	351
123	25-Jun-94	3.59	146.50	2.164	317.000	51.78	2.83	293.13	1.081	4.83	48.50	3.021	256.846	363.438	1.415	1.392	357
268	05-Sep-88	3.73	138.60	2.670	399.000	53.87	2.57	260.24	1.633	4.37	52.10	2.680	278.639	391.653	1.406	1.388	387
239	29-Sep-87	3.77	140.93	2.627	370.285	54.37	2.59	265.93	1.392	4.32	52.60	2.679	284.929	399.676	1.403	1.388	395
272	06-Sep-88	3.79	150.01	2.550	383.000	54.66	2.74	294.05	1.303	3.93	53.00	2.830	288.084	404.017	1.402	1.387	400
165	13-Jul-84	3.84	155.66	3.130	488.000	54.24	2.87	314.35	1.552	4.09	52.60	2.959	296.003	414.446	1.400	1.386	410
130	07-Jul-87	3.85	140.66	2.690	380.000	54.08	2.60	266.66	1.425	4.16	52.10	2.704	297.593	416.545	1.400	1.386	413
158	10-Jul-91	3.89	156.07	2.770	433.000	55.78	2.80	309.97	1.397	5.54	53.60	2.917	303.967	424.987	1.398	1.386	421

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "EL FRAYLE", PUE.

RÍO: MIXTECO

CUENCA: RÍO BALSAS

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

98° 24' 17"

LONGITUD OESTE 18° 11' 14" LATITUD NORTE

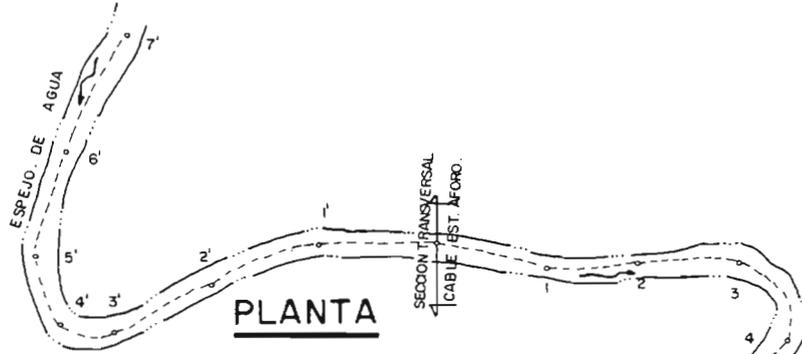
ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 899.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1979-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /a)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^*1/2)/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{máx.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(F <sub>g</sub> )ajust. AJUSTE DE (H-F <sub>g</sub> ) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(F <sub>f</sub> )calc.	Mejor ajuste de Ff para $a_0=1.38$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
271	06-Sep-88	3.93	164.32	2.510	413.000	55.31	2.97	339.58	1.216	4.46	53.40	3.077	310.369	433.502	1.397	1.385	430
157	10-Jul-91	3.93	172.38	2.722	469.292	56.91	3.03	360.87	1.300	5.22	55.00	3.134	310.369	433.502	1.397	1.385	430
150	05-Jul-91	3.95	175.56	2.817	494.612	55.47	3.16	378.45	1.307	4.83	53.50	3.281	313.580	437.786	1.396	1.385	434
270	06-Sep-88	3.99	162.61	2.630	429.000	55.21	2.95	334.12	1.284	4.21	53.80	3.022	320.025	446.410	1.395	1.384	443
86	20-Jun-81	4.00	151.84	2.592	393.571	55.00	2.76	298.81	1.317	4.34	53.50	2.838	321.640	448.577	1.395	1.384	445
79	12-Jun-81	4.02	150.22	2.635	395.619	57.18	2.83	288.01	1.384	5.28	55.00	2.731	324.876	452.925	1.394	1.384	450
269	05-Sep-88	4.03	152.40	2.810	429.000	55.35	2.75	299.38	1.433	4.19	53.00	2.875	326.497	455.106	1.394	1.384	452
240	29-Sep-87	4.04	155.84	2.607	406.241	54.28	2.87	314.60	1.290	4.72	52.80	2.952	328.120	457.292	1.394	1.384	454
249	14-Sep-84	4.08	185.02	2.980	552.000	56.90	3.25	406.09	1.359	5.02	54.90	3.370	334.627	466.078	1.393	1.383	463
275	07-Sep-88	4.09	162.69	2.900	471.893	55.49	2.93	333.27	1.416	4.91	53.90	3.018	336.258	468.287	1.393	1.383	465
257	20-Sep-84	4.10	163.25	3.110	508.000	56.48	2.89	331.25	1.534	4.06	55.00	2.968	337.891	470.499	1.392	1.383	467
258	21-Sep-84	4.18	181.46	2.740	499.000	56.63	3.20	394.40	1.265	4.78	54.80	3.323	351.019	488.363	1.391	1.383	485
242	08-Sep-84	4.19	173.16	2.950	512.000	57.00	3.04	363.21	1.410	4.64	54.80	3.160	352.666	490.616	1.391	1.383	488
135	27-Ago-79	4.24	181.13	2.715	491.829	57.58	3.16	388.87	1.265	4.98	56.00	3.234	360.939	501.951	1.391	1.382	499
131	07-Jul-87	4.31	185.24	2.521	466.992	58.04	3.19	401.55	1.163	5.07	56.90	3.256	372.591	518.011	1.390	1.382	515
154	08-Jul-91	4.34	181.01	3.147	589.598	58.66	3.09	383.66	1.485	5.35	56.50	3.204	377.611	524.961	1.390	1.382	522
277	08-Sep-88	4.36	178.06	2.845	508.363	58.25	3.17	383.88	1.324	4.78	53.30	3.341	380.967	529.616	1.390	1.382	526
146	03-Jul-91	4.43	200.52	2.770	557.000	58.32	3.44	456.79	1.219	5.47	56.00	3.581	392.767	546.058	1.390	1.381	543
278	08-Sep-88	4.46	184.67	2.894	533.236	58.95	3.24	404.57	1.318	5.09	55.60	3.321	397.851	553.172	1.390	1.381	550
243	08-Sep-84	4.69	201.58	2.990	604.000	59.55	3.39	454.46	1.329	4.91	57.00	3.536	437.350	609.066	1.393	1.381	604
243	08-Sep-84	4.70	200.67	3.009	603.759	58.98	3.40	453.94	1.330	4.91	57.50	3.490	439.089	611.551	1.393	1.381	606
158	09-Jul-91	4.72	216.05	2.974	642.552	59.76	3.62	508.92	1.263	5.54	57.60	3.751	442.571	618.534	1.393	1.381	611
DATOS OBTENIDOS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE LA SECCIÓN DE AFOROS	5.000	200.700				59.960	3.35	449.09					492.059	688.198	1.399	1.380	679
	5.500	230.200				62.230	3.70	550.61					583.857	825.010	1.413	1.390	806
	6.000	260.800				64.550	4.04	661.58					680.047	973.158	1.431	1.380	938
	6.450	289.230				67.050	4.31	766.43					770.373	1116.182	1.449	1.380	1063

# ESTACION HIDROMETRICA EL FRAYLE, PUE.



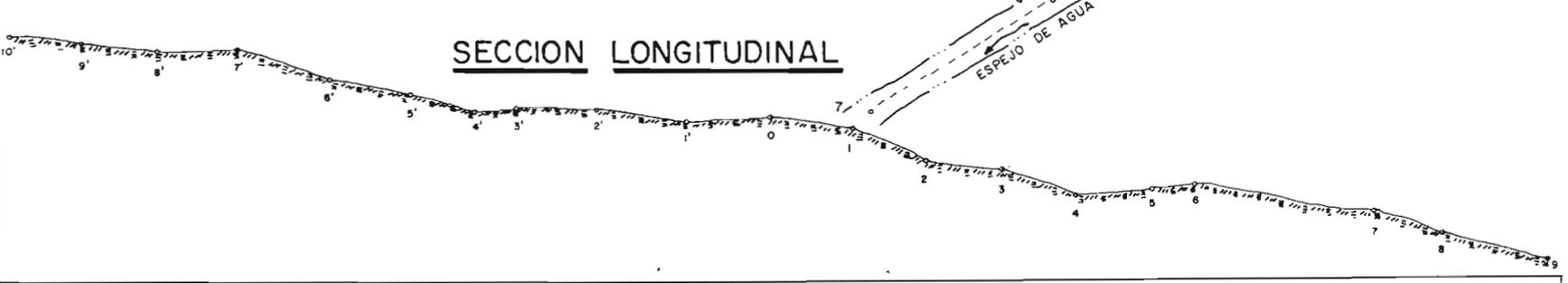
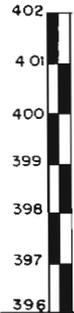
**PLANTA**

ESC. HOR. 1:6000

ESC. VER. 1:50

**SECCION LONGITUDINAL**

ELEVACIONES m. s. n. m. m.

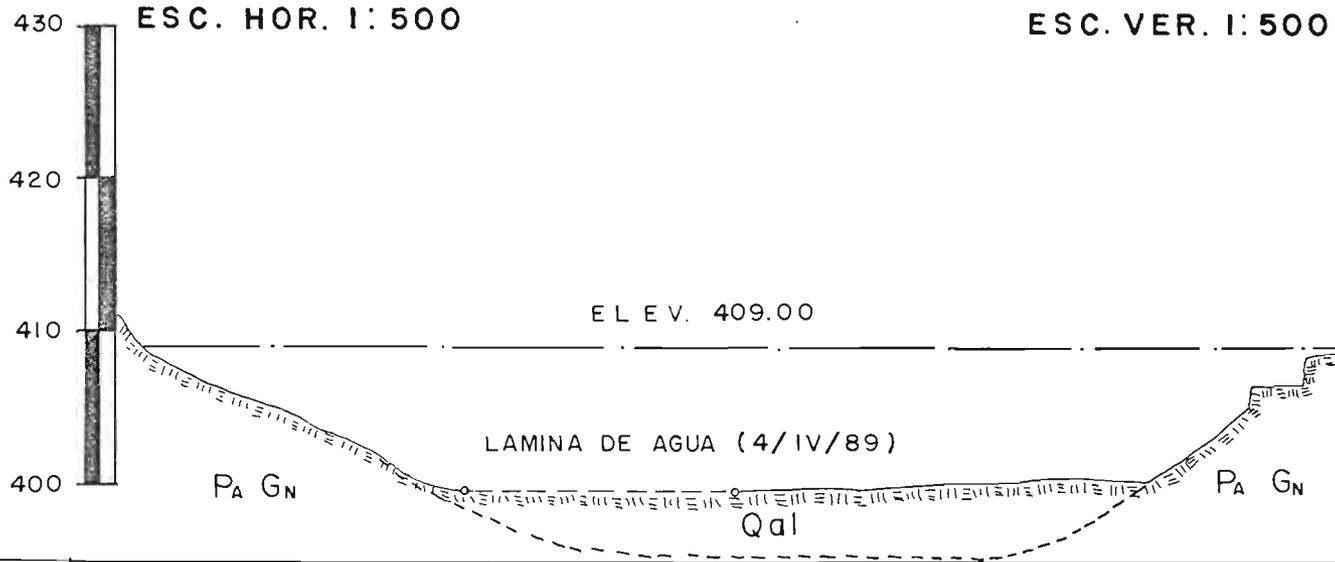


Est.	Codenomto	Elev.	CODENOMTO	DISTANCIA EN METROS
10'	1+023.47	401.47	0+000	0
9'	1+929.26	401.28	900	100
8'	1+824.23	401.26	800	200
7'	1+719.24	401.18	700	300
6'	1+584.16	400.46	600	400
5'	1+472.60	400.21	500	500
4'	1+396.21	399.73	400	600
3'	1+343.52	399.96	300	700
2'	1+234.17	399.83	200	800
1'	1+118.79	399.48	100	900
0	1+000.00	399.54	000	1000
1	1+111.30	399.40	100	0
2	1+204.16	398.72	200	0
3	1+307.39	398.47	300	0
4	1+402.05	397.94	400	0
5	1+504.32	398.01	500	0
6	1+569.70	398.11	600	0
7	1+805.86	397.50	700	0
8	1+898.05	397.05	800	0
9	1+033.62	396.92	900	0

# ESTACION HIDROMETRICA EL FRAYLE, PUE.

## SECCION TRANSVERSAL

ELEVACIONES m.s.n.m.m.



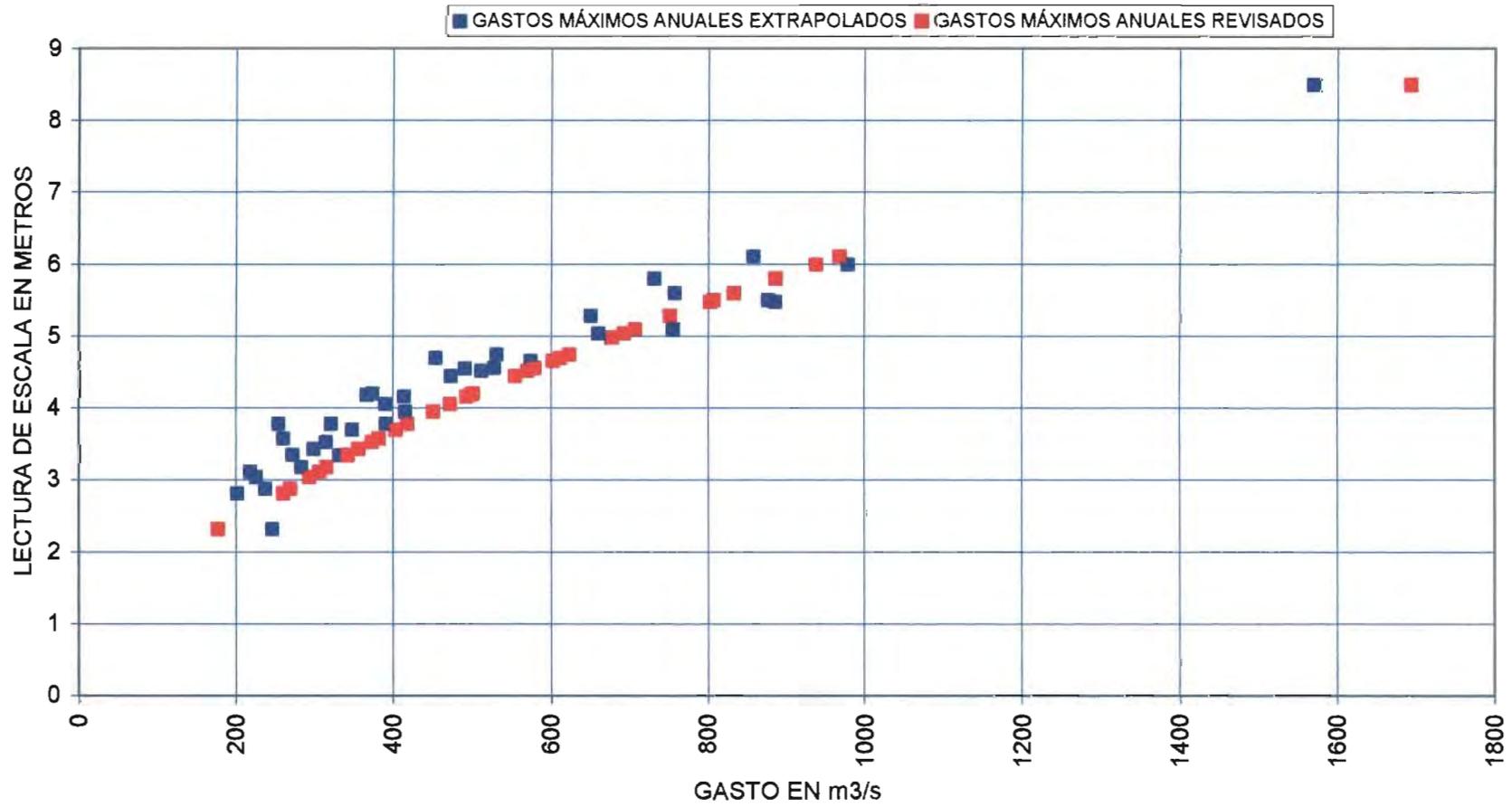
ESCALA HIDROMETRICA

ELEVACION  
399.01 M.S.N.M.

Est.	Cadenamiento	Elev.	Cadenamiento Cerrado
1	0+000.00	409.10	0
2	0+007.26	405.46	10
3	0+014.79	402.61	20
4	0+017.31	399.70	30
5	0+021.04	399.59	40
6	0+031.91	399.70	50
7	0+038.13	400.35	60
8	0+052.93	400.89	70
9	0+064.62	405.18	80
10	0+070.83	405.37	
11	0+071.60		
12	0+080.37	411.25	

D I S T A N C I A E N M E T R O S

E. H. "EL FRAYLE", PUE.  
COMPARACIÓN DE RESULTADOS



ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "IXCAMILPA", PUE.

RÍO: TLAPANECO

CUENCA: RÍO BALSAS

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

98° 43' 12"

LONGITUD OESTE 18° 02' 23" LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 794.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^{1/2})/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{máx.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust. AJUSTE DE (H-Fg) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(Ff)calc.	Mejor ajuste de Ff para $a_0=1.49$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
184	05-Sep-88	2.28	70.20	2.130	149.690	60.31	1.40	87.66	1.708	1.91	49.80	1.410	96.078	174.243	1.814	1.787	172
188	07-Sep-88	2.46	81.39	2.300	186.800	62.37	1.55	109.20	1.711	2.19	52.10	1.562	116.622	201.341	1.741	1.736	201
207	19-Sep-90	2.46	80.25	2.140	171.490	52.60	1.53	106.35	1.612	2.26	52.10	1.540	117.871	204.465	1.735	1.730	204
156	09-Ago-90	2.52	85.08	2.320	197.460	53.82	1.58	115.46	1.710	2.48	53.20	1.599	122.417	210.784	1.722	1.720	211
185	14-Ago-92	2.53	85.72	2.322	199.000	55.42	1.55	114.65	1.736	2.39	55.00	1.559	123.583	212.378	1.719	1.717	212
183	13-Ago-92	2.54	85.84	2.446	210.000	53.86	1.59	117.12	1.793	2.28	53.30	1.611	124.713	213.977	1.716	1.715	214
204	18-Sep-90	2.55	87.11	2.360	205.860	54.18	1.61	119.55	1.722	2.34	53.70	1.622	125.867	215.582	1.713	1.712	216
158	15-Ago-88	2.56	85.67	2.160	184.770	52.11	1.64	119.33	1.548	2.31	52.10	1.670	127.024	217.193	1.710	1.710	217
206	19-Sep-90	2.59	88.66	2.120	183.820	63.04	1.63	120.22	1.629	2.33	62.60	1.648	130.521	222.081	1.701	1.703	222
195	22-Ago-92	2.61	80.33	2.427	195.000	53.35	1.51	105.53	1.848	2.26	51.80	1.551	132.872	225.334	1.696	1.698	228
155	09-Ago-90	2.62	94.76	2.360	223.800	54.43	1.74	137.14	1.632	2.79	53.70	1.765	134.053	226.979	1.693	1.895	227
184	13-Ago-92	2.67	98.85	2.398	237.000	55.63	1.78	145.02	1.634	2.61	55.00	1.797	140.018	235.291	1.680	1.684	236
196	22-Ago-92	2.70	97.85	2.616	258.000	55.54	1.76	142.74	1.794	2.66	55.00	1.779	143.843	240.346	1.673	1.677	241
200	13-Sep-91	2.73	100.98	2.630	265.615	55.03	1.84	151.38	1.755	2.54	54.40	1.856	147.303	245.453	1.666	1.670	246
157	15-Ago-88	2.84	105.59	2.300	243.190	52.88	2.00	167.43	1.452	2.61	51.70	2.042	161.025	264.616	1.643	1.648	265
141	06-Jul-87	2.92	111.72	2.719	303.774	63.99	2.07	161.42	1.674	2.84	53.00	2.108	171.300	278.987	1.629	1.633	280
125	09-Jul-91	2.92	107.80	2.320	260.144	57.33	1.88	164.23	1.623	2.64	56.80	1.698	171.300	278.987	1.629	1.633	280
140	09-Jul-87	2.96	117.17	2.873	335.416	54.67	2.14	194.77	1.722	2.66	53.40	2.194	178.532	286.309	1.622	1.626	287
129	04-Jul-87	3.03	109.57	2.739	300.068	55.58	1.97	172.31	1.741	2.91	53.90	2.033	185.636	299.343	1.611	1.614	300
194	14-Sep-79	3.05	118.14	2.624	310.019	56.20	2.10	193.87	1.599	2.87	55.10	2.144	186.530	303.118	1.608	1.611	304
261	01-Oct-87	3.12	127.86	2.689	343.757	55.82	2.29	222.18	1.547	3.05	53.30	2.399	198.080	318.511	1.598	1.600	317
235	07-Oct-91	3.18	116.41	2.590	302.000	57.92	2.01	185.40	1.629	2.77	57.10	2.039	206.417	326.213	1.590	1.591	329
135	07-Jul-87	3.18	132.74	2.752	365.242	55.11	2.41	238.52	1.531	3.45	53.40	2.486	206.417	328.213	1.590	1.591	329
165	04-Sep-84	3.19	118.14	2.722	321.545	55.09	2.14	196.46	1.637	3.48	61.70	2.285	207.821	330.184	1.589	1.590	330
167	09-Oct-76	3.19	139.22	3.170	442.000	57.09	2.44	252.23	1.752	3.95	65.20	2.522	207.821	330.184	1.589	1.590	330
116	27-Ago-81	3.26	123.69	2.700	335.000	55.64	2.22	210.68	1.590	2.86	53.90	2.295	217.753	344.136	1.580	1.581	344
119	29-Ago-81	3.28	122.81	2.850	350.000	55.41	2.21	208.20	1.881	3.29	54.20	2.262	220.625	348.173	1.578	1.578	348
260	28-Sep-87	3.31	134.01	2.740	367.178	55.90	2.40	240.04	1.530	3.55	63.90	2.486	224.064	354.273	1.575	1.575	354
168	10-Oct-76	3.32	134.72	3.110	419.000	56.67	2.38	239.97	1.746	3.27	55.90	2.410	226.417	356.317	1.574	1.573	356
169	17-Sep-83	3.35	129.36	2.840	342.000	55.94	2.31	226.21	1.512	3.79	61.90	2.492	230.802	362.485	1.571	1.570	362
186	08-Sep-79	3.36	144.67	3.030	438.304	57.66	2.51	267.12	1.641	4.09	56.10	2.579	232.272	364.552	1.570	1.569	364
187	08-Sep-90	3.44	143.07	3.295	471.779	58.16	2.46	260.74	1.609	3.98	55.70	2.569	244.168	381.296	1.562	1.560	381
	09-Jul-91	3.45	136.43	2.590	354.000	59.38	2.30	237.60	1.490	3.21	56.00	2.436	245.673	383.414	1.561	1.559	383
124	09-Jul-91	3.48	136.64	2.694	354.428	59.26	2.31	236.48	1.486	3.21	56.40	2.340	250.209	389.805	1.558	1.556	389
115	27-Ago-81	3.67	147.90	2.956	437.240	57.46	2.57	277.81	1.574	3.40	55.10	2.684	279.758	431.468	1.542	1.540	431
121	24-Jul-85	3.69	161.31	2.769	448.896	58.36	2.76	317.71	1.406	3.96	55.90	2.866	282.950	435.973	1.541	1.538	435
241	11-Oct-91	3.77	163.84	2.710	445.000	61.31	2.67	314.67	1.413	4.17	59.80	2.736	295.675	454.222	1.535	1.532	453

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "IXCAMILPA", PUE.

RÍO: TLAPANECO

CUENCA: RÍO BALSAS

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

98° 43' 12"

LONGITUD OESTE 18° 02' 23" LATITUD NORTE

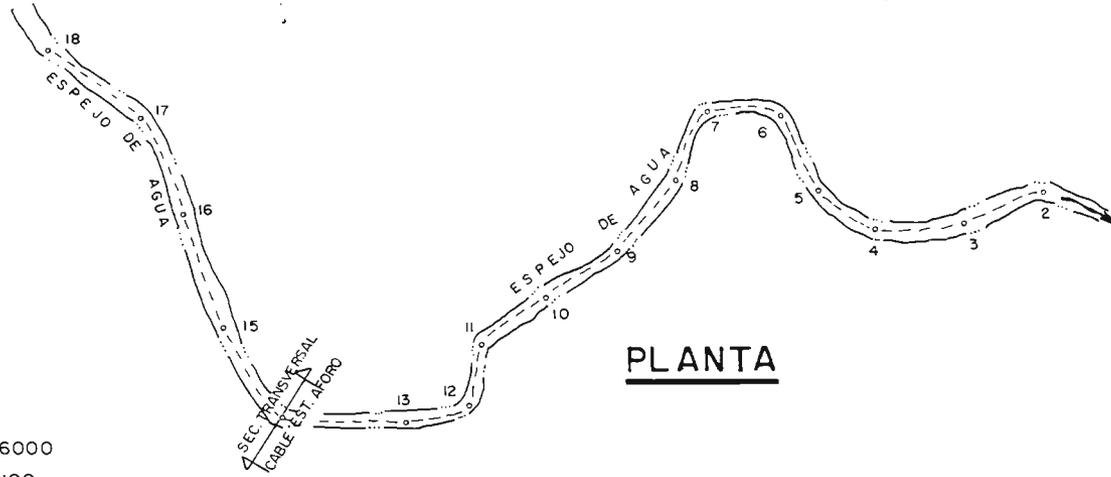
ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 794.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^*1/2)/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{máx.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	( $F_g$ ) <sub>ajust.</sub> AJUSTE DE (H- $F_g$ ) DE AFOROS Y TOP.	(Q) <sub>ajust.</sub> (m <sup>3</sup> /s)	(F) <sub>calc.</sub>	Mejor ajuste de $F_f$ para $a_0=1.49$	Q <sub>calc.</sub> (m <sup>3</sup> /s)
187	08-Sep-84	4.22	188.23	2.736	515.039	58.81	3.20	408.80	1.260	4.55	56.00	3.361	373.220	563.679	1.510	1.510	564
197	08-Sep-89	4.28	189.86	2.720	515.970	62.52	3.03	397.45	1.298	4.49	61.30	3.094	384.129	579.146	1.508	1.508	579
185	08-Oct-78	4.35	195.87	3.340	656.000	62.14	3.15	421.08	1.558	5.83	60.00	3.265	397.033	597.450	1.505	1.506	598
DATOS OBTENIDOS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE LA SECCIÓN DE AFOROS	4.500	191.950				61.448	3.12	410.19					425.328	637.615	1.499	1.502	639
	5.000	222.310				63.813	3.48	510.89					525.974	780.796	1.484	1.495	788
	5.500	253.720				66.167	3.83	621.58					638.360	938.178	1.474	1.492	949
	6.000	286.210				68.530	4.18	742.26					756.484	1109.850	1.467	1.490	1128
	6.500	319.770				70.892	4.51	872.97					888.348	1295.783	1.462	1.490	1321
	7.000	354.390				73.250	4.84	1013.75					1025.951	1495.976	1.458	1.490	1529
	7.500	390.070				75.605	5.16	1164.67					1175.293	1710.429	1.455	1.490	1751
	8.000	426.830				77.966	5.47	1325.83					1334.375	1939.143	1.453	1.490	1988
	8.500	464.655				80.325	5.78	1497.33					1503.195	2182.118	1.452	1.490	2240
	9.000	503.550				82.686	6.09	1679.25					1681.755	2439.353	1.450	1.490	2506
	9.500	543.510				85.045	6.39	1871.75					1870.054	2710.848	1.450	1.490	2786
	10.000	584.530				87.401	6.69	2074.92					2068.093	2996.603	1.449	1.490	3081
10.380	616.510				89.199	6.91	2236.97					2225.115	3223.315	1.449	1.490	3315	
10.520	624.900				89.180	7.01	2288.26					2284.384	3308.917	1.448	1.490	3404	

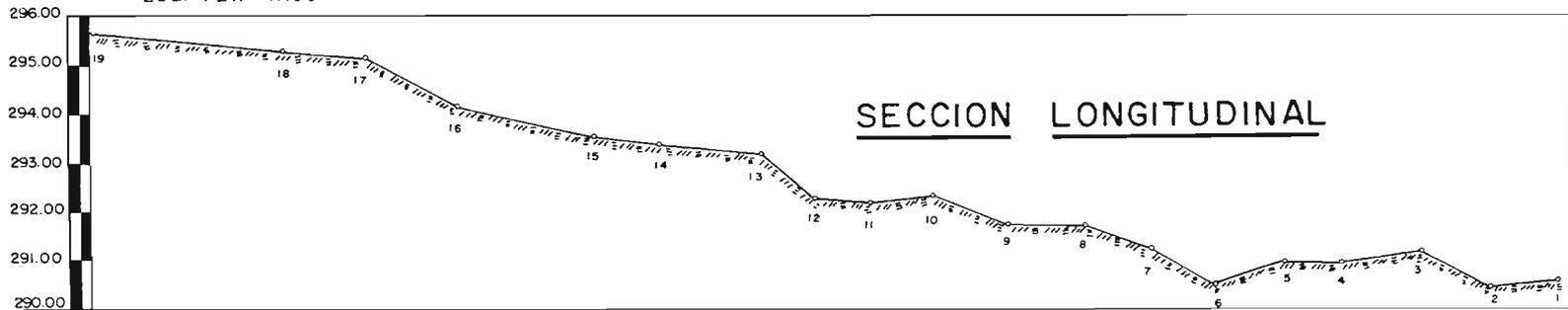
# ESTACION HIDROMETRICA IXCAMILPA, PUE.



PLANTA

ESC. HOR. 1:6000  
ESC. VER 1:100

ELEVACIONES m s n m. m



SECCION LONGITUDINAL

Est	Codenamiento	Elev.	DISTANCIA EN METROS
19	0+000	795.69	0
			50
			100
			150
			200
18	0+227.81	795.24	250
			300
17	0+339.44	795.13	350
			400
			450
16	0+451.50	794.24	500
			550
			600
			650
15	0+612.65	793.55	700
			750
14	0+691.63	793.45	800
			850
13	0+816.04	793.18	900
			950
12	0+880.71	792.27	1000
			1050
11	0+951.99	792.21	1100
			1150
10	1+028.37	792.32	1200
			1250
9	1+119.05	791.75	1300
			1350
8	1+211.36	791.72	1400
			1450
7	1+291.68	791.27	1500
			1550
6	1+367.22	790.49	1600
			1650
5	1+456.00	791.01	1700
			1750
4	1+526.81	791.07	
3	1+620.39	791.16	
2	1+708.02	790.53	
1	1+788.96	790.66	

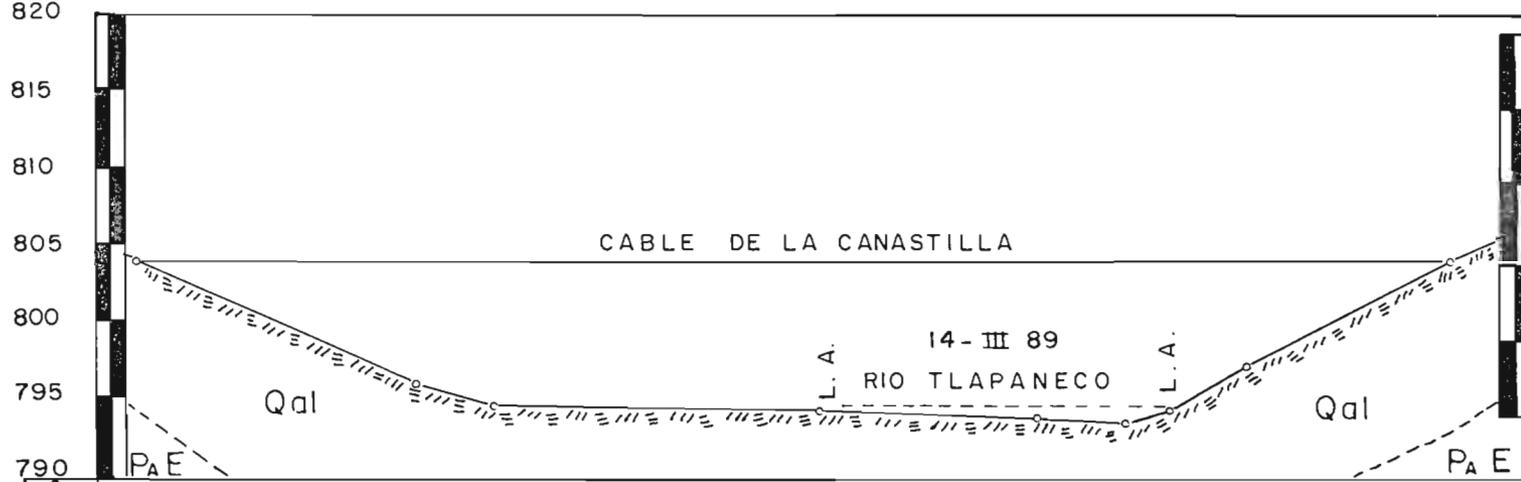
# ESTACION HIDROMETRICA IXCAMILPA, PUE.

## SECCION TRANSVERSAL

ELEVACIONES m. s. n. m.

ESC. HOR. 1: 500

ESC. VER. 1: 500

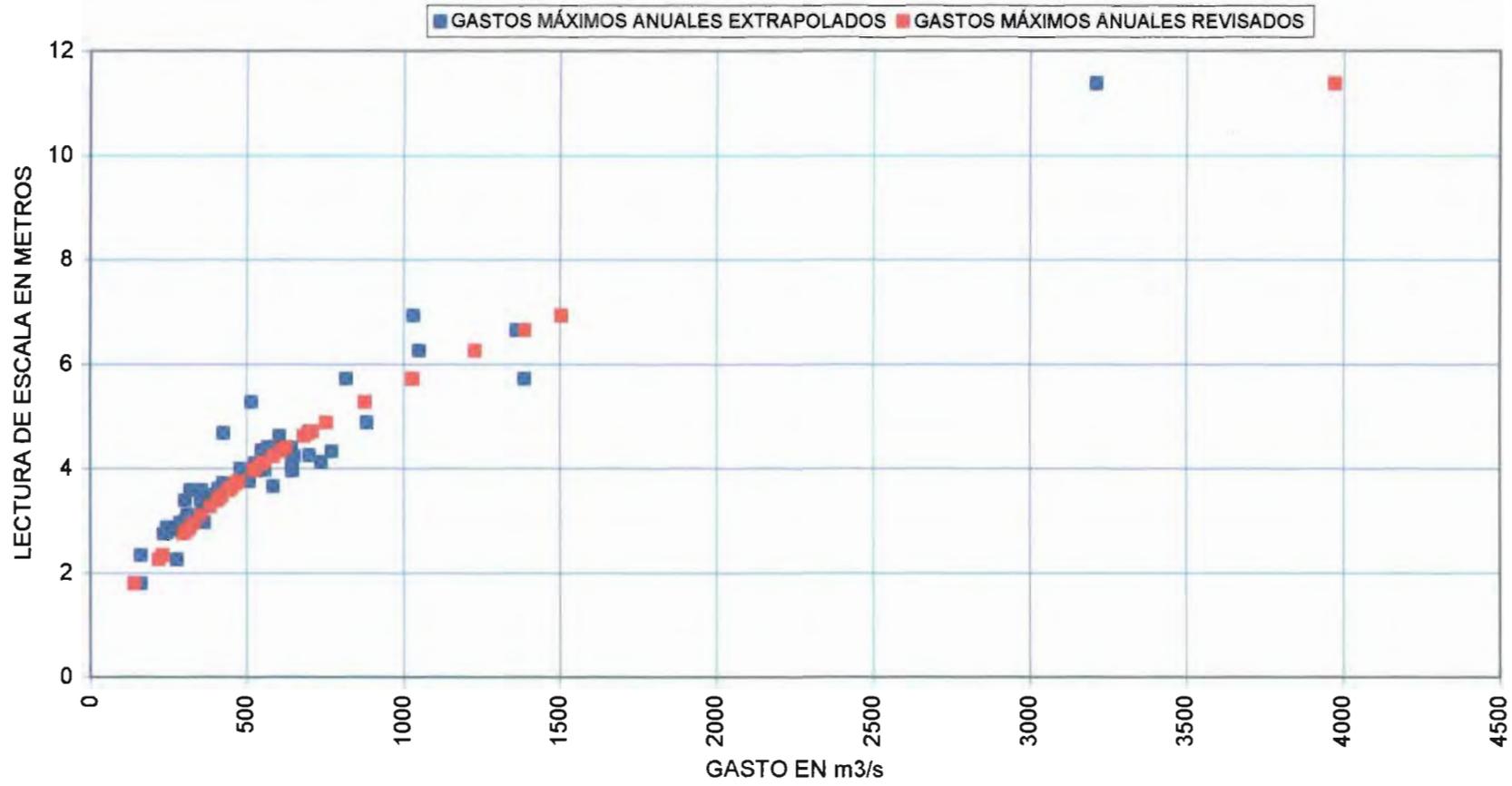


ESCALA HIDROMETRICA

ELEVACION  
793.55 m. s. n. m.

Cadenamiento	Elev.	DISTANCIA EN METROS
0 + 000	804.071	0
0 + 018.13	796.162	15
0 + 022.94	794.76	25
0 + 043.90	794.01	45
0 + 058.09	794.01	55
0 + 063.86	793.55	60
0 + 066.40	794.30	65
0 + 071.51	797.38	70
0 + 084.75	804.08	85

E. H. "IXCAMILPA", PUE.  
COMPARACIÓN DE RESULTADOS



ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "ATENANGO DEL RÍO", GRQ.

RÍO: AMACUZAC

CUENCA: RÍO BALSAS

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

99° 06' 17"

LONGITUD OESTE 18° 06' 25" LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 617.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1977-1994

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^{1/2})/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{máx.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust. AJUSTE DE FOROS Y TOP. (H-Fg) DE	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(F)calc.	Mejor ajuste de Ff para $\alpha=1.22$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
147	19-Jul-82	2.17	101.96	1.418	144.282	82.97	1.23	118.98	1.233	1.46	82.40	1.24	82.455	123.273	1.333	1.338	124
79	03-Jun-86	2.36	111.30	1.483	165.065	84.03	1.32	134.24	1.230	1.64	83.10	1.34	122.804	163.381	1.330	1.331	163
203	20-Ago-84	2.50	114.79	1.542	177.000	84.20	1.36	141.13	1.254	2.03	83.30	1.38	141.699	188.031	1.327	1.327	188
202	26-Ago-92	2.51	113.58	1.558	177.000	84.16	1.35	138.71	1.276	1.65	83.40	1.36	143.325	190.142	1.327	1.328	190
124	01-Jul-93	2.54	116.95	1.548	181.000	84.37	1.39	145.39	1.245	1.63	83.40	1.40	148.248	196.527	1.326	1.325	196
130	05-Jul-93	2.55	118.79	1.549	184.000	84.63	1.40	148.92	1.238	1.72	83.80	1.42	149.905	198.673	1.325	1.325	199
239	25-Sep-93	2.55	119.05	1.512	180.000	84.67	1.41	149.42	1.205	1.70	83.90	1.42	149.905	198.673	1.325	1.325	199
123	01-Jul-93	2.58	121.50	1.556	189.000	84.78	1.43	154.44	1.224	1.71	83.90	1.45	154.923	205.183	1.324	1.324	205
198	24-Ago-92	2.80	117.74	1.685	196.000	84.64	1.39	146.72	1.336	1.66	83.80	1.41	158.308	209.533	1.324	1.323	209
129	05-Jul-93	2.83	128.05	1.554	199.000	85.12	1.50	168.12	1.184	1.81	84.20	1.52	163.444	218.155	1.323	1.322	216
229	17-Sep-92	2.64	120.03	1.708	205.000	84.84	1.41	151.27	1.355	1.69	84.00	1.43	165.171	218.379	1.322	1.322	218
127	03-Jul-93	2.73	130.13	1.752	228.000	85.20	1.53	172.58	1.321	1.79	84.40	1.54	181.072	238.784	1.319	1.318	238
236	23-Sep-93	2.73	131.16	1.731	227.000	85.30	1.54	174.73	1.299	1.66	84.40	1.55	181.072	238.794	1.319	1.318	239
122	30-Jun-93	2.74	129.58	1.744	228.000	85.22	1.52	171.34	1.319	1.78	84.20	1.54	182.879	241.106	1.318	1.318	241
200	25-Ago-92	2.74	133.11	1.705	227.000	85.39	1.56	178.96	1.268	1.80	84.50	1.58	182.879	241.106	1.318	1.318	241
137	28-Jul-87	2.87	142.77	1.966	280.645	86.95	1.64	198.71	1.412	1.90	86.10	1.66	207.071	271.956	1.313	1.313	272
237	24-Sep-93	2.88	138.74	1.881	281.000	85.54	1.62	191.52	1.363	1.88	84.60	1.64	208.987	274.391	1.313	1.313	274
201	25-Ago-92	2.88	145.28	1.845	286.000	86.01	1.69	206.05	1.301	1.96	85.00	1.71	210.910	276.834	1.313	1.312	277
191	19-Sep-83	2.95	155.80	1.957	304.865	86.61	1.80	230.44	1.323	2.18	85.80	1.82	222.617	291.678	1.310	1.310	292
136	08-Jul-93	2.96	150.23	1.837	278.000	86.09	1.75	217.75	1.268	2.05	85.00	1.77	224.596	294.180	1.310	1.310	294
193	20-Sep-83	2.97	152.33	1.940	295.522	86.26	1.77	222.55	1.328	2.14	84.80	1.80	226.582	296.693	1.309	1.309	297
235	23-Sep-93	3.00	155.46	1.955	304.000	86.69	1.79	229.47	1.325	2.21	85.60	1.82	232.589	304.284	1.308	1.308	304
240	07-Sep-81	3.00	168.80	1.950	330.000	86.85	1.84	262.89	1.255	2.29	85.90	1.97	232.589	304.284	1.308	1.308	304
128	02-Jul-93	3.01	151.67	2.011	305.000	86.14	1.78	221.16	1.379	2.06	85.00	1.78	234.607	308.832	1.308	1.308	307
84	31-Jul-90	3.02	151.31	2.001	302.792	86.98	1.74	218.86	1.383	2.05	86.00	1.76	236.632	309.389	1.307	1.307	308
246	07-Sep-88	3.03	162.09	1.970	320.000	87.08	1.86	245.27	1.305	2.19	86.10	1.88	238.666	311.955	1.307	1.307	312
135	19-Jun-81	3.03	171.21	1.930	332.000	87.56	1.96	267.72	1.240	2.32	86.60	1.98	238.666	311.955	1.307	1.307	312
137	01-Jul-91	3.04	148.77	2.020	300.523	86.08	1.73	214.25	1.403	2.04	85.00	1.75	240.707	314.529	1.307	1.307	314
234	04-Sep-91	3.04	164.20	1.981	325.303	87.83	1.87	249.57	1.303	2.26	86.80	1.90	240.707	314.529	1.307	1.307	314
250	14-Sep-79	3.04	168.48	2.160	367.205	87.04	1.94	261.68	1.403	2.53	86.10	1.96	240.707	314.529	1.307	1.307	314
238	05-Sep-81	3.04	178.66	1.910	343.000	87.41	2.04	287.74	1.192	2.40	86.40	2.07	240.707	314.529	1.307	1.307	314
98	12-Jul-90	3.05	157.70	1.973	311.128	87.23	1.81	234.03	1.329	2.12	86.10	1.83	242.757	317.112	1.306	1.306	317
181	07-Sep-84	3.05	166.51	1.980	330.000	87.65	1.90	255.41	1.262	2.32	86.70	1.92	242.757	317.112	1.306	1.306	317
152	09-Jul-91	3.07	149.56	2.003	299.634	86.41	1.73	215.80	1.390	2.04	85.50	1.75	246.879	322.304	1.306	1.305	322
134	07-Jul-93	3.07	160.29	1.959	314.000	86.86	1.85	241.16	1.302	2.12	85.80	1.87	246.879	322.304	1.306	1.305	322
212	16-Ago-88	3.07	165.96	2.000	333.000	87.39	1.90	254.51	1.308	2.21	86.40	1.92	246.879	322.304	1.306	1.305	322
154	10-Jul-91	3.08	163.65	1.952	319.510	87.13	1.88	249.12	1.283	2.20	86.20	1.90	248.951	324.813	1.305	1.305	325
77	22-Jun-85	3.08	156.54	2.121	332.051	87.19	1.80	231.24	1.436	2.15	86.40	1.81	248.951	324.813	1.305	1.305	325
178	06-Sep-84	3.08	164.34	2.020	332.000	87.52	1.88	250.13	1.327	2.25	86.60	1.90	248.951	324.813	1.305	1.305	325

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "ATENANGO DEL RÍO", GRQ.

RÍO: AMACUZAC

CUENCA: RÍO BALSAS

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

99° 06' 17"

LONGITUD OESTE 18° 06' 25" LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 617.00

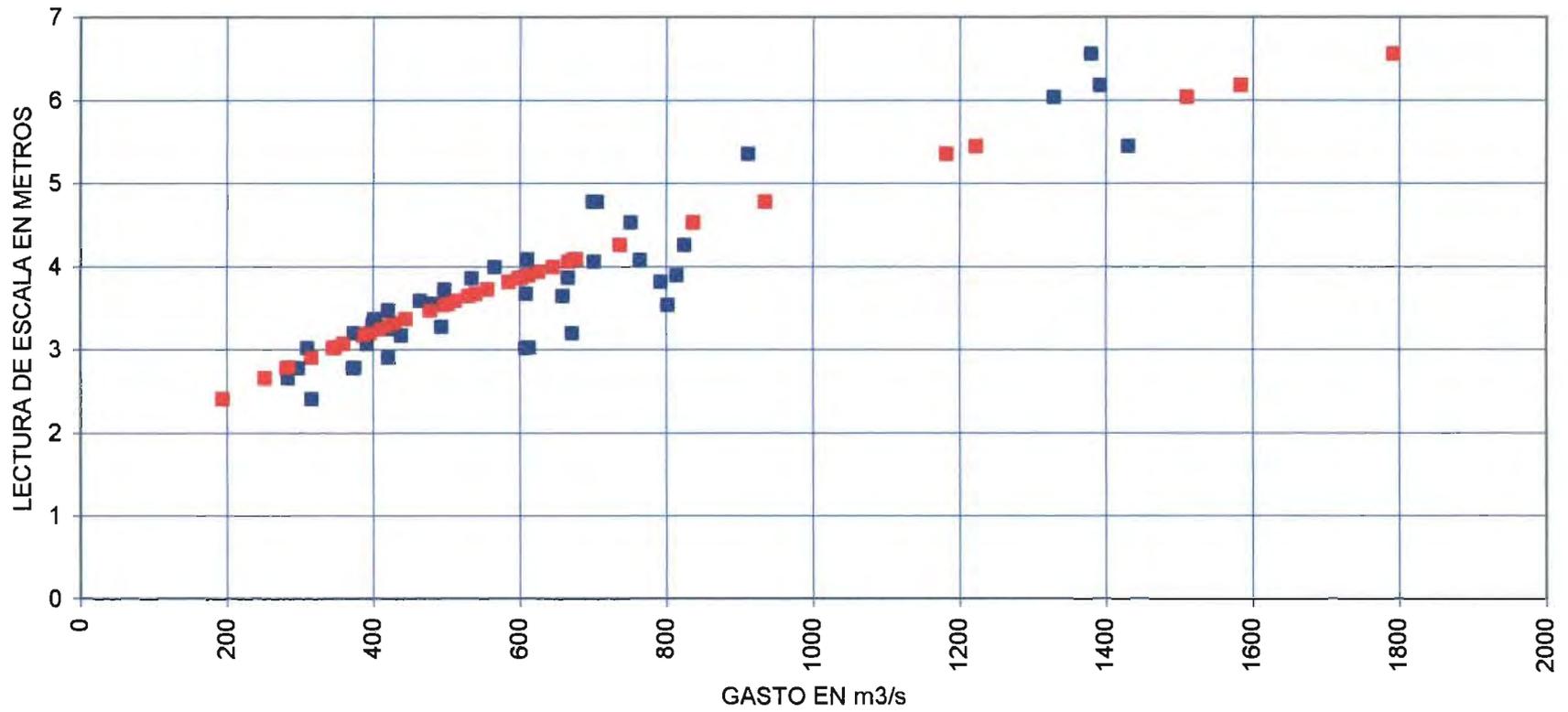
PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1977-1994

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

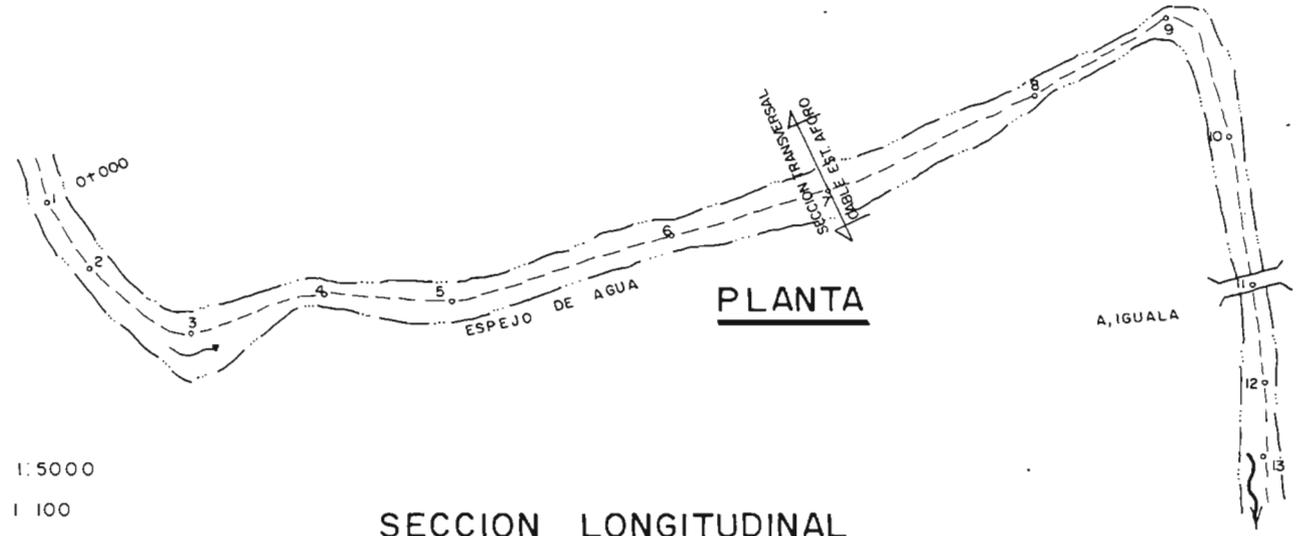
col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO Fg=(AR <sup>2</sup> /3)	FACTOR DE FRICCIÓN Ff=(S <sup>1/2</sup> )/n	TIRANTE MÁXIMO Ymáx. (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust (H-Fg) DE FOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(Ff)calc.	Mejor ajuste de Ff para ac=1.22	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
214	17-Ago-88	3.10	188.51	2.030	343.000	87.77	1.92	280.30	1.318	2.28	86.80	1.94	253.120	330.157	1.304	1.304	330
199	24-Ago-82	3.14	158.99	1.931	307.000	86.97	1.83	237.70	1.292	2.18	86.00	1.85	281.553	340.751	1.303	1.303	341
183	08-Sep-84	3.14	188.83	2.050	348.000	87.82	1.92	280.32	1.329	2.24	87.00	1.94	281.553	340.751	1.303	1.303	341
135	08-Jul-93	3.15	188.15	1.957	329.000	87.88	1.91	259.16	1.289	2.34	86.80	1.94	263.880	343.421	1.302	1.302	343
134	19-Jun-81	3.16	176.39	2.050	382.000	87.78	2.01	280.88	1.289	2.34	86.80	2.03	265.816	348.101	1.302	1.302	346
238	24-Sep-93	3.17	167.14	2.070	348.000	87.52	1.91	257.27	1.345	2.22	86.60	1.93	267.959	348.788	1.302	1.302	349
233	13-Ago-80	3.18	184.31	2.070	381.450	87.94	2.10	301.85	1.264	2.48	87.10	2.12	270.110	351.485	1.301	1.301	351
241	05-Sep-88	3.19	150.88	2.190	331.000	85.83	1.76	219.77	1.506	2.03	84.90	1.78	272.270	354.190	1.301	1.301	354
182	08-Sep-84	3.21	176.83	2.087	365.463	88.25	2.00	281.05	1.300	2.32	87.30	2.03	276.611	359.627	1.300	1.300	360
152	17-Ago-85	3.22	177.86	2.227	396.076	87.99	2.02	284.34	1.393	2.33	86.90	2.05	278.794	362.358	1.300	1.300	362
173	21-Jul-88	3.24	179.43	2.020	363.000	87.88	2.04	288.82	1.257	2.34	86.90	2.06	283.183	367.848	1.299	1.299	368
130	15-Jun-81	3.25	178.51	2.320	415.000	88.28	2.02	285.45	1.454	2.48	87.40	2.04	285.389	370.605	1.299	1.299	371
133	18-Jun-81	3.28	198.52	2.020	398.000	88.90	2.21	333.49	1.193	2.73	87.90	2.24	292.054	378.931	1.297	1.298	379
238	07-Sep-91	3.30	173.80	2.144	372.238	88.71	1.96	271.60	1.371	2.33	87.70	1.98	296.537	384.525	1.297	1.297	385
128	03-Jul-93	3.30	178.89	2.068	370.000	88.74	2.02	285.47	1.296	2.38	87.60	2.04	296.537	384.525	1.297	1.297	385
148	06-Jul-91	3.31	181.81	2.070	376.392	89.04	2.04	292.62	1.288	2.37	87.90	2.07	298.790	387.335	1.296	1.296	387
186	28-Jul-81	3.31	189.05	2.180	414.000	88.36	2.14	313.90	1.319	2.58	87.30	2.17	298.790	387.335	1.296	1.296	387
179	06-Sep-84	3.34	188.66	2.187	408.795	89.35	2.11	310.51	1.317	2.54	88.30	2.14	305.597	395.818	1.295	1.295	396
97	12-Jul-80	3.42	186.15	2.203	410.167	88.81	2.09	304.65	1.348	2.45	87.80	2.12	324.093	418.624	1.292	1.293	419
131	15-Jun-81	3.43	201.83	2.190	444.000	89.59	2.25	348.85	1.280	2.90	88.50	2.28	326.440	421.739	1.292	1.292	422
138	01-Jul-91	3.46	193.21	2.221	429.138	89.81	2.16	322.46	1.331	2.50	88.30	2.19	333.529	430.536	1.291	1.291	431
127	12-Jun-81	3.52	211.92	2.340	498.000	90.43	2.34	373.89	1.332	3.04	89.60	2.37	347.919	448.367	1.289	1.289	448
230	11-Ago-80	3.57	205.65	2.338	480.792	88.92	2.31	359.65	1.337	2.71	87.40	2.35	360.127	463.467	1.287	1.287	464
132	18-Jun-81	3.62	218.61	2.240	490.000	90.29	2.42	394.18	1.243	2.91	89.20	2.45	372.530	478.785	1.285	1.285	470
187	28-Jul-81	3.85	220.74	2.294	505.948	90.34	2.44	400.45	1.263	2.93	89.40	2.47	380.067	488.081	1.284	1.284	488
172	20-Jul-88	3.84	221.37	2.388	522.078	91.09	2.43	400.15	1.305	2.87	90.00	2.46	429.438	548.781	1.278	1.278	549
228	29-Ago-81	4.04	246.14	2.544	628.064	91.66	2.89	475.54	1.317	3.24	90.40	2.72	484.463	616.084	1.272	1.272	616
140	30-Jun-88	4.18	268.85	2.420	649.425	93.00	2.89	545.58	1.190	3.31	89.50	3.00	524.849	685.277	1.268	1.267	685
242	05-Sep-88	4.32	261.90	2.560	670.892	92.33	2.84	524.80	1.278	3.32	90.90	2.88	566.772	716.182	1.264	1.263	718
		2.50	115.84			87.10	1.33	140.09		1.66	86.67	1.34	141.899	188.031	1.327	1.327	188
		3.00	159.82			89.88	1.78	234.57		2.16	89.26	1.79	232.589	304.284	1.308	1.308	304
		3.50	205.10			92.86	2.21	348.35		2.86	91.88	2.23	343.091	442.389	1.289	1.290	442
		4.00	251.68			95.44	2.64	480.38		3.16	94.45	2.66	473.206	602.344	1.273	1.273	602
		4.50	299.56			98.23	3.05	629.96		3.86	97.05	3.09	622.934	784.150	1.259	1.259	784
		4.93	341.77			100.62	3.40	772.27		4.09	99.28	3.44	787.385	957.979	1.248	1.248	958

E. H. "ATENANGO DEL RÍO", GRO.  
COMPARACIÓN DE RESULTADOS

■ GASTOS MÁXIMOS ANUALES EXTRAPOLADOS ■ GASTOS MÁXIMOS ANUALES REVISADOS



# ESTACION HIDROMETRICA ATENANGO DEL RIO, GRO.

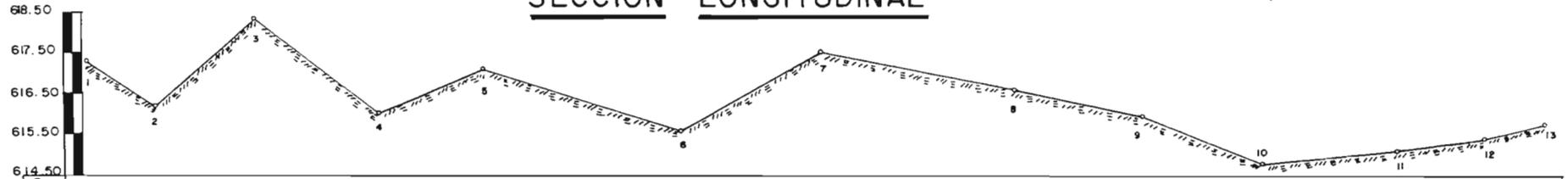


**PLANTA**

ESC HOR 1:5000  
ESC VER. 1:100

**SECCION LONGITUDINAL**

ELEVACIONES m. s. n. m. m



Est.	Codenomiento	Elev.	Cadenametrico Cerrado
1	0+000	617.21	0
2	0+084.40	616.18	50
3	0+204.60	618.31	100
4	0+345.00	615.99	150
5	0+473.90	617.10	200
6	0+707.10	616.57	250
7	0+870.15	617.50	300
8	1+102.10	616.59	350
9	1+255.00	615.87	400
10	1+395.00	614.78	450
11	1+554.20	615.08	500
12	1+655.00	615.37	550
13	1+729.60	615.65	600

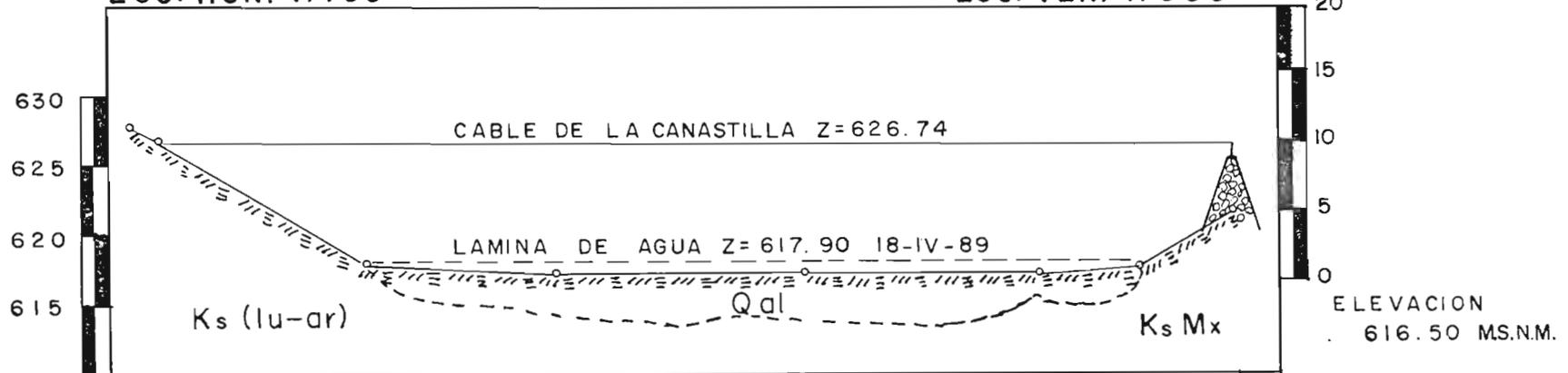
# ESTACION HIDROMETRICA ATENANGO DEL RIO, GRO.

## SECCION TRANSVERSAL

ELEVACIONES m.s.n.m. m.

ESC. HOR. 1: 750

ESC. VER. 1: 500



EST.	Cadenamiento	Elev.	Cadenamiento Cerrado
1	0+000	628.10	0
2	0+002.80	626.74	5
3	0+024.16	617.90	25
4	0+044.19	617.34	45
5	0+070.19	617.75	75
6	0+094.34	617.50	95
7	0+105.12	617.90	110
8	0+114.91	621.43	115

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "SAN JUAN TETELCINGO", GRO. RÍO: BALSAS

CUENCA: RÍO BALSAS

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

99° 31' 00"

LONGITUD OESTE 17°55'12"

LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 471.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^{1/2})/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{máx.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust. AJUSTE DE (H-Fg) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(Ff)calc.	Mejor ajuste de FT para $ac=0.86$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
109	11-Jul-87	3.32	306.22	1.778	542	97.99	3.13	654.54	0.827	4.77	99.00	3.09	612	612	0.999	0.992	607
136	20-Sep-75	3.51	343.05	1.982	680	100.88	3.40	775.76	0.877	4.61	98.50	3.48	692	675	0.976	0.973	674
132	12-Sep-75	3.53	307.83	2.216	682	106.50	2.89	624.62	1.092	3.88	105.50	2.92	701	682	0.974	0.972	681
242	25-Ago-89	3.54	285.20	2.111	602	105.32	2.71	554.08	1.086	3.97	115.50	2.47	705	696	0.973	0.971	684
104	07-Jul-87	3.58	312.06	2.258	705	115.00	2.71	607.11	1.161	3.80	116.00	2.69	722	699	0.969	0.967	698
173	29-Jun-91	3.60	306.44	2.082	638	112.27	2.73	598.50	1.066	3.56	118.00	2.60	731	706	0.967	0.965	705
91	13-Jul-76	3.62	340.91	1.954	666	94.89	3.59	799.69	0.833	4.72	93.50	3.65	739	713	0.965	0.964	712
186	02-Oct-87	3.65	334.22	1.929	641	105.81	3.16	719.51	0.891	4.38	105.00	3.18	752	723	0.962	0.961	723
200	01-Jul-88	3.66	342.71	2.046	702	111.87	3.06	722.88	0.971	4.80	111.00	3.09	756	727	0.961	0.960	726
295	21-Sep-90	3.67	340.85	2.030	692	111.87	3.05	717.21	0.964	4.40	117.50	2.90	781	730	0.960	0.959	730
241	24-Ago-89	3.67	350.67	2.022	709	108.78	3.22	765.24	0.927	5.25	117.00	3.00	781	730	0.960	0.959	730
240	24-Ago-89	3.68	285.55	2.130	630	110.39	2.68	569.86	1.105	3.72	116.50	2.54	785	734	0.959	0.958	733
243	25-Ago-89	3.69	305.70	2.031	621	107.27	2.65	614.48	1.011	5.86	117.00	2.61	789	737	0.958	0.958	737
174	29-Jun-91	3.69	321.92	2.013	648	112.15	2.87	650.20	0.997	4.13	117.50	2.74	769	737	0.958	0.958	737
175	21-Jun-77	3.69	329.49	2.310	781	104.94	3.14	706.50	1.077	4.47	103.50	3.18	769	737	0.958	0.958	737
292	19-Sep-90	3.69	342.14	2.000	686	112.04	3.05	720.15	0.953	3.90	117.50	2.91	789	737	0.958	0.958	737
205	30-Ago-79	3.72	352.58	1.957	690	110.04	3.20	766.29	0.900	4.89	109.50	3.22	782	747	0.955	0.955	747
176	01-Jul-91	3.75	345.49	1.974	682	112.40	3.07	730.38	0.934	4.37	118.00	2.93	795	758	0.953	0.953	758
202	28-Ago-79	3.76	352.30	2.027	714	109.22	3.23	769.11	0.928	4.42	106.50	3.31	800	761	0.952	0.952	761
93	17-Jul-76	3.77	382.59	2.030	736	103.02	3.52	838.97	0.877	5.10	100.50	3.61	804	765	0.951	0.951	765
183	12-Ago-80	3.78	370.98	2.051	781	112.66	3.29	821.12	0.927	4.68	112.50	3.30	808	768	0.950	0.951	768
176	21-Jun-77	3.82	353.24	2.296	811	105.30	3.35	791.58	1.025	5.12	103.50	3.41	826	782	0.947	0.948	782
150	12-Oct-76	3.82	394.64	1.926	780	97.55	4.05	1001.96	0.759	5.61	95.00	4.15	826	782	0.947	0.948	782
229	21-Jul-88	3.85	357.04	2.277	813	113.32	3.15	767.34	1.059	5.77	111.00	3.22	839	793	0.945	0.945	793
293	20-Sep-90	3.86	351.78	2.160	761	111.72	3.15	755.73	1.006	4.43	119.00	2.96	843	796	0.944	0.945	797
204	30-Ago-79	3.86	365.70	2.013	736	111.86	3.27	605.55	0.914	4.48	110.50	3.31	843	796	0.944	0.945	797
181	11-Ago-80	3.87	369.13	2.295	847	113.03	3.27	812.52	1.042	8.41	112.50	3.26	848	800	0.943	0.944	800
135	19-Sep-75	3.88	370.74	2.179	808	102.89	3.60	871.37	0.927	4.97	101.00	3.67	852	803	0.943	0.943	804
182	12-Ago-80	3.88	372.55	2.255	840	112.70	3.31	826.72	1.016	4.63	112.50	3.31	852	803	0.943	0.943	804
175	01-Jul-91	3.89	368.99	2.195	810	112.81	3.27	813.07	0.996	4.72	118.50	3.11	857	807	0.942	0.943	807
177	02-Jul-91	3.92	371.55	2.005	745	112.83	3.29	822.39	0.908	4.62	119.50	3.11	870	817	0.940	0.940	818
238	07-Sep-84	3.92	382.00	2.347	920	114.01	3.44	892.99	1.030	5.12	113.30	3.46	870	817	0.940	0.940	818
134	18-Sep-75	3.93	390.11	2.099	819	110.99	3.51	901.83	0.908	5.15	109.00	3.58	874	821	0.939	0.940	821
237	03-Sep-81	3.94	408.89	2.228	911	102.64	3.98	1027.54	0.887	5.99	100.50	4.07	879	824	0.938	0.939	825
149	23-Jun-81	3.95	382.74	2.129	815	107.25	3.57	693.80	0.912	4.95	105.50	3.83	883	828	0.938	0.938	829
231	22-Sep-79	3.96	383.04	2.209	802	109.12	3.33	809.07	0.991	4.72	108.50	3.35	887	832	0.937	0.938	832
186	06-Jul-91	3.96	370.56	2.083	772	108.11	3.43	842.40	0.916	5.86	120.00	3.09	867	832	0.937	0.938	832
306	08-Sep-88	4.03	407.89	2.025	826	111.35	3.66	969.27	0.852	5.71	119.70	3.41	919	857	0.933	0.933	857
107	10-Jul-87	4.03	385.10	2.036	784	112.84	3.42	873.97	0.897	5.04	119.00	3.24	919	857	0.933	0.933	857
199	01-Jul-88	4.05	368.16	2.365	878	119.94	3.07	777.59	1.129	4.55	119.50	3.08	927	864	0.931	0.932	864
148	22-Jun-81	4.05	419.55	2.083	874	107.42	3.91	1040.52	0.840	5.50	105.30	3.98	927	864	0.931	0.932	864

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "SAN JUAN TETELCINGO", GRO. RÍO: BALSAS

CUENCA: RÍO BALSAS

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

99° 31' 00"

LONGITUD OESTE 17°55'12"

LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 471.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mv/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^1/2)/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{m\acute{a}x}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust AJUSTE DE (H-Fg) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust (m <sup>3</sup> /s)	(Ff)calc.	Mejor ajuste de Ff para $\alpha=0.86$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
231	21-Jul-88	4.06	381.03	2.176	829	118.20	3.28	841.00	0.986	5.09	114.30	3.33	932	867	0.931	0.931	868
185	06-Jul-91	4.06	390.49	2.159	843	110.80	3.52	904.32	0.932	8.66	121.50	3.21	932	867	0.931	0.931	868
225	15-Sep-79	4.06	396.04	2.222	880	109.45	3.62	933.44	0.943	5.55	107.50	3.68	932	867	0.931	0.931	868
149	11-Oct-76	4.06	432.06	2.011	869	101.41	4.26	1135.50	0.765	5.67	99.00	4.36	932	867	0.931	0.931	868
165	23-Jun-89	4.07	386.43	2.100	789	104.89	3.49	843.65	0.911	5.55	113.50	3.23	936	871	0.930	0.931	872
232	22-Sep-79	4.08	395.50	2.243	887	109.45	3.61	931.32	0.952	4.81	108.50	3.65	941	874	0.929	0.930	875
235	01-Sep-81	4.09	428.11	2.210	946	106.45	4.02	1062.67	0.874	6.52	103.50	4.14	945	878	0.929	0.929	879
237	07-Sep-84	4.10	407.52	2.537	1034	115.13	3.54	946.50	1.092	5.24	113.50	3.59	950	882	0.928	0.929	882
230	21-Ago-88	4.14	397.17	2.240	890	115.98	3.42	902.34	0.986	5.51	114.50	3.47	968	896	0.926	0.927	897
309	08-Sep-88	4.14	417.27	2.178	909	111.03	3.76	1008.64	0.901	5.63	120.50	3.46	968	896	0.926	0.927	897
225	30-Sep-80	4.14	428.57	2.056	881	108.87	3.94	1068.47	0.825	5.57	105.50	4.06	968	896	0.926	0.927	897
133	13-Sep-75	4.15	400.08	2.300	920	114.24	3.50	922.64	0.997	5.02	112.00	3.57	972	900	0.925	0.926	900
224	15-Sep-79	4.18	422.80	2.254	953	109.57	3.86	1040.15	0.916	5.44	107.50	3.93	988	911	0.924	0.924	911
191	29-Jul-81	4.25	458.50	2.195	999	112.44	4.08	1170.27	0.853	5.97	109.50	4.19	1018	936	0.920	0.920	937
185	01-Oct-87	4.26	427.35	2.158	921	117.87	3.63	1008.57	0.914	5.04	117.50	3.64	1022	940	0.919	0.920	940
224	30-Sep-80	4.26	451.82	2.017	911	107.79	4.19	1173.73	0.776	5.62	105.50	4.28	1022	940	0.919	0.920	940
234	01-Sep-81	4.27	440.26	2.300	1004	107.50	4.10	1126.96	0.891	5.84	104.50	4.21	1027	943	0.919	0.919	944
141	16-Jun-81	4.29	419.98	2.170	905	108.82	3.86	1033.34	0.876	5.19	106.50	3.94	1036	951	0.918	0.918	951
188	28-Jul-81	4.30	423.19	2.339	990	115.16	3.67	1007.76	0.962	5.48	113.20	3.74	1040	954	0.917	0.918	955
256	21-Sep-84	4.30	423.29	2.719	1144	107.20	3.95	1057.47	1.062	6.70	104.50	4.05	1040	954	0.917	0.918	955
136	12-Jun-81	4.30	443.35	2.357	1045	121.94	3.64	1048.29	0.997	5.32	121.00	3.66	1040	954	0.917	0.918	955
250	17-Sep-84	4.31	430.48	2.518	1084	115.57	3.72	1034.33	1.048	5.99	114.50	3.76	1045	958	0.917	0.917	959
142	18-Jun-81	4.33	423.65	2.219	935	108.65	3.90	1049.52	0.891	5.66	106.30	3.99	1054	965	0.916	0.916	966
305	07-Sep-88	4.34	481.04	1.963	905	116.32	3.96	1154.68	0.784	5.41	105.00	4.39	1059	969	0.915	0.916	970
194	11-Jul-91	4.35	440.22	2.008	884	114.06	3.86	1083.16	0.816	5.25	123.50	3.56	1063	973	0.915	0.915	973
140	16-Jun-81	4.36	415.06	2.368	983	107.28	3.87	1022.87	0.961	5.13	104.50	3.97	1068	977	0.915	0.915	977
189	28-Jul-81	4.36	436.81	2.392	1045	114.70	3.81	1065.23	0.981	5.59	112.50	3.88	1068	977	0.915	0.915	977
146	20-Jun-81	4.43	446.99	2.166	964	106.34	4.13	1149.84	0.838	5.87	106.50	4.20	1100	1002	0.911	0.912	1003
304	07-Sep-88	4.45	472.46	2.130	1005	115.47	4.09	1208.84	0.832	5.72	122.50	3.86	1109	1010	0.910	0.911	1010
193	11-Jul-91	4.46	442.37	2.102	930	111.60	3.96	1107.98	0.839	5.63	124.00	3.57	1114	1014	0.910	0.910	1014
147	20-Jun-81	4.46	447.87	2.323	1035	108.41	4.13	1153.12	0.898	5.86	106.50	4.21	1123	1021	0.909	0.909	1021
308	09-Sep-88	4.48	471.42	2.136	1007	116.52	4.05	1196.96	0.841	7.29	123.50	3.82	1123	1021	0.909	0.909	1021
145	19-Jun-81	4.52	471.97	2.230	1047	108.67	4.34	1256.37	0.834	5.86	106.50	4.43	1142	1036	0.908	0.908	1036
190	29-Jul-81	4.53	493.44	2.252	1111	115.49	4.27	1299.25	0.855	5.98	112.50	4.39	1146	1040	0.907	0.907	1040
258	22-Sep-84	4.56	482.13	2.631	1267	115.38	4.18	1260.80	1.013	6.59	113.50	4.25	1160	1051	0.906	0.906	1051
239	08-Sep-84	4.58	477.34	2.673	1270	116.14	4.11	1224.78	1.037	6.37	114.00	4.19	1170	1059	0.905	0.905	1059
244	10-Sep-84	4.60	506.58	2.468	1240	106.23	4.77	1435.21	0.864	6.55	103.00	4.92	1179	1066	0.904	0.904	1066
240	08-Sep-84	4.61	481.14	2.689	1288	115.14	4.18	1248.25	1.032	6.51	114.00	4.22	1184	1070	0.904	0.904	1070
257	22-Sep-84	4.62	475.39	2.782	1322	115.23	4.13	1222.85	1.081	6.69	113.50	4.19	1188	1074	0.904	0.903	1074
248	15-Sep-84	4.64	484.10	2.818	1362	115.28	4.20	1260.05	1.081	6.38	113.50	4.27	1198	1081	0.903	0.903	1081
144	19-Jun-81	4.88	497.86	2.385	1182	112.51	4.43	1341.89	0.881	5.98	110.50	4.51	1217	1097	0.901	0.901	1096

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "SAN JUAN TETELCINGO", GRO. RÍO: BALSAS

CUENCA: RÍO BALSAS

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

99° 31' 00"

LONGITUD OESTE 17°55'12"

LATITUD NORTE

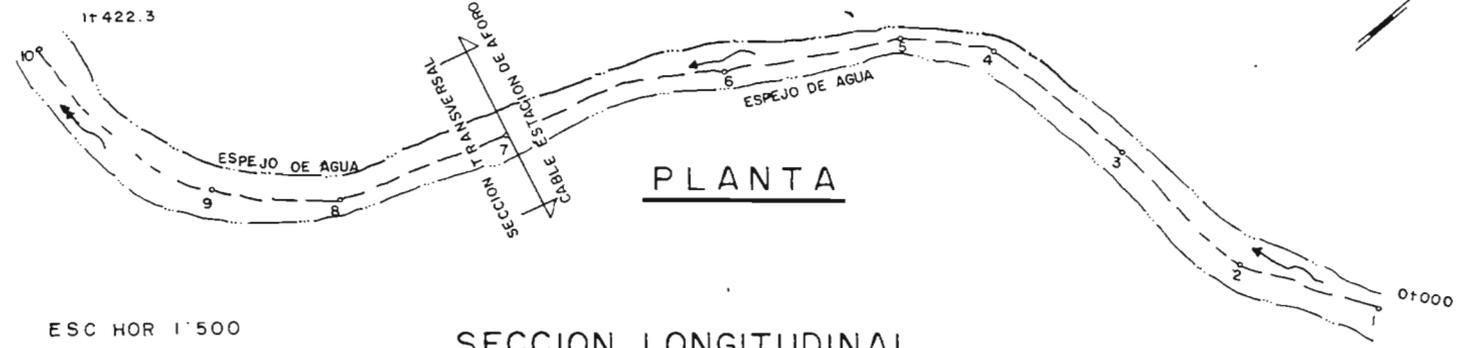
ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 471.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO Fg=(AR <sup>2</sup> /3)	FACTOR DE FRICCIÓN Ff=(S <sup>1</sup> /2)/m	TIRANTE MÁXIMO Ymáx (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust AJUSTE DE (H-Fg) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust (m <sup>3</sup> /s)	(F)calc.	Mejor ajuste de Ff para ao=0.86	Ocac. (m <sup>3</sup> /s)
223	29-Sep-80	4.70	482.74	2.382	1150	108.20	4.46	1308.29	0.879	5.93	105.00	4.60	1226	1104	0.901	0.900	1104
249	15-Sep-84	4.70	487.41	2.837	1376	118.44	4.19	1265.97	1.087	6.27	114.50	4.26	1226	1104	0.801	0.900	1104
190	09-Jul-91	4.71	470.12	2.238	1052	114.07	4.12	1208.46	0.871	6.12	124.50	3.78	1231	1108	0.900	0.900	1108
105	08-Jul-87	4.71	492.79	2.275	1126	119.37	4.13	1268.16	0.888	6.42	123.00	4.01	1231	1108	0.900	0.900	1108
189	08-Jul-91	4.95	498.31	2.233	1113	115.51	4.31	1320.54	0.843	6.49	129.00	3.86	1345	1201	0.893	0.892	1200
303	06-Sep-88	5.25	553.88	2.310	1280	123.96	4.47	1502.58	0.852	6.71	126.00	4.40	1492	1320	0.885	0.884	1319
192	10-Jul-91	5.30	548.96	2.437	1338	119.94	4.58	1513.30	0.884	6.71	131.50	4.17	1516	1340	0.883	0.883	1339
301	06-Sep-88	5.32	540.37	2.610	1409	125.06	4.32	1433.53	0.963	5.91	127.00	4.25	1526	1348	0.883	0.883	1347
188	08-Jul-91	5.33	556.88	2.328	1296	120.19	4.63	1548.89	0.838	6.96	131.00	4.25	1531	1352	0.883	0.882	1351
191	10-Jul-91	5.33	569.94	2.461	1402	116.70	4.88	1640.59	0.855	6.74	128.00	4.45	1531	1352	0.883	0.882	1351
241	09-Sep-84	5.33	587.33	2.859	1667	116.64	5.04	1725.46	0.968	7.23	113.50	5.17	1531	1352	0.883	0.882	1351
303	06-Sep-88	5.34	556.45	2.300	1280	124.47	4.47	1510.08	0.848	6.71	129.50	4.30	1536	1356	0.882	0.882	1355
302	06-Sep-88	5.45	581.15	2.470	1436	124.82	4.66	1620.41	0.888	6.23	123.50	4.71	1591	1400	0.880	0.880	1400
167	08-Jul-91	5.81	614.92	2.638	1622	121.78	5.05	1809.87	0.896	8.41	136.50	4.50	1774	1550	0.873	0.874	1551
DATOS OBTENIDOS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE LA SECCIÓN DE AFOROS	5.500	552.390						1391.070					1618	1421	0.879	0.879	1421
	5.540	557.880						1411.120					1637	1437	0.878	0.878	1437
	6.000	621.850						1683.800					1673	1631	0.870	0.872	1633
	6.180	647.300						1767.730					1968	1708	0.868	0.870	1712
	6.500	693.050						1961.650					2140	1849	0.864	0.867	1655
	7.000	765.800						2282.400					2416	2077	0.859	0.864	2088
	7.160	789.400						2389.570					2507	2151	0.858	0.863	2165
	7.500	839.920						2634.550					2703	2313	0.856	0.862	2331
	8.110	945.130						3189.690					3066	2614	0.853	0.861	2640
8.240	951.190						3196.690					3145	2679	0.852	0.861	2708	
8.930	1057.890						3722.340					3576	3039	0.850	0.860	3077	

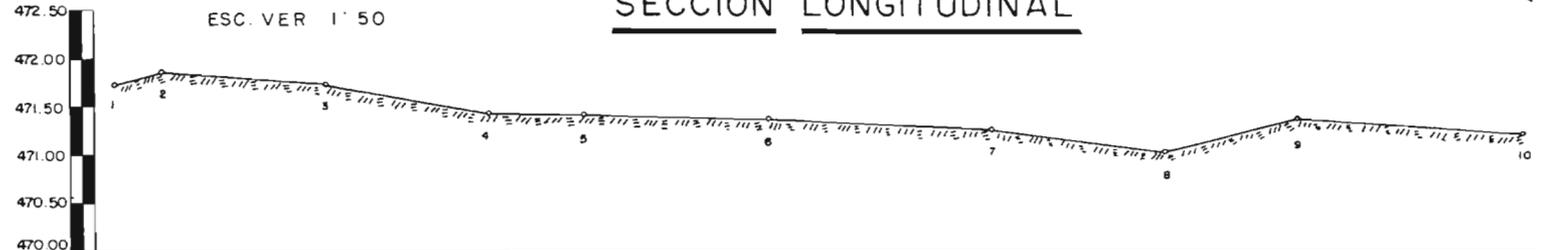
# ESTACION HIDROMETRICA SAN JUAN TETELcingo, GRO.



PLANTA

ESC. HOR 1' 500  
ESC. VER 1' 50

SECCION LONGITUDINAL

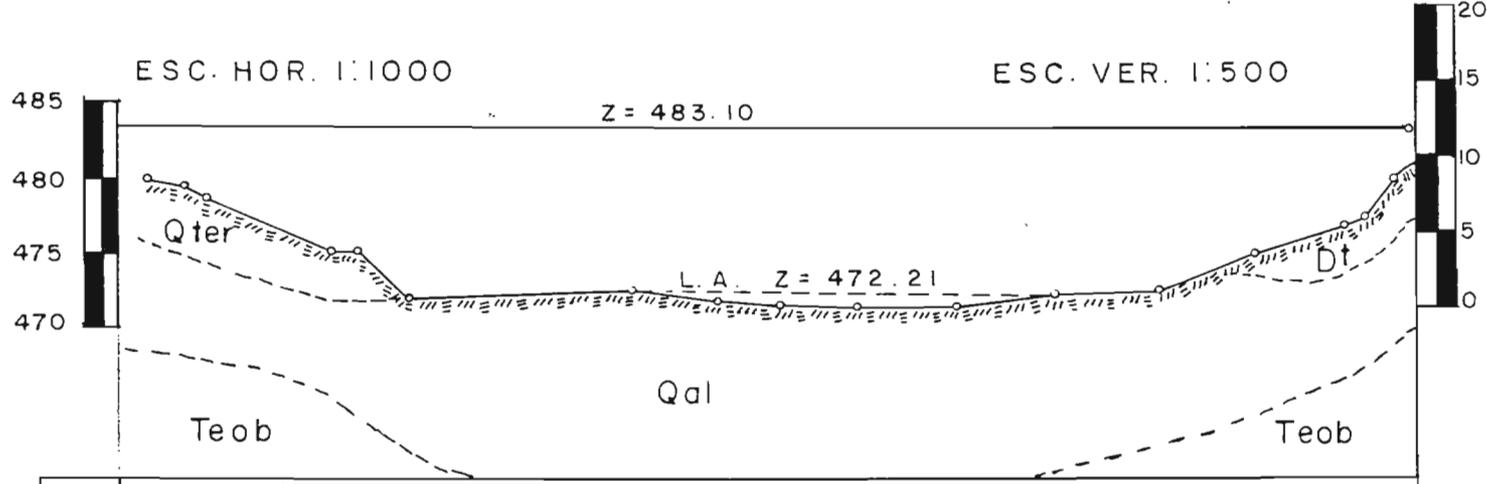


ELEVACIONES m.s.n.m.m.

Est.	Codenamiento	Elev.
1	0+000.00	471.74
2	0+051.10	471.87
3	0+215.40	471.74
4	0+381.80	471.45
5	0+476.80	471.42
6	0+659.00	471.39
7	0+865.30	471.28
8	1+062.40	471.05
9	1+196.90	
10	1+422.30	471.24

SECCION TRANSVERSAL

ELEVACIONES m. s. n. m.

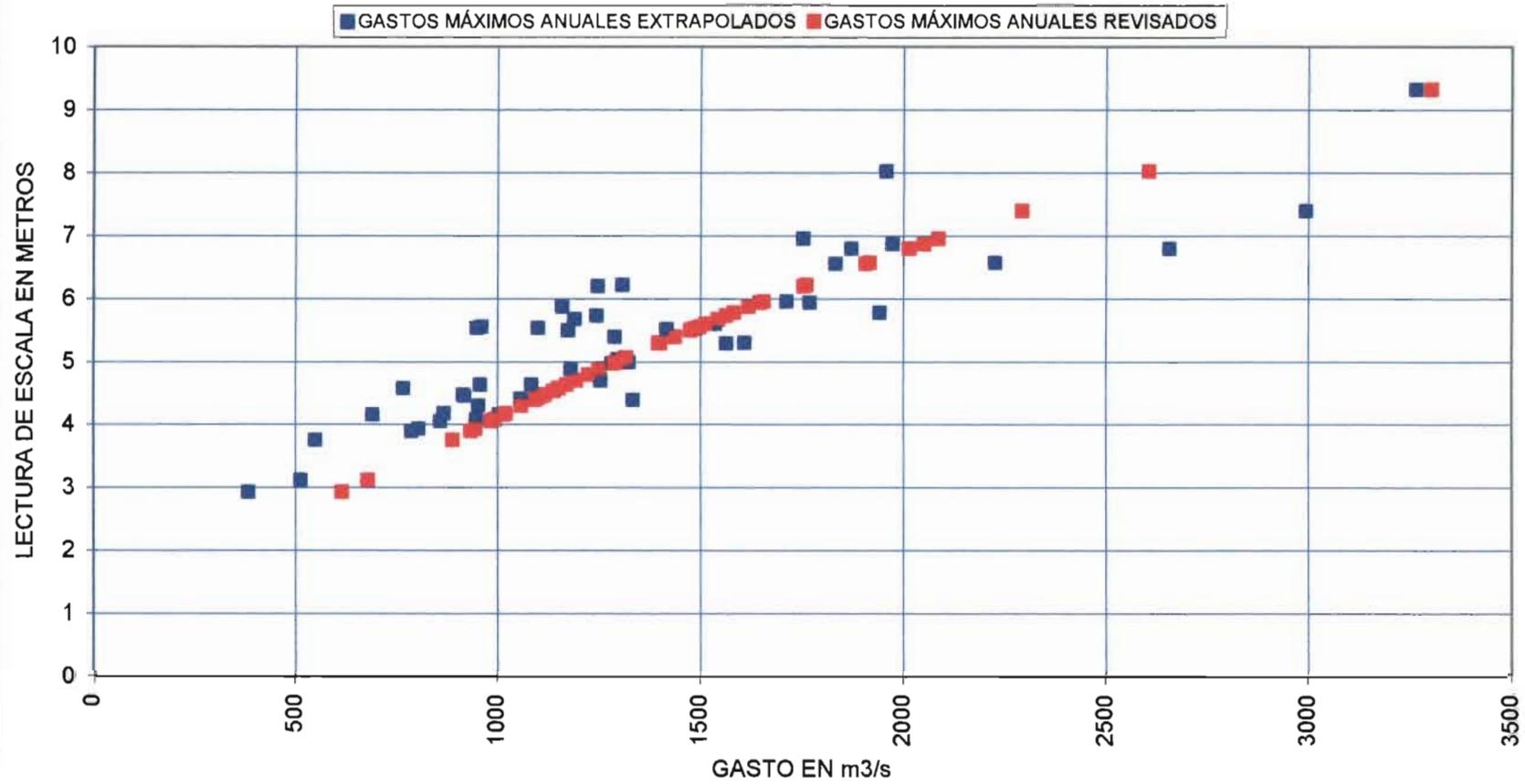


ESCALA HIDROMETRICA

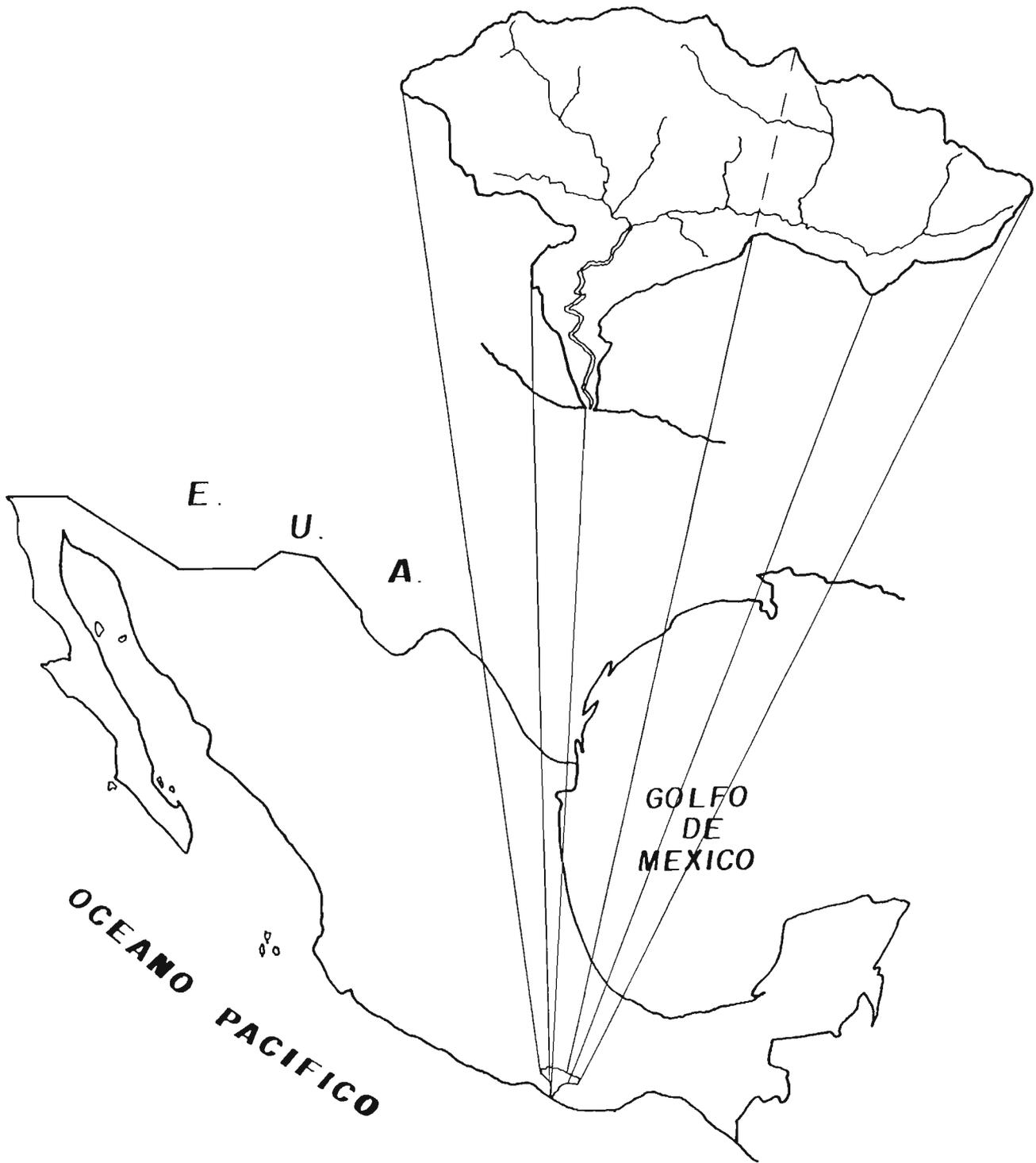
ELEVACION  
471.37 m. s. n. m

Est	Cadenamieto	Elev.	Cadenamiento Cerrado
1	0+000.00	480.30	0
2	0+005.24	479.57	5
3	0+007.19	478.53	10
4	0+023.74	475.06	15
5	0+026.57	474.93	20
6	0+032.38	472.29	25
7	0+061.04	472.21	30
8	0+072.09	471.85	35
9	0+080.08	471.46	40
10	0+090.38	471.56	45
11	0+102.45	471.61	50
12	0+116.57	472.21	55
13	0+128.00	472.27	60
14	0+140.30	475.09	65
15	0+152.35	476.91	70
16	0+153.85	477.55	75
17	0+156.73	479.61	80
18	0+158.65	483.10	85

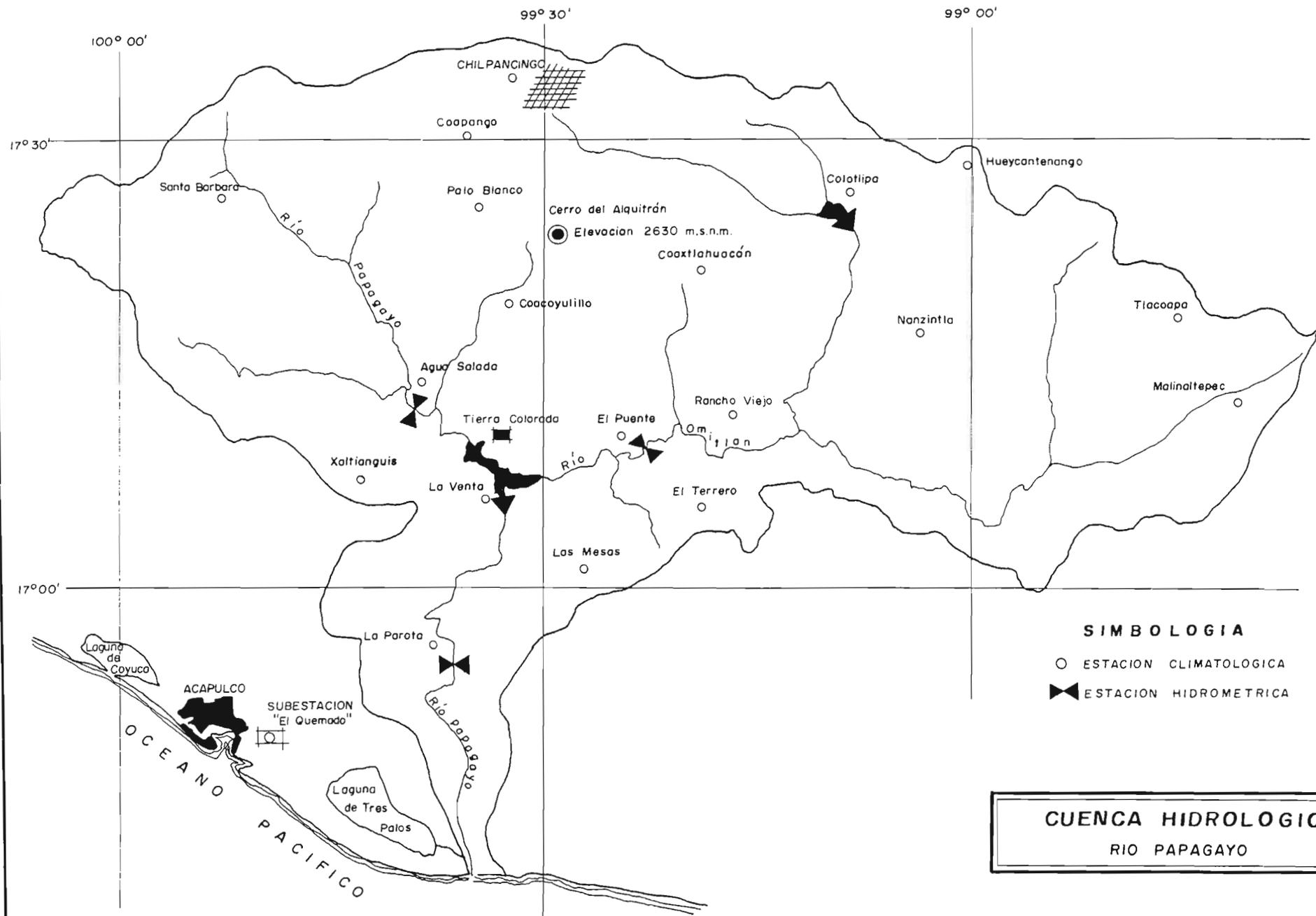
E. H. "SAN JUAN TETELCINGO", GRO.  
COMPARACIÓN DE RESULTADOS



## **B) CUENCA DEL RÍO PAPAGAYO**



RIO PAPAGAYO  
UBICACION DE LA CUENCA



**SIMBOLOGIA**

- ESTACION CLIMATOLOGICA
- ◀▶ ESTACION HIDROMETRICA

**CUENCA HIDROLOGICA**  
RIO PAPAGAYO

**COMPARACIÓN DE LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES, CON LOS GASTOS CALCULADOS CON EL MÉTODO PROPUESTO**  
CUENCA DEL RÍO PAPAGAYO

AÑO	E. H. AGUA SALADA, GRO.							E. H. EL PUEBLO, GRO.							E. H. LA PAROTA, GRO.							
	FECHA día/mes	ESCALA (m)	GASTO (m <sup>3</sup> 3seg)	(Fg)ajust.	(Ff)ajust. ao=1.03	Qrev. (m <sup>3</sup> 3seg)	DIF. EN %	FECHA día/mes	ESCALA (m)	GASTO (m <sup>3</sup> 3seg)	(Fg)ajust.	(Ff)ajust. ao=0.71	Qrev. (m <sup>3</sup> 3seg)	DIF. EN %	FECHA día/mes	ESCALA (m)	GASTO (m <sup>3</sup> 3seg)	(Fg)ajust.	(Ff)ajust. ao=0.83	Qrev. (m <sup>3</sup> 3seg)	DIF. EN %	
1953								14/SEP.	6.95	285	513	0.9860992	505	43.61								
1954								13/SEP.	8.34	817	761	0.832054	633	-29.11								
1955								18/JUL.	8.50	640	792	0.8198632	650	1.50								
1956								11/SEP.	7.00	595	521	0.9789271	510	-16.76								
1957								19/SEP.	6.20	225	401	1.1087378	444	49.38								
1958								08/SEP.	6.50	319	444	1.0563392	469	31.94								
1959								14/OCT.	6.91	466	506	0.9919282	502	7.19								
1960								02/SEP.	7.50	637	604	0.9141287	552	-15.32								
1961								12/SEP.	11.16	1052	1427	0.7235869	1033	-1.86								
1962								22/SEP.	7.26	428	563	0.9436714	532	19.47	24/SEP.	4.80	1201	1260	0.8124128	1024	-17.33	
1963								01/OCT.	8.68	1086	829	0.807327	669	-62.21	25/SEP.	7.87	2632	3025	0.8299404	2511	-4.84	
1964								06/SEP.	7.72	521	643	0.8895138	572	8.96	06/SEP.	6.56	1888	2200	0.8291506	1824	-3.48	
1965								18/SEP.	7.36	430	580	0.9310155	540	20.39	02/OCT.	4.40	921	1073	0.7978742	856	-7.58	
1966								28/SEP.	7.54	531	611	0.90948	556	4.49	10/SEP.	3.86	659	836	0.7811212	636	-3.54	
1967								26/SEP.	15.82	1325	3010	0.7100741	2138	38.01	26/SEP.	16.06	11653	10591	0.83	8790	-32.57	
1968	08/OCT.	6.06	448	406	1.10419	449	0.14	02/JUL.	6.95	477	513	0.9860992	505	5.62	10/SEP.	3.85	767	832	0.7801798	632	-21.27	
1969	01/SEP.	9.22	661	1088	1.03008	1121	41.03	01/SEP.	8.90	734	875	0.7935959	695	-5.65	01/SEP.	6.88	2150	2392	0.8295419	1984	-8.35	
1970	26/SEP.	9.69	774	1222	1.03002	1258	38.48	24/SEP.	8.84	720	863	0.7971741	688	-4.69	26/SEP.	5.95	2510	1853	0.8273959	1533	-63.74	
1971	05/SEP.	7.70	691	713	1.03334	737	6.27	04/SEP.	6.30	339	415	1.090791	453	25.09	08/SEP.	4.29	1034	1023	0.7922969	811	-27.54	
1972	16/SEP.	6.66	1393	507	1.05686	536	-159.99	31/AGO.	6.97	501	516	0.9832151	507	1.20	27/JUL.	5.02	1591	1367	0.8175441	1118	-42.36	
1973	07/SEP.	12.80	1302	2313	1.03	2382	45.34	07/SEP.	9.28	1151	958	0.7736214	741	-55.24	07/SEP.	8.50	7333	3459	0.8299853	2871	-155.39	
1974	10/SEP.	12.20	1232	2074	1.03	2136	42.32	10/SEP.	14.20	1591	2392	0.7105674	1700	6.40	10/SEP.	10.95	7521	5383	0.83	4468	-68.35	
1975	14/SEP.	9.00	619	1029	1.03014	1060	41.58	15/SEP.	8.52	639	797	0.8184099	652	1.98	15/SEP.	6.85	1998	2374	0.8295142	1969	-1.47	
1976	08/OCT.	18.40	2431	5191	1.03	5346	54.53	08/OCT.	12.28	1231	1753	0.7146495	1253	1.75	08/OCT.	10.15	5419	4714	0.8299997	3912	-38.51	
1977	25/AGO.	6.91	575	553	1.04689	579	0.66	02/OCT.	6.27	379	411	1.0861254	450	15.80	25/AGO.	6.38	1532	2095	0.8288087	1737	11.79	
1978	09/SEP.	8.71	698	953	1.0303	982	28.89	10/SEP.	6.99	475	519	0.9803514	509	6.63	04/JUL.	6.24	1460	2015	0.828457	1669	12.55	
1979	15/SEP.	7.96	557	771	1.03186	796	30.02	29/AGO.	8.54	682	801	0.8169719	654	-4.27	08/SEP.	6.36	2140	2084	0.8287635	1727	-23.91	
1980	22/AGO.	7.20	497	609	1.03958	633	21.51	18/SEP.	6.94	425	511	0.9875488	505	15.77	12/SEP.	6.57	1700	2206	0.8291666	1829	7.07	
1981	28/AGO.	11.53	1913	1823	1.03	1878	-1.87	05/OCT.	10.60	821	1277	0.7322547	935	12.23	28/AGO.	8.81	4447	3682	0.8299928	3056	-45.51	
1982	24/JUL.	6.96	456	562	1.04535	588	22.43	24/SEP.	4.62	204	216	1.4417044	312	34.64	24/SEP.	5.56	1324	1642	0.8248734	1355	5.28	
1983	18/OCT.	9.19	778	1080	1.03008	1112	30.06	19/SEP.	7.18	449	550	0.9541562	525	14.43	18/OCT.	6.07	1336	1919	0.8278967	1589	15.92	
1984	14/SEP.	18.00	2097	4946	1.03	5095	58.84	14/SEP.	12.00	1148	1668	0.7161443	1195	3.92	14/SEP.	13.07	9238	7347	0.83	6098	-51.49	
1985	29/AGO.	8.20	533	827	1.03106	853	37.50	11/AGO.	7.54	481	611	0.90948	556	13.48	29/AGO.	5.06	1227	1387	0.8183136	1135	-8.12	
1986	05/SEP.	8.46	583	890	1.03056	917	38.82	28/JUN.	7.02	487	524	0.9760933	511	8.65	04/SEP.	5.65	1580	1690	0.8256034	1395	-13.23	
1987	14/JUN.	8.30	585	851	1.03083	877	33.32	15/JUL.	7.46	502	597	0.9188553	549	8.54	10/JUL.	5.25	1353	1482	0.8214049	1217	-11.14	
1988	30/AGO.	9.63	1363	1204	1.03002	1240	-9.90	05/SEP.	9.76	948	1069	0.7542255	806	-17.59	17/AGO.	6.53	2133	2183	0.8291009	1810	-17.86	
1989	20/SEP.	9.83	1120	1263	1.03001	1301	13.90	22/JUN.	13.40	1030	2113	0.7114197	1504	31.50	20/SEP.	7.62	2585	2859	0.8298984	2373	-8.93	
1990	22/SEP.	7.40	596	850	1.03636	673	11.49	24/AGO.	4.94	256	248	1.3690107	340	24.68	24/AGO.	5.04	1445	1377	0.8179345	1126	-28.31	
1991	07/SEP.	6.91	446	553	1.04689	579	22.95	07/OCT.	8.79	789	852	0.8002501	682	-15.69	07/OCT.	6.30	1885	2049	0.8286182	1698	-11.00	
1992	03/OCT.	9.63	1244	1204	1.03002	1240	-0.31	19/AGO.	7.20	472	553	0.9515049	526	10.33	03/OCT.	5.66	1507	1696	0.8256782	1400	-7.65	
1993	06/JUL.	14.05	2679	2853	1.03	2939	8.84	07/AGO.	9.06	709	910	0.7846363	714	0.69	06/JUL.	9.16	3149	3941	0.8299969	3271	3.73	
1994	14/JUL.	8.17	890	820	1.03114	846	-5.25	06/OCT.	6.15	354	394	1.117887	440	19.63	24/OCT.	3.77	662	799	0.7522263	601	-10.21	
1995	21/SEP.	9.85	1161	1269	1.03001	1307	11.16	16/SEP.	8.45	636	782	0.8235644	644	1.30	21/SEP.	6.06	1079	1914	0.8278605	1584	31.89	
1996	29/JUN.	12.40	2010	2152	1.03	2216	9.32	11/AGO.	9.22	644	945	0.7764822	734	12.24	29/JUN.	8.68	3001	3588	0.8299903	2978	-0.77	
1997	09/OCT.	13.55	2461	2630	1.03	2709	9.15	09/OCT.	11.55	1072	1537	0.7194748	1106	3.05	09/OCT.	10.29	3925	4828	0.8299998	4007	2.05	
1998	30/SEP.	9.10	1083	1055	1.03011	1087	0.39	11/SEP.	8.86	688	867	0.7959678	690	0.30	01/OCT.	6.60	1710	2224	0.8292128	1844	7.28	
1999	30/SEP.	6.90	612	551	1.04722	577	-6.06	17/SEP.	8.04	590	702	0.8577462	603	2.08	30/SEP.	6.12	1511	1947	0.82808	1613	6.30	
2000	18/SEP.	9.28	1143	1105	1.03006	1138	-0.45	18/SEP.	9.56	756	1022	0.761592	778	2.88	18/SEP.	7.02	2110	2478	0.8296526	2056	-2.64	
2001	24/SEP.	6.00	473	397	1.11152	441	-7.20	27/AGO.	6.98	434	517	0.9817807	508	14.55	24/SEP.	4.91	859	1313	0.8151813	1070	19.75	
2002	3/NOV.	15.07	3008	3338	1.03	3438	12.51	4/NOV.	11.00	971	1384	0.7256897	1004	3.28	4/NOV.	10.1	3819	4640	0.8299997	3851	0.83	

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "AGUA SALADA". GRO.

RÍO: PAPAGAYO

CUENCA: RÍO PAPAGAYO

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

99° 37' 52"

LONGITUD OESTE 17° 10' 43" LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 192.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^{1/2})/m$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{máx.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust. AJUSTE DE (H-Fg) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(F)calc.	Mejor ajuste de Ff para $ao=1.03$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
118	24-Jun-88	4.04	82.37	2.410	199	34.53	2.39	147.06	1.353	3.48	31.75	2.594	188	218	1.318	1.337	222
218	18-Jul-78	4.21	103.83	2.280	235	33.47	3.10	220.85	1.084	4.29	31.00	3.349	181	231	1.280	1.298	234
173	04-Sep-75	4.22	104.13	2.110	220	34.09	3.05	218.22	1.004	4.88	30.50	3.414	182	232	1.278	1.294	235
117	11-Jul-75	4.27	100.81	1.870	189	33.22	3.03	210.81	0.897	4.13	30.00	3.354	188	238	1.287	1.282	238
195	06-Oct-75	4.28	105.80	1.830	194	33.31	3.17	227.89	0.851	4.83	31.00	3.408	187	238	1.285	1.280	239
287	10-Oct-90	4.36	115.07	2.271	281	36.82	3.13	245.97	1.062	4.53	34.26	3.380	194	243	1.249	1.282	245
208	08-Sep-79	4.37	106.78	2.350	262	34.86	3.06	226.22	1.119	4.18	31.50	3.380	195	243	1.247	1.260	246
158	03-Ago-87	4.44	103.87	2.592	289	36.62	2.84	208.13	1.283	4.44	34.00	3.055	202	248	1.234	1.245	251
199	04-Jul-78	4.48	102.78	1.890	195	33.94	3.03	215.13	0.908	4.05	31.00	3.315	204	251	1.230	1.241	253
293	11-Sep-78	4.54	100.77	2.430	245	33.58	3.00	209.73	1.188	4.17	30.00	3.359	212	257	1.218	1.225	259
181	28-Ago-77	4.55	117.78	1.740	205	34.78	3.39	265.70	0.772	4.98	30.00	3.928	213	258	1.215	1.223	260
284	07-Oct-91	4.81	114.00	2.321	285	37.08	3.08	241.12	1.098	4.35	34.80	3.295	219	263	1.205	1.211	265
196	01-Sep-87	4.88	129.80	2.321	301	38.95	3.33	288.85	1.041	4.85	35.00	3.703	228	270	1.193	1.199	271
258	17-Sep-91	4.89	113.01	2.350	286	37.21	3.04	237.00	1.121	4.43	35.00	3.229	227	270	1.182	1.197	272
178	28-Jul-90	4.70	130.41	2.085	272	39.72	3.28	288.08	0.944	4.98	37.25	3.501	228	271	1.190	1.195	272
218	24-Ago-90	4.74	113.46	2.451	278	37.83	3.00	235.96	1.178	4.33	35.40	3.205	232	275	1.184	1.188	276
211	11-Sep-79	4.75	111.07	2.470	275	37.09	2.99	230.78	1.192	4.51	33.80	3.308	233	278	1.183	1.188	277
218	15-Sep-79	4.75	112.15	2.430	273	36.71	3.06	236.13	1.158	4.21	33.70	3.328	233	276	1.183	1.188	277
252	28-Sep-81	4.78	109.04	2.570	281	36.01	3.03	228.22	1.231	4.89	33.10	3.284	237	279	1.179	1.181	279
278	02-Oct-91	4.78	119.54	2.099	251	38.59	3.10	254.02	0.988	4.80	36.10	3.311	237	279	1.179	1.181	279
180	22-Ago-75	4.85	115.42	2.140	247	35.05	3.29	255.47	0.967	4.81	33.00	3.498	244	285	1.169	1.170	286
178	17-Jun-78	4.86	129.75	1.720	224	36.37	3.57	302.94	0.739	5.16	32.00	4.055	245	288	1.167	1.168	287
207	08-Sep-79	4.88	119.04	2.380	284	35.77	3.33	285.34	1.070	4.81	32.50	3.983	248	288	1.165	1.165	289
229	11-Sep-81	4.91	110.73	2.600	289	36.85	3.02	231.42	1.249	4.75	33.50	3.305	251	291	1.161	1.161	291
188	23-Ago-84	4.91	122.48	2.440	299	37.58	3.28	289.24	1.111	5.40	33.50	3.858	251	291	1.161	1.161	291
255	30-Sep-93	4.96	129.89	2.491	323	39.68	3.27	285.63	1.131	5.29	37.30	3.477	257	296	1.154	1.154	296
247	24-Sep-93	4.97	111.25	2.984	332	38.28	2.91	228.58	1.465	4.28	36.15	3.077	258	297	1.153	1.152	297
284	06-Oct-81	4.97	113.16	2.720	308	37.00	3.06	238.43	1.292	5.13	34.00	3.328	258	297	1.153	1.152	297
237	17-Sep-93	4.98	148.24	2.145	318	43.47	3.41	335.85	0.947	5.48	40.95	3.820	259	298	1.152	1.151	298
219	16-Ago-95	5.00	124.52	2.433	303	38.50	3.23	272.33	1.113	4.89	36.15	3.445	261	300	1.149	1.148	300
224	07-Sep-81	5.03	113.80	2.720	310	36.88	3.10	242.18	1.280	4.88	34.00	3.347	265	303	1.145	1.144	303
145	29-Jul-83	5.08	152.81	2.407	388	61.50	2.97	315.54	1.166	6.94	40.00	3.820	271	309	1.139	1.137	308
188	06-Sep-84	5.09	121.06	2.580	313	41.94	2.89	245.42	1.275	4.57	38.00	3.188	272	310	1.138	1.136	309
263	06-Oct-81	5.10	117.82	2.840	311	38.59	3.05	247.28	1.258	5.01	35.50	3.313	273	311	1.137	1.135	310
181	23-Ago-75	5.11	128.76	2.080	286	35.89	3.59	301.75	0.882	5.40	33.00	3.902	274	312	1.138	1.133	311
89	17-Jun-75	5.12	132.41	1.820	241	38.71	3.81	311.42	0.774	5.08	34.00	3.894	278	313	1.135	1.132	312
148	28-Jul-87	5.14	127.89	2.310	298	43.00	2.97	284.49	1.119	4.87	40.50	3.158	278	315	1.132	1.130	314
228	10-Sep-81	5.18	113.05	2.840	322	39.03	2.90	229.71	1.402	5.01	35.75	3.182	281	317	1.130	1.127	316

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "AGUA SALADA", GRO.

RÍO: PAPAGAYO

CUENCA: RÍO PAPAGAYO

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

99° 37' 52"

LONGITUD OESTE 17° 10' 43" LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 192.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^*1/2)/n$	TIRANTE MÁXIMO Y <sub>máx.</sub> (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(F <sub>g</sub> )ajust AJUSTE DE (H-F <sub>g</sub> ) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust (m <sup>3</sup> /s)	(F)calc.	Mejor ajuste de F para $\alpha=1.03$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
246	24-Sep-93	5.19	122.17	3.012	366	44.63	2.74	239.07	1.539	4.53	45.85	2.665	284	320	1.127	1.124	319
274	22-Sep-89	6.20	122.42	2.910	357	45.01	2.72	238.53	1.497	4.70	42.50	2.880	285	321	1.126	1.122	320
217	15-Sep-79	5.21	132.93	2.320	309	38.47	3.46	303.83	1.017	4.93	35.00	3.798	287	322	1.125	1.121	321
107	18-Jun-86	5.23	133.68	2.240	300	44.41	3.01	278.69	1.078	5.23	41.40	3.229	289	325	1.123	1.119	324
172	25-Ago-84	5.23	153.78	2.410	369	45.74	3.36	345.12	1.070	7.06	40.50	3.797	289	325	1.123	1.119	324
182	11-Sep-75	5.24	122.98	2.090	258	35.56	3.46	281.17	0.918	4.85	33.00	3.726	290	326	1.122	1.118	325
184	23-Jun-78	5.28	142.25	1.840	262	38.06	3.74	342.59	0.765	5.72	34.00	4.184	293	328	1.120	1.116	327
291	10-Oct-81	5.30	142.10	2.383	339	42.82	3.32	316.15	1.071	5.07	40.30	3.526	298	333	1.115	1.111	331
196	16-Ago-88	5.31	139.38	2.710	379	45.88	3.04	292.36	1.296	5.24	42.50	3.280	299	334	1.114	1.110	332
201	18-Ago-88	5.32	137.22	2.570	354	45.97	2.98	284.48	1.244	5.02	43.60	3.154	301	335	1.113	1.109	333
187	06-Sep-84	5.35	138.46	2.581	355	42.91	3.23	302.34	1.173	5.21	39.00	3.550	305	338	1.111	1.106	337
226	06-Sep-88	5.35	141.26	2.740	388	45.68	3.06	299.80	1.284	5.82	42.50	3.324	305	338	1.111	1.106	337
227	07-Sep-88	5.36	135.78	2.510	341	44.81	3.04	285.10	1.196	4.89	42.10	3.225	306	339	1.110	1.105	338
204	07-Ago-95	5.39	154.81	2.758	427	46.90	3.30	343.20	1.244	6.01	43.70	3.543	310	343	1.107	1.102	341
259	03-Oct-81	5.45	146.21	2.510	367	46.21	3.16	315.12	1.165	5.82	43.00	3.400	318	350	1.101	1.097	348
181	11-Sep-75	5.51	146.84	2.110	311	40.23	3.65	348.10	0.893	5.36	36.50	4.023	328	357	1.096	1.091	356
273	22-Sep-89	5.55	136.89	2.831	387	46.06	2.97	282.28	1.371	5.00	44.00	3.107	331	362	1.092	1.088	360
114	23-Jun-68	5.58	162.29	2.800	423	50.86	3.19	351.75	1.203	5.77	46.50	3.490	335	366	1.090	1.086	364
164	28-Jul-93	5.59	152.35	2.685	409	47.54	3.20	331.15	1.235	5.98	44.70	3.408	337	367	1.089	1.085	365
115	23-Jun-68	5.60	175.83	2.080	367	49.71	3.53	407.41	0.901	5.95	45.75	3.839	338	368	1.088	1.084	367
220	02-Sep-88	5.64	142.51	2.940	419	47.84	2.98	295.04	1.420	5.17	44.70	3.188	344	373	1.085	1.081	372
245	23-Sep-93	5.66	150.30	2.628	425	47.53	3.16	323.81	1.313	5.54	44.90	3.347	347	376	1.083	1.080	374
144	06-Jul-90	5.68	149.90	2.414	382	47.25	3.17	323.64	1.118	5.22	44.80	3.346	349	378	1.082	1.078	377
225	06-Sep-88	5.68	185.78	2.590	430	47.72	3.47	380.27	1.131	5.46	44.80	3.700	349	378	1.082	1.078	377
200	18-Ago-88	5.70	149.21	2.650	396	47.56	3.14	319.77	1.238	4.95	45.00	3.316	352	381	1.080	1.077	379
228	10-Sep-93	5.75	143.85	3.010	433	46.43	3.10	305.72	1.416	4.92	43.20	3.330	360	387	1.077	1.074	386
203	05-Ago-95	5.81	165.78	2.401	398	49.88	3.32	369.21	1.078	5.79	46.80	3.542	368	395	1.072	1.070	384
290	10-Oct-81	5.89	163.19	2.358	385	49.01	3.33	363.89	1.058	5.34	46.50	3.509	380	406	1.067	1.066	405
223	05-Sep-88	5.91	163.74	2.770	427	48.21	3.19	333.08	1.282	5.68	45.25	3.398	383	408	1.065	1.064	408
210	10-Sep-79	5.92	158.17	2.610	413	47.47	3.33	352.85	1.170	5.42	44.50	3.554	385	410	1.065	1.064	409
244	23-Sep-93	5.93	154.44	2.642	408	49.57	3.12	329.45	1.238	5.91	46.80	3.314	386	411	1.064	1.063	411
219	02-Sep-88	6.01	161.05	2.810	454	49.75	3.24	352.43	1.268	4.54	46.00	3.501	398	422	1.059	1.060	422
262	05-Oct-81	6.06	189.49	2.390	406	48.58	3.49	389.88	1.041	6.43	44.90	3.775	406	429	1.056	1.057	430
126	29-Ago-85	6.08	182.34	2.279	415	51.79	3.52	421.99	0.985	6.42	46.50	3.760	409	432	1.055	1.056	433
212	27-Ago-81	6.11	145.01	2.680	387	44.25	3.28	319.93	1.210	5.07	40.50	3.580	414	436	1.053	1.055	437
195	15-Ago-88	6.11	175.21	2.630	462	50.14	3.49	403.47	1.145	6.00	46.50	3.768	414	436	1.053	1.055	437
269	20-Sep-89	6.13	163.06	2.818	431	46.52	3.15	329.22	1.310	5.25	46.00	3.327	417	439	1.052	1.054	440
209	09-Ago-95	6.13	171.82	2.506	431	49.88	3.44	391.90	1.100	5.74	47.25	3.636	417	439	1.052	1.054	440

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "AGUA SALADA". GRO.

RÍO: PAPAGAYO

CUENCA: RÍO PAPAGAYO

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

99° 37' 52"

LONGITUD OESTE 17° 10' 43" LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 192.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mn/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^{1/2}/n)$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{m\acute{a}x.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(F <sub>g</sub> )ajust AJUSTE DE (H-F <sub>g</sub> ) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust (m <sup>3</sup> /s)	(F)calc.	Mejor ajuste de F <sub>f</sub> para $\alpha=1.03$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
241	21-Sep-93	6.19	176.67	2.853	504	50.04	3.53	409.63	1.230	5.71	47.00	3.759	427	448	1.048	1.052	449
209	10-Sep-79	6.25	177.45	2.700	479	48.92	3.63	416.92	1.144	5.99	45.00	3.943	437	456	1.045	1.050	459
138	08-Jul-93	6.60	162.53	3.084	563	54.63	3.34	407.95	1.380	5.44	52.00	3.510	496	510	1.029	1.041	517
243	18-Oct-83	6.65	192.90	2.379	469	49.99	3.86	474.57	0.967	6.61	45.50	4.240	505	519	1.027	1.040	525
261	05-Oct-81	6.70	196.49	2.830	557	51.02	3.85	482.77	1.154	7.07	46.75	4.203	514	527	1.024	1.039	534
194	15-Ago-88	6.75	209.76	2.440	513	53.46	3.92	521.62	0.983	6.88	49.50	4.238	523	535	1.023	1.038	543
208	09-Ago-95	6.82	209.12	2.334	488	55.52	3.77	506.24	0.964	6.64	45.50	4.596	536	547	1.020	1.037	556
198	17-Ago-88	6.84	201.27	2.730	551	54.00	3.73	483.64	1.139	6.22	51.00	3.946	540	550	1.019	1.037	560
199	17-Ago-88	6.84	209.44	2.660	600	63.34	3.93	521.27	1.151	6.13	50.00	4.189	540	550	1.019	1.037	560
198	02-Ago-95	6.85	236.46	2.144	507	59.28	3.99	594.74	0.852	7.91	55.15	4.288	542	552	1.019	1.037	562
259	02-Oct-93	7.18	230.75	2.644	610	56.97	4.05	586.33	1.040	7.37	53.45	4.317	605	610	1.008	1.034	626
268	02-Oct-81	7.38	231.35	2.703	625	59.99	3.86	588.94	1.099	7.29	50.75	4.659	646	647	1.002	1.032	667
240	21-Sep-93	7.44	253.84	2.762	701	57.63	4.40	682.08	1.028	7.88	53.50	4.745	658	659	1.001	1.032	679
206	08-Ago-95	7.47	255.84	2.435	623	59.63	4.29	675.52	0.922	8.09	55.60	4.801	664	664	1.000	1.032	686
215	29-Ago-81	7.48	223.76	2.695	603	56.12	3.99	582.63	1.072	6.44	52.00	4.303	666	666	1.000	1.032	688
272	21-Sep-89	7.53	241.40	2.754	665	56.05	4.31	639.02	1.040	7.10	52.75	4.576	677	676	0.999	1.032	698
214	29-Ago-81	7.79	249.08	2.703	673	58.73	4.24	652.62	1.031	6.98	54.00	4.613	733	726	0.993	1.031	756
207	08-Ago-95	7.83	271.41	2.465	609	61.05	4.45	733.81	0.912	7.81	57.10	4.753	742	736	0.992	1.031	765
224	08-Sep-93	8.06	270.00	2.615	706	60.67	4.45	730.61	0.966	6.10	56.40	4.787	794	785	0.988	1.031	819
271	21-Sep-89	8.17	274.93	2.961	814	58.05	4.74	775.36	1.050	7.76	54.50	5.045	820	808	0.986	1.030	845
242	18-Oct-83	6.30	271.44	2.615	710	61.50	4.41	730.36	0.972	7.54	60.25	4.505	851	837	0.984	1.030	877
243	22-Sep-93	8.43	310.63	3.023	939	62.98	4.93	900.06	1.043	8.87	56.50	5.498	883	867	0.982	1.030	909
242	22-Sep-93	9.25	346.30	3.299	1149	65.72	6.30	1056.74	1.085	9.67	58.30	5.974	1096	1066	0.972	1.030	1129
270	20-Sep-89	9.40	357.02	2.901	1036	66.63	6.36	1093.22	0.947	9.03	62.10	5.749	1136	1105	0.971	1.030	1172
214	30-Ago-88	9.40	413.48	3.023	1250	72.46	6.71	1320.36	0.947	11.04	64.00	6.461	1138	1105	0.971	1.030	1172
213	28-Ago-81	9.75	365.36	3.269	1194	68.57	6.33	1114.58	1.071	8.71	62.00	5.893	1239	1200	0.968	1.030	1276
		5.000	138.930			44.392	3.13	297.250					261	300	1.149	1.146	300
		5.500	160.550			48.608	3.30	356.080					324	356	1.097	1.092	354
		5.540	163.280			48.960	3.33	364.37					330	361	1.093	1.089	359
		6.000	184.100			52.496	3.51	424.950					397	421	1.060	1.060	421
		7.000	236.520			59.432	3.98	593.970					570	578	1.014	1.035	590
		8.000	293.780			63.995	4.59	811.470					781	772	0.989	1.031	804
		8.340	315.040			65.450	4.81	898.12					861	846	0.983	1.030	887
		8.500	323.670			66.127	4.80	934.040					900	883	0.981	1.030	927
		9.000	354.930			68.372	5.19	1064.110					1029	1003	0.975	1.030	1059
		10.000	419.770			72.023	5.83	1359.480					1314	1270	0.967	1.030	1353
		10.350	443.910			73.020	6.08	1478.84					1423	1373	0.965	1.030	1465
		10.500	453.020			73.385	6.17	1524.490					1471	1418	0.964	1.030	1515

DATOS OBTENIDOS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE LA SECCIÓN DE AFOROS

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "AGUA SALADA", GRO.

RÍO: PAPAGAYO

CUENCA: RÍO PAPAGAYO

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

99° 37' 52"

LONGITUD OESTE 17° 10' 43" LATITUD NORTE

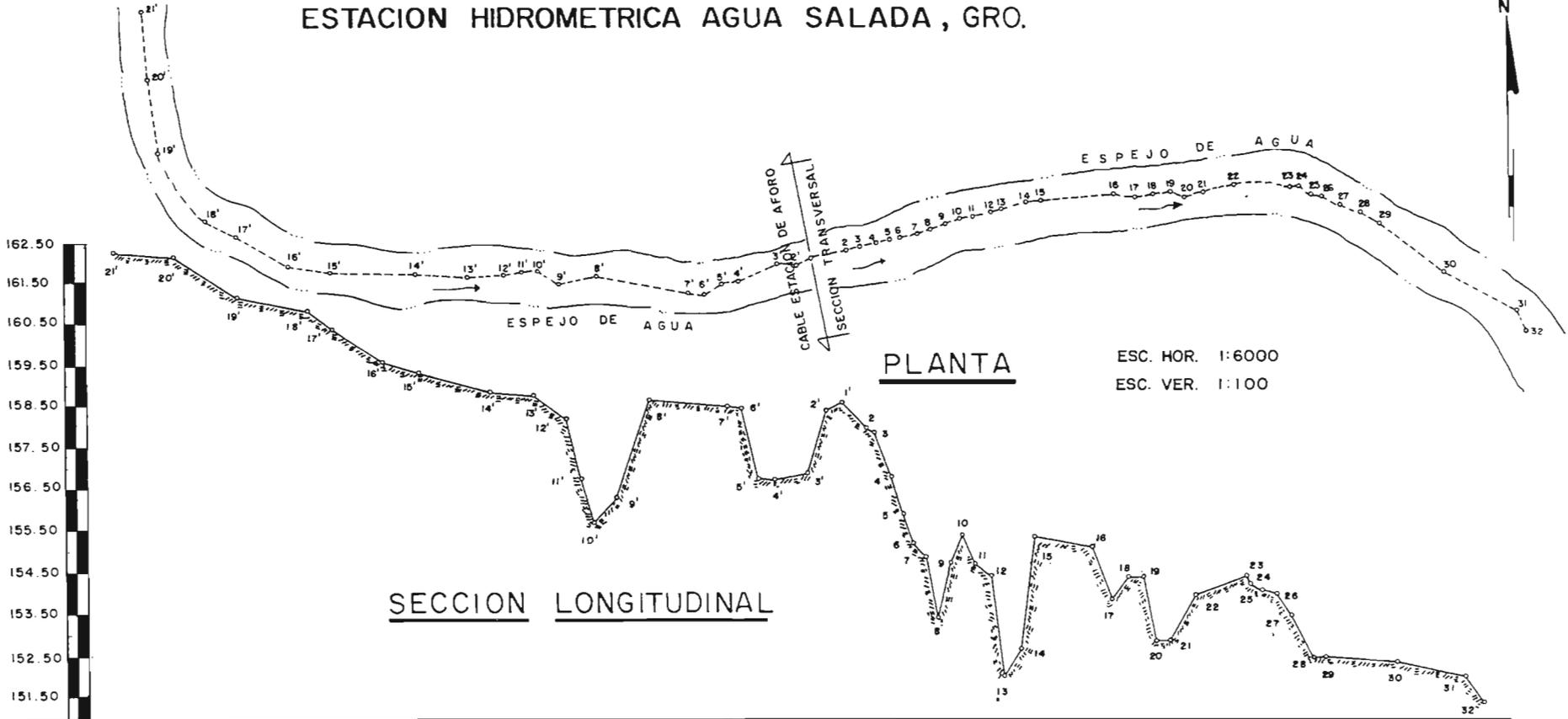
ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 192.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

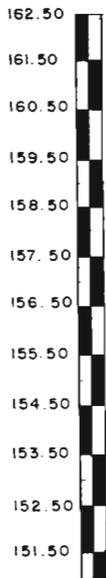
TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^{1/2})/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{máx.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust. AJUSTE DE (H-Fg) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(F)calc.	Mejor ajuste de $F_f$ para $ao=1.03$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
		11.000	488.730			74.740	6.51	1697.380					1637	1575	0.962	1.030	1666
		12.000	555.520			77.452	7.17	2066.070					1997	1916	0.959	1.030	2057
		12.500	590.600			78.808	7.49	2261.740					2192	2101	0.958	1.030	2257
		12.830	614.900			79.740	7.71	2400.07					2325	2227	0.958	1.030	2395
		13.000	626.150			80.354	7.79	2481.080					2395	2294	0.958	1.030	2467
		14.000	699.480			84.193	8.31	2669.300					2830	2709	0.957	1.030	2915
		15.000	776.040			88.073	8.81	3310.650					3303	3161	0.957	1.030	3402
		16.000	855.700			91.663	9.34	3793.780					3813	3650	0.957	1.030	3928
		19.280	1131.370			101.350	11.16	5651.00					5750	5511	0.958	1.030	5922

# ESTACION HIDROMETRICA AGUA SALADA, GRO.



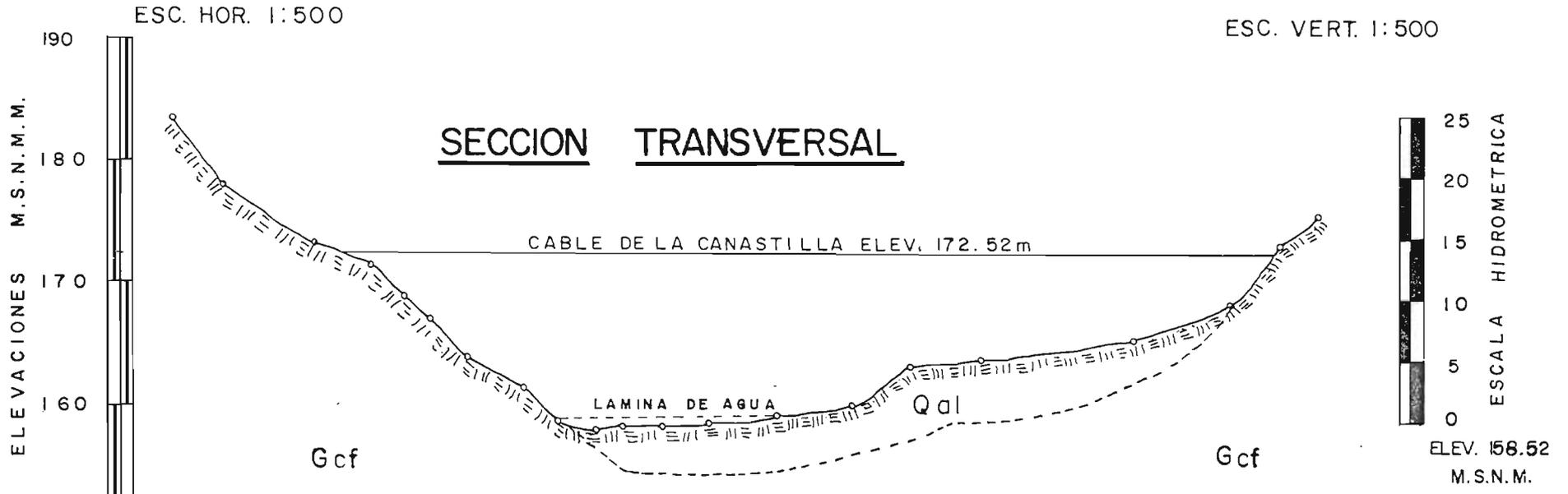
ELEVACIONES m. s. n. m. m.



## SECCION LONGITUDINAL

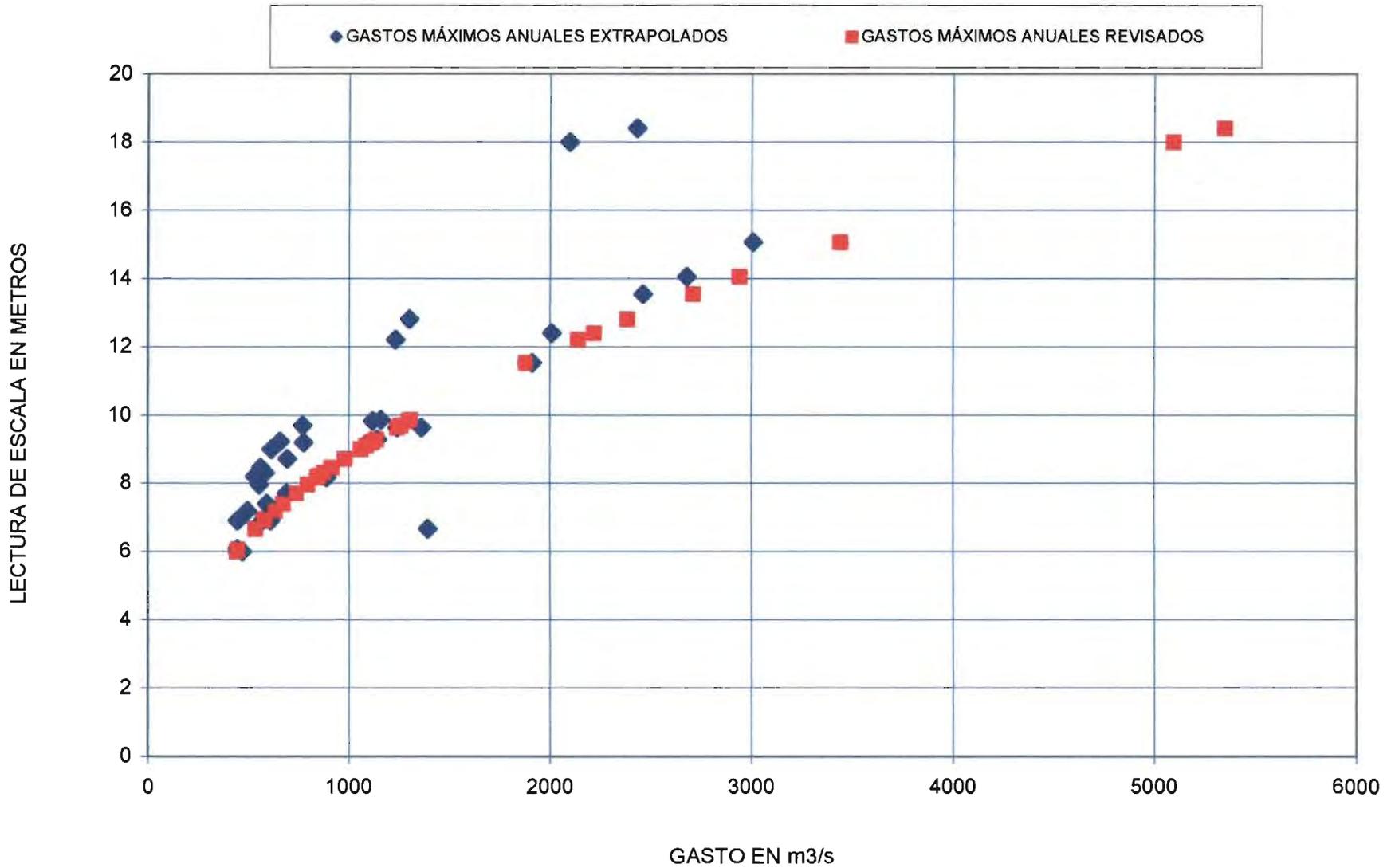
EST.	Codenamien-ta	Elev.	Codenamien-ta Cerrada
21'	1+033.23	162.12	1050
20'	0+953.78	162.07	1000
19'	0+861.65	161.11	950
18'	0+760.31	160.80	900
17'	0+721.61	160.33	850
16'	0+649.33	159.47	800
15'	0+597.59	159.29	750
14'	0+497.13	158.83	700
13'	0+434.92	158.68	650
12'	0+390.48	158.23	600
11'	0+369.70	156.83	550
10'	0+349.71	155.68	500
9'	0+320.22	156.28	450
8'	0+272.22		400
7'	0+158.06	158.51	350
6'	0+139.50	158.43	300
5'	0+115.66	156.73	250
4'	0+095.93	156.74	200
3'	0+044.11	156.79	150
2'	0+020.02	158.35	100
1'	0+000.00	158.51	050
2	0+044.11	157.84	000
4	0+080.70	156.75	050
5	0+096.91	155.86	100
6	0+109.44	154.78	150
7	0+131.06	153.43	200
8	0+146.89	153.77	250
9	0+167.94	153.26	300
10	0+185.22	154.60	350
11	0+201.17	154.40	400
12	0+223.71	151.95	450
13	0+237.40	152.62	500
14	0+264.86	152.62	550
15	0+284.33	155.31	600
16	0+370.39	155.10	650
17	0+394.04	153.79	700
18	0+419.09	154.35	750
19	0+439.12	152.86	800
20	0+454.96	152.83	850
21	0+476.56	152.83	900
22	0+514.61	153.94	950
23	0+584.94	154.33	
24	0+593.64	154.33	
25	0+610.50	152.61	
26	0+625.91	153.94	
27	0+648.17	153.47	
28	0+679.13	152.46	
29	0+701.47	152.46	
30	0+798.17	152.37	
31	0+902.49	152.00	
32	0+929.24	151.35	

# ESTACION HIDROMETRICA AGUA SALADA, GRO.



EST.	CADENAMIENTO	ELEV.	CADENAMIENTO CERRADO
1	0+000	183.64	0
2	0+004.11	177.80	
3	0+011.70	173.18	10
4	0+016.01	171.35	
5	0+018.55	168.87	20
6	0+020.67	166.86	
7	0+023.48	164.06	
8	0+028.20	161.54	30
9	0+030.74	158.96	
10	0+033.74	158.27	40
11	0+036.24	158.30	
12	0+038.49	158.49	
13	0+043.74	158.65	50
14	0+048.67	158.96	
15	0+054.37	158.99	60
16	0+058.99	163.05	
17	0+064.83	163.38	70
18			
19	0+076.65	165.28	80
20	0+084.58	168.04	
21	0+088.43	172.86	90
22	0+091.43	175.11	100

E. H. "AGUA SALADA", GRO.  
COMPARACIÓN DE RESULTADOS



ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "EL PUENTE", GRO.

RÍO: OMITLÁN

CUENCA: RÍO PAPAGAYO

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

99° 24' 53"

LONGITUD OESTE 17°08'53"

LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 191.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^{1/2})/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{m\acute{a}x.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust. AJUSTE DE FOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(Ff)calc.	Mejor ajuste de $a_o=0.71$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
110	21-Jul-75	3.63	75.10	1.970	148.000	34.00	2.21	127.37	1.162	3.21	31.50	2.384	136.059	147.735	1.086	1.061	144
189	30-Sep-76	3.99	87.96	1.820	160.000	34.38	2.56	164.54	0.972	3.77	31.50	2.792	162.180	169.629	1.046	1.032	167
109	21-Jul-75	3.99	87.14	2.110	184.000	34.08	2.56	162.94	1.129	3.37	31.50	2.766	162.180	169.629	1.046	1.032	167
252	17-Sep-90	4.07	89.39	2.020	180.574	34.73	2.57	167.88	1.076	3.67	31.75	2.815	168.471	174.736	1.037	1.025	173
188	30-Sep-76	4.09	84.47	2.070	177.000	34.49	2.45	153.48	1.153	3.88	31.00	2.725	170.071	176.026	1.035	1.024	174
115	21-Jun-93	4.12	94.75	1.783	169.000	36.69	2.58	178.35	0.948		32.00	2.961	172.492	177.972	1.032	1.021	176
263	25-Sep-90	4.14	91.31	1.921	175.397	34.95	2.61	173.21	1.013	3.82	32.00	2.853	174.120	179.278	1.030	1.019	178
210	24-Sep-82	4.26	95.31	2.027	193.227	35.81	2.66	183.05	1.056	4.04	32.00	2.978	184.118	187.215	1.017	1.009	186
261	24-Sep-90	4.26	99.97	1.993	199.280	36.06	2.77	197.29	1.010	4.08	32.50	3.076	184.118	187.215	1.017	1.009	186
199	13-Ago-90	4.28	93.82	1.975	185.279	38.41	2.44	170.16	1.089	3.85	32.50	2.887	185.823	188.558	1.015	1.008	187
124	28-Jun-93	4.39	97.00	1.836	178.000	35.99	2.70	187.86	0.948		32.00	3.031	195.399	196.039	1.003	0.999	195
137	15-Ago-75	4.55	105.95	1.990	211.000	35.78	2.96	218.48	0.966	4.27	32.00	3.311	209.922	207.217	0.987	0.985	207
168	26-Jul-95	4.70	111.87	2.092	234.000	36.70	3.05	235.19	0.965	4.57	32.00	3.496	224.180	218.015	0.973	0.972	218
305	23-Oct-90	4.74	109.40	2.190	239.593	36.93	2.96	225.65	1.062	4.39	32.50	3.366	228.087	220.947	0.969	0.969	221
133	12-Ago-75	4.76	109.31	1.980	217.000	36.47	3.00	227.24	0.955	4.29	32.50	3.363	230.057	222.421	0.967	0.967	223
237	04-Oct-77	4.80	117.61	1.891	223.087	36.98	3.18	254.35	0.877	4.81	32.00	3.875	234.030	225.385	0.983	0.964	226
206	20-Ago-94	4.90	124.81	1.755	219.000	37.14	3.36	280.02	0.782	5.00	32.50	3.840	244.166	232.693	0.954	0.956	233
114	21-Jun-93	4.98	128.22	1.990	255.000	37.23	3.44	292.41	0.872		32.50	3.945	252.455	238.997	0.947	0.949	240
171	27-Jul-95	4.98	117.98	2.009	237.000	38.01	3.10	251.04	0.944	5.51	33.00	3.675	252.455	238.997	0.947	0.949	240
140	21-Ago-75	5.04	119.68	2.130	256.000	36.98	3.24	261.85	0.978	4.87	33.00	3.627	258.796	243.633	0.941	0.944	244
142	13-Jul-93	5.06	122.48	1.831	224.000	36.84	3.32	272.63	0.821		32.50	3.769	260.931	245.189	0.940	0.943	246
227	24-Jul-78	5.09	122.51	2.100	258.000	37.92	3.23	267.74	0.964	4.70	32.50	3.770	264.155	247.534	0.937	0.940	246
128	29-Jun-93	5.09	123.48	1.914	237.000	37.38	3.30	273.88	0.865		32.50	3.789	264.155	247.534	0.937	0.940	248
174	29-Jul-95	5.15	129.00	2.140	276.000	38.16	3.38	280.57	0.950	5.36	33.00	3.909	270.678	252.280	0.932	0.935	253
127	30-Jun-93	5.17	134.15	2.020	277.000	39.15	3.43	304.90	0.908		32.50	4.128	272.674	253.847	0.930	0.934	255
145	14-Jul-93	5.21	116.76	2.100	249.000	38.28	3.05	245.57	1.014		32.50	3.593	277.300	257.036	0.927	0.930	258
128	30-Jun-93	5.21	132.82	1.930	257.000	37.50	3.54	308.62	0.833		32.50	4.087	277.300	257.036	0.927	0.930	258
166	29-Jul-93	5.25	122.40	2.059	251.000	37.21	3.29	270.73	0.927		33.00	3.709	281.770	260.247	0.924	0.927	261
230	25-Jul-78	5.25	134.55	1.940	282.000	38.05	3.54	312.30	0.839	4.86	33.50	4.016	281.770	260.247	0.924	0.927	261
229	25-Jul-78	5.39	136.22	2.040	279.000	38.79	3.51	314.72	0.887	5.23	34.00	4.006	297.782	271.680	0.912	0.918	273
167	29-Jul-93	5.41	121.56	2.030	247.000	38.64	3.15	280.99	0.946		33.00	3.684	300.090	273.312	0.911	0.914	274
170	27-Jul-95	5.42	131.49	2.198	289.000	38.51	3.41	298.15	0.969	6.39	33.00	3.985	301.259	274.140	0.910	0.914	275
143	22-Ago-75	5.47	118.95	2.200	262.000	37.73	3.15	265.75	1.024	5.16	33.00	3.605	307.143	278.301	0.906	0.910	279
241	30-Sep-93	5.48	122.66	2.137	262.000	37.27	3.29	271.39	0.965		32.50	3.774	308.328	279.138	0.905	0.909	280
144	23-Ago-75	5.50	142.82	2.120	303.000	38.31	3.73	343.38	0.882	5.19	33.00	4.328	310.706	280.815	0.904	0.907	282
200	14-Oct-78	5.51	138.03	2.260	312.000	38.67	3.57	322.38	0.968	5.93	33.00	4.183	311.900	281.655	0.903	0.907	283
242	30-Sep-93	5.52	126.47	2.127	269.000	37.55	3.37	284.17	0.947		33.00	3.832	313.096	282.497	0.902	0.908	284
125	28-Jun-93	5.54	134.25	2.078	276.000	39.44	3.40	303.78	0.909		33.50	4.007	315.496	284.185	0.901	0.904	285
228	24-Jul-78	5.55	128.36	2.180	281.000	39.34	3.26	282.38	0.995	5.29	34.00	3.775	316.701	285.031	0.900	0.904	286

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "EL PUENTE", GRO.

RÍO: OMITLÁN

CUENCA: RÍO PAPAGAYO

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

99° 24' 53"

LONGITUD OESTE 17°08'53"

LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 191.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^*1/2)/h$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{máx.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(F <sub>g</sub> )ajust. AJUSTE DE (H-F <sub>g</sub> ) DE FOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(F <sub>f</sub> )calc.	Mejor ajuste de F <sub>f</sub> para $ao=0.71$	Ccalc. (m <sup>3</sup> /s)
141	12-Jul-93	5.55	130.64	1.949	255.000	37.72	3.46	299.05	0.853		32.50	4.020	316.701	285.031	0.900	0.904	288
197	21-Ago-93	5.82	140.82	2.065	291.000	38.56	3.65	333.16	0.873		33.50	4.198	325.209	290.991	0.895	0.898	292
133	05-Jul-93	5.68	144.19	1.698	245.000	39.78	3.82	340.24	0.720		34.50	4.179	332.809	296.154	0.890	0.894	297
202	04-Jul-78	5.74	135.31	2.280	309.000	41.12	3.29	299.35	1.032	5.87	36.50	3.707	340.108	301.368	0.886	0.889	302
239	25-Sep-93	5.81	149.24	1.828	283.000	39.06	3.82	364.74	0.776		33.50	4.455	348.983	307.508	0.881	0.884	309
142	22-Ago-75	5.81	148.40	2.395	355.434	38.41	3.86	365.39	0.973	5.90	33.00	4.497	348.983	307.508	0.881	0.884	309
261	08-Oct-94	5.82	136.49	2.352	321.000	38.52	3.54	317.23	1.012		34.25	3.985	350.262	308.391	0.880	0.883	309
229	15-Sep-79	5.92	143.12	2.180	310.000	40.74	3.51	330.74	0.937	5.81	36.25	3.948	363.203	317.297	0.874	0.876	318
140	12-Jul-93	5.98	145.40	2.082	303.000	38.20	3.81	354.46	0.855		32.50	4.474	371.100	322.706	0.870	0.872	324
273	01-Sep-78	6.01	141.66	2.380	338.000	39.01	3.63	334.68	1.010	5.38	34.00	4.166	375.085	325.429	0.868	0.870	326
230	12-Sep-83	6.02	160.09	2.174	348.018	40.34	3.97	401.28	0.867	6.00	33.25	4.815	376.419	326.339	0.867	0.869	327
189	21-Ago-81	6.05	151.47	2.000	303.000	43.12	3.51	350.02	0.896	6.18	37.50	4.039	380.438	329.079	0.865	0.867	330
157	29-Ago-85	6.06	156.33	2.316	361.990	40.79	3.83	382.86	0.946	8.68	35.50	4.404	381.783	329.995	0.864	0.866	331
278	27-Sep-80	6.08	140.94	2.320	327.000	41.26	3.42	319.67	1.023	5.56	36.50	3.861	384.482	331.831	0.863	0.865	333
179	20-Ago-92	6.09	181.94	2.103	341.000	40.43	4.01	408.43	0.835		33.00	4.907	385.835	332.751	0.862	0.864	333
167	13-Sep-75	6.09	165.42	1.990	330.000	40.91	4.04	419.85	0.786	5.99	35.00	4.726	385.835	332.751	0.862	0.864	333
214	01-Oct-87	6.10	153.83	2.182	335.866	41.31	3.72	369.57	0.908	6.14	35.00	4.395	387.191	333.672	0.862	0.863	334
238	24-Sep-93	6.10	171.68	1.961	337.000	42.09	4.08	438.28	0.789		36.00	4.769	387.191	333.672	0.862	0.863	334
228	15-Sep-79	6.14	153.94	2.320	358.000	41.44	3.71	369.24	0.970	6.17	36.25	4.247	392.644	337.371	0.859	0.861	338
233	20-Sep-79	6.15	149.53	2.300	345.000	42.51	3.52	345.85	0.998	6.15	37.75	3.961	394.014	338.300	0.859	0.860	339
220	24-Sep-92	6.20	153.46	2.146	330.000	41.63	3.89	366.20	0.901		35.00	4.385	400.905	342.961	0.855	0.857	343
223	25-Sep-92	6.23	164.25	2.088	343.000	41.92	3.92	408.22	0.840		35.00	4.893	405.073	345.776	0.854	0.855	346
197	04-Sep-81	6.24	174.58	1.780	311.000	43.99	3.97	437.61	0.711	7.01	38.00	4.594	406.467	346.716	0.853	0.854	347
221	24-Sep-92	6.28	156.18	2.110	330.000	42.38	3.69	372.62	0.886		35.00	4.462	412.074	350.492	0.851	0.851	351
233	21-Sep-93	6.28	166.49	1.972	329.000	41.87	3.98	417.87	0.787		38.00	4.625	412.074	350.492	0.851	0.851	351
179	04-Sep-86	6.30	155.28	2.438	378.236	41.09	3.78	376.73	1.004	5.83	35.00	4.437	414.894	352.388	0.849	0.850	353
216	03-Sep-79	6.30	158.35	2.120	337.000	42.11	3.78	382.92	0.880	6.31	37.25	4.251	414.894	352.388	0.849	0.850	353
132	05-Jul-93	6.30	165.68	2.074	345.000	41.80	3.96	414.95	0.831		35.00	4.734	414.894	352.388	0.849	0.850	353
196	04-Sep-81	6.37	178.52	1.900	340.000	44.51	4.01	450.65	0.754	6.19	39.00	4.577	424.851	359.068	0.845	0.846	359
237	24-Sep-93	6.43	172.53	2.058	355.000	42.51	4.06	438.98	0.809		36.00	4.793	433.493	364.847	0.842	0.842	365
259	08-Oct-80	6.47	164.00	2.337	383.264	42.75	3.84	401.90	0.954	6.31	33.00	4.970	439.309	366.727	0.839	0.839	369
236	23-Sep-93	6.62	175.12	2.187	383.000	42.80	4.09	447.99	0.855		36.00	4.864	461.514	383.474	0.831	0.830	383
193	25-Ago-81	6.68	178.88	2.140	384.000	46.50	3.85	439.17	0.874	7.19	39.50	4.529	470.570	389.459	0.828	0.827	389
232	21-Sep-93	6.79	173.88	2.135	389.000	42.24	4.12	446.62	0.826		36.00	4.830	487.431	400.559	0.822	0.820	400
178	19-Ago-92	6.82	188.56	2.187	413.000	42.27	4.46	511.06	0.808		35.25	5.350	492.087	403.815	0.820	0.819	403
198	05-Sep-81	6.89	199.64	2.130	427.000	46.47	4.30	527.59	0.809	7.27	40.00	4.991	503.048	410.794	0.817	0.815	410
192	25-Ago-81	6.99	179.83	2.320	417.000	46.08	3.90	444.93	0.937	7.26	40.00	4.491	518.941	421.167	0.812	0.809	420
177	19-Ago-92	7.13	193.44	2.413	467.000	43.75	4.42	521.10	0.896		35.25	5.488	541.656	435.918	0.805	0.802	435

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "EL PUENTE", GRO.

RÍO: OMITLÁN

CUENCA: RÍO PAPAGAYO

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

99° 24' 53"

LONGITUD OESTE 17°08'53"

LATITUD NORTE

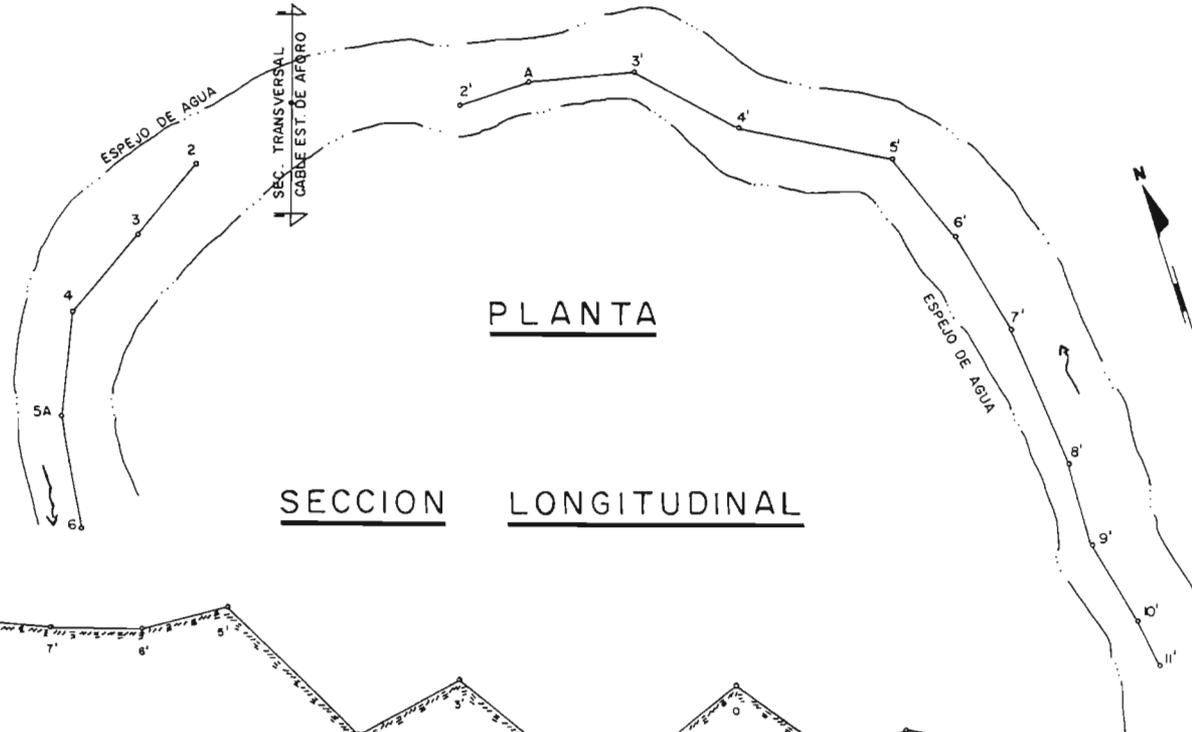
ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 191.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18	
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^2/12)/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{máx.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(F <sub>g</sub> )ajust AJUSTE DE (H-F <sub>g</sub> ) DE FOROS Y TOP.	(Q)ajust (m <sup>3</sup> /s)	(F <sub>f</sub> )calc.	Mejor ajuste de F <sub>f</sub> para $a_0=0.71$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)	
185	11-Sep-75	7.38	204.75	2.230	457.000	49.99	4.10	524.14	0.872	7.07	41.00	4.994	583.563	482.928	0.783	0.790	481	
207	27-Ago-79	7.42	247.42	2.094	518.170	51.47	4.81	704.73	0.735	9.09	40.25	6.147	590.425	467.330	0.792	0.789	488	
268	21-Sep-89	7.91	253.10	2.208	558.897	48.78	5.19	758.58	0.737	9.07	40.00	6.328	678.109	523.024	0.771	0.789	521	
251	20-Sep-84	8.14	287.77	2.215	583.088	53.42	5.01	784.27	0.756	9.98	41.50	6.452	721.550	550.301	0.783	0.781	549	
250	13-Sep-84	8.25	286.68	2.170	579.000	49.87	5.35	815.50	0.710	9.82	39.50	8.751	742.842	563.803	0.759	0.758	583	
265	19-Sep-89	8.28	233.48	2.286	533.686	45.75	5.10	692.08	0.771	8.40	38.00	6.144	748.707	567.280	0.758	0.757	567	
228	07-Sep-88	8.53	259.01	2.110	548.000	50.76	5.10	767.88	0.714	8.92	41.00	6.317	798.548	598.211	0.749	0.750	599	
264	19-Sep-89	8.54	241.45	2.383	575.463	46.53	5.19	723.70	0.795	8.39	38.00	6.354	800.577	599.467	0.749	0.749	600	
262	18-Sep-89	8.58	245.58	2.508	615.868	47.00	5.23	739.47	0.833	9.02	38.00	6.463	808.723	604.505	0.747	0.748	605	
DATOS OBTENIDOS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE LA SECCIÓN DE AFOROS		3.000	82.100			28.520	2.18	104.32					98.952	113.697	1.149	1.106	109	
		4.000	102.540			35.540	2.89	207.82					162.957	170.263	1.045	1.031	168	
		5.000	135.590			39.740	3.41	307.30						254.558	240.537	0.945	0.947	241
		6.000	172.080			44.470	3.67	424.14						373.754	324.520	0.888	0.870	325
		7.000	212.680			48.330	4.40	571.13						520.548	422.211	0.811	0.809	421
		8.000	256.540			52.600	4.88	737.79						694.934	533.611	0.788	0.768	532
		9.000	302.840			54.850	5.52	948.03						896.917	658.720	0.734	0.739	663
		10.000	350.740			57.540	6.10	1170.39						1126.496	787.537	0.708	0.723	615
		11.000	398.440			59.160	6.73	1420.97						1383.670	850.063	0.667	0.716	990
		12.000	455.740			62.680	7.27	1710.45						1668.441	1116.297	0.669	0.712	1188
13.000	502.890			64.800	7.76	1971.23						1980.806	1296.239	0.654	0.711	1408		
14.000	659.890			68.530	8.17	2271.18						2320.768	1489.891	0.642	0.710	1648		

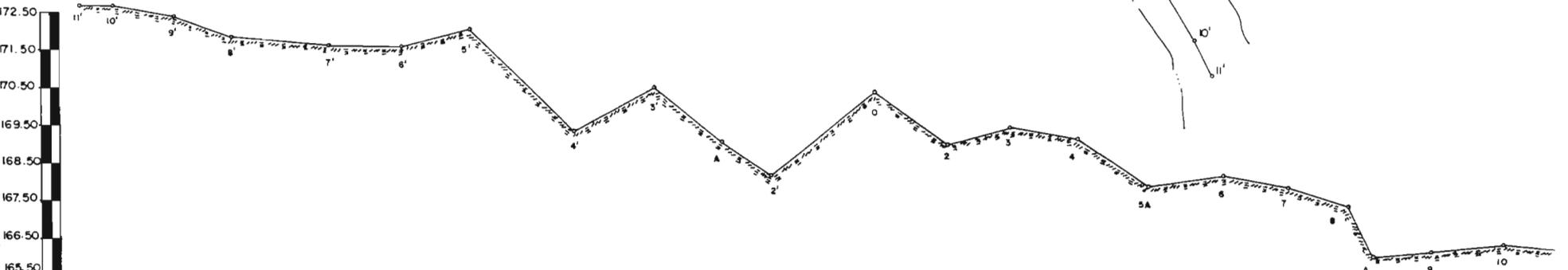
# ESTACION HIDROMETRICA EL PUENTE, GRO.



ESC. HOR. 1:6000  
ESC. VER. 1:100

## SECCION LONGITUDINAL

ELEVACIONES m. s. n. m. m.

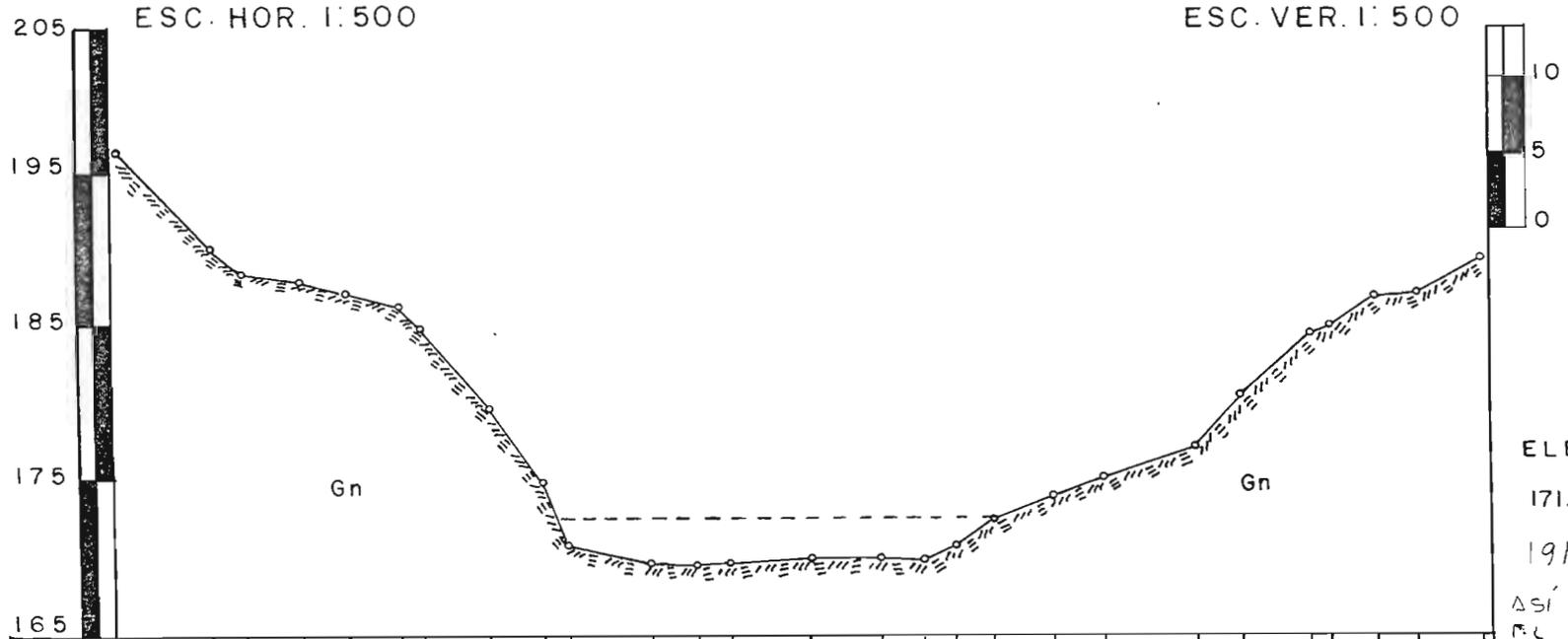


Est.	Codimento	Elev.
11	1+254.75	172.67
10'	1+201.72	172.63
9'	1+108.96	172.39
8'	1+018.96	171.79
7'	0+860.55	171.59
6'	0+745.08	171.58
5'	0+640.38	172.01
4'	0+477.04	169.37
3'	0+352.41	170.68
4	0+245.10	169.08
2'	0+164.50	168.24
0	0+000.00	169.91
2	0+117.72	168.98
3	0+218.73	169.38
4	0+319.67	169.15
5A	0+434.03	167.38
6	0+554.00	168.17
7	0+657.93	167.86
8	0+754.14	167.24
4	0+791.52	165.91
9	0+876.74	166.02
10	0+993.25	166.24
1	1+044.86	166.11

# ESTACION HIDROMETRICA EL PUENTE, GRO.

## SECCION TRANSVERSAL

ELEVACIONES m. s. n. m. m.

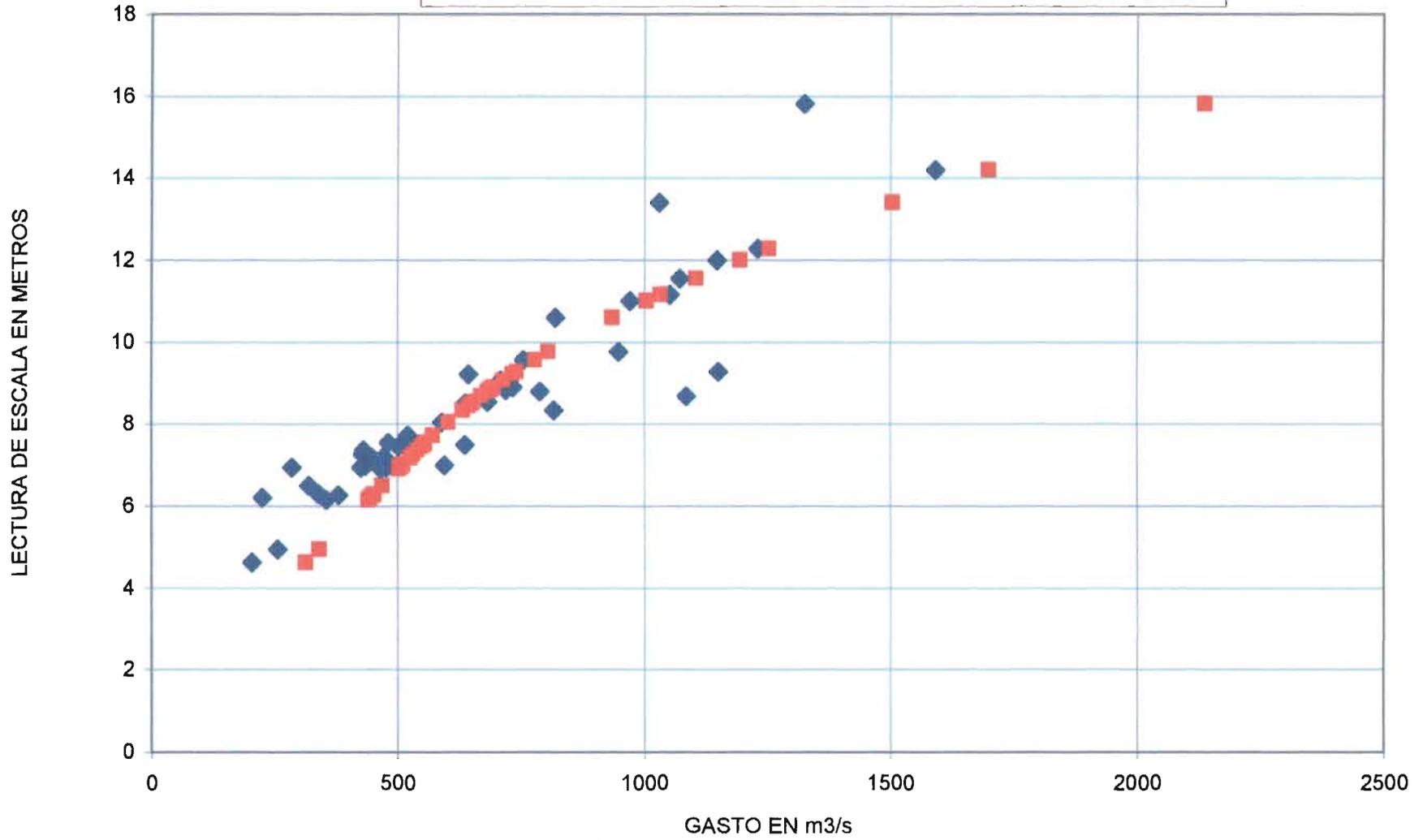


Est	Codenamto	Elev.
1	0+000.00	197.00
2	0+006.69	190.70
3	0+007.92	189.13
4	0+011.78	188.77
5	0+015.11	187.71
6	0+018.72	186.84
7	0+020.31	185.32
8	0+024.41	179.99
9	0+028.32	174.97
10	0+029.46	170.93
11	0+034.96	170.00
12	0+037.96	169.85
13	0+039.96	170.01
14	0+045.46	170.28
15	0+049.96	170.22
16	0+052.96	170.22
17	0+055.11	170.98
18	0+057.65	172.99
19	0+061.62	174.60
20	0+064.82	175.57
21	0+071.24	177.78
22	0+074.35	181.15
23	0+078.62	184.83
24	0+080.20	185.66
25	0+082.96	187.61
26	0+085.46	187.71
27	0+089.98	190.13

ELEVACION  
171.89 M.S.N.M.  
191.89 M.S.N.M.  
ASI VENIA EN  
EL LEVANTA  
MIEN TOPOGRA  
FICO

E. H. "EL PUENTE", GRO.  
COMPARACIÓN DE RESULTADOS

◆ GASTOS MÁXIMOS ANUALES EXTRAPOLADOS    ■ GASTOS MÁXIMOS ANUALES REVISADOS



ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "LA PAROTA", GRO.

RÍO: PAPAGAYO

CUENCA: RÍO PAPAGAYO

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

99° 37' 24"

LONGITUD OESTE 16° 55' 59" LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 93.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m²)	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m³/s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^*1/2)/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{m\acute{a}x.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust AJUSTE DE (H-Fg) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust (m³/s)	(Ff)calc.	Mejor ajuste de Ff para $a_0=0.83$	Qcalc. (m³/s)
227	02-Oct-91	3.33	308.65	2.035	628.234	95.29	3.24	675.69	0.930	4.82	93.50	3.301	621.505	488.747	0.786	0.779	484.390
67	28-Jun-86	3.39	223.72	1.998	447.000	92.25	2.43	403.83	1.107	3.36	94.00	2.380	644.942	509.030	0.789	0.783	505.031
172	20-Ago-92	3.44	336.29	1.909	642.000	95.44	3.52	778.70	0.824	5.39	94.00	3.578	664.644	526.065	0.791	0.786	522.377
135	03-Sep-85	3.45	293.58	1.820	534.304	99.22	2.96	605.01	0.883	4.45	100.00	2.936	668.603	529.487	0.792	0.787	525.862
83	18-Jul-85	3.52	250.76	1.822	457.000	99.10	2.63	465.64	0.981	3.55	95.00	2.640	696.488	553.574	0.795	0.790	550.397
114	13-Ago-85	3.53	293.10	1.600	469.000	102.17	2.87	591.78	0.793	4.03	114.00	2.571	700.497	557.034	0.795	0.791	553.923
132	27-Ago-85	3.54	285.56	1.733	495.000	100.15	2.85	574.20	0.882	4.05	99.00	2.884	704.511	560.500	0.796	0.791	557.452
84	18-Jul-85	3.55	294.31	1.855	546.000	100.30	2.93	603.22	0.905	4.26	99.00	2.973	708.532	563.970	0.796	0.792	560.987
122	05-Jul-93	3.55	333.92	1.756	587.000	94.41	3.54	775.16	0.757	5.44	93.00	3.591	708.532	563.970	0.796	0.792	560.987
114	25-Ago-86	3.57	295.41	1.909	584.000	100.31	2.94	606.94	0.929	4.86	99.50	2.969	716.592	570.925	0.797	0.793	568.072
66	27-Jun-86	3.57	308.24	2.017	622.000	99.90	3.09	653.29	0.952	4.19	101.00	3.052	716.592	570.925	0.797	0.793	568.072
78	09-Jul-90	3.58	363.10	1.641	596.000	101.82	3.57	847.53	0.703	5.45	100.00	3.831	720.632	574.410	0.797	0.793	571.621
67	01-Jul-85	3.62	272.90	1.971	538.000	99.11	2.75	536.12	1.004	3.40	99.00	2.757	736.852	588.397	0.799	0.795	585.867
219	25-Sep-92	3.63	322.94	2.034	657.000	96.29	3.35	723.57	0.908	5.23	95.00	3.399	740.922	591.906	0.799	0.796	589.440
148	16-Jul-88	3.65	319.32	1.880	594.000	95.42	3.35	714.42	0.831	5.22	98.00	3.258	749.081	598.938	0.800	0.796	596.601
165	27-Jul-88	3.65	332.89	1.456	485.000	101.38	3.28	735.42	0.659	5.06	101.50	3.260	749.081	598.938	0.800	0.796	596.601
145	29-Ago-87	3.68	303.51	1.900	576.634	101.17	3.00	631.33	0.913	4.54	96.00	3.162	781.367	609.524	0.801	0.798	607.377
218	25-Sep-92	3.70	331.18	1.993	660.000	97.39	3.40	748.91	0.881	5.38	98.50	3.362	789.588	616.605	0.801	0.799	614.585
223	29-Sep-92	3.70	322.89	2.137	690.000	96.69	3.34	721.39	0.956	5.03	95.50	3.381	789.588	616.605	0.801	0.799	614.585
171	19-Ago-92	3.73	372.70	2.010	749.000	99.73	3.74	897.53	0.835	5.86	94.50	3.944	781.967	627.262	0.802	0.800	625.431
87	13-Jul-90	3.73	378.73	1.705	646.000	103.01	3.68	902.19	0.716	5.70	98.50	3.645	781.967	627.262	0.802	0.800	625.431
80	14-Jul-86	3.78	318.87	1.931	618.000	100.62	3.17	687.97	0.895	5.05	100.50	3.173	794.401	637.964	0.803	0.801	636.318
217	24-Sep-92	3.78	341.80	2.019	690.000	97.55	3.50	788.50	0.875	5.29	100.50	3.401	794.401	637.964	0.803	0.801	636.318
133	28-Ago-85	3.77	307.83	1.759	541.519	102.68	3.00	640.02	0.846	4.92	96.00	3.207	796.558	641.541	0.803	0.801	639.856
178	19-Ago-93	3.78	337.26	2.114	713.000	101.34	3.33	751.77	0.948	5.14	115.00	2.933	802.722	645.123	0.804	0.802	643.688
181	05-Ago-88	3.78	371.52	1.701	632.000	101.81	3.65	880.60	0.718	5.56	100.00	3.715	802.722	645.123	0.804	0.802	643.688
237	12-Oct-91	3.79	385.46	1.896	730.957	99.90	3.86	948.25	0.771	6.09	102.00	3.779	806.891	646.709	0.804	0.802	647.245
126	28-Jun-88	3.80	344.86	1.502	518.000	101.54	3.39	778.52	0.865	5.02	98.50	3.499	811.067	652.301	0.804	0.803	650.897
150	19-Jul-88	3.86	341.30	1.517	518.000	97.70	3.49	785.77	0.859	5.32	101.50	3.363	836.251	673.951	0.806	0.805	672.899
224	29-Sep-92	3.89	345.62	2.106	728.000	99.56	3.47	792.39	0.919	5.34	102.00	3.368	848.927	684.642	0.807	0.806	683.960
216	24-Sep-92	3.92	371.87	2.233	830.000	100.45	3.70	889.12	0.934	5.78	98.50	3.773	861.659	695.777	0.807	0.807	695.060
127	10-Ago-90	3.96	404.24	1.880	760.000	103.04	3.92	1005.53	0.756	5.95	99.00	4.083	878.721	710.424	0.808	0.808	709.920
182	21-Ago-93	4.02	380.79	2.017	768.000	104.18	3.66	903.67	0.850	5.85	102.00	3.733	904.501	732.540	0.810	0.810	732.341
122	06-Sep-86	4.03	356.57	1.825	651.000	104.22	3.42	809.61	0.804	5.80	103.00	3.462	908.819	736.243	0.810	0.810	736.092
200	19-Ago-88	4.03	389.34	1.864	726.000	98.57	3.95	972.86	0.746	5.32	104.00	3.744	908.819	736.243	0.810	0.810	736.092
197	29-Ago-89	4.04	395.36	1.962	776.000	98.96	4.00	995.44	0.780	5.88	97.50	4.055	913.143	739.951	0.810	0.810	739.848
214	30-Ago-88	4.05	380.09	1.873	636.000	103.26	3.68	906.13	0.702	5.40	100.00	3.801	917.474	743.664	0.811	0.810	743.609
233	10-Oct-91	4.07	393.20	2.042	802.930	100.67	3.91	975.19	0.823	5.96	102.50	3.836	926.154	751.104	0.811	0.811	751.142

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "LA PAROTA", GRO.

RÍO: PAPAGAYO

CUENCA: RÍO PAPAGAYO

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

99° 37' 24"

LONGITUD OESTE 16° 55' 59" LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 93.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^2/12)/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{m\acute{a}x.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust. AJUSTE DE (H-Fg) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(Ff)calc.	Mejor ajuste de Ff para $\alpha=0.83$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
128	04-Jul-88	4.10	312.18	2.354	735.000	91.28	3.42	708.74	1.037	4.88	99.00	3.153	939.220	762.300	0.812	0.812	762.473
120	24-Jun-88	4.10	388.94	1.797	883.000	104.35	3.54	856.24	0.774	5.41	100.00	3.889	939.220	762.300	0.812	0.812	762.473
192	13-Sep-83	4.13	392.35	2.211	887.496	107.69	3.64	928.98	0.934	9.90	104.00	3.773	952.342	773.540	0.812	0.813	773.843
174	23-Jun-82	4.14	388.88	1.885	732.952	98.91	3.93	968.72	0.757	5.40	103.00	3.776	956.728	777.297	0.812	0.813	777.641
194	16-Ago-88	4.15	408.75	1.781	728.000	106.30	3.85	1003.25	0.728	5.68	110.50	3.889	961.121	781.058	0.813	0.813	781.444
220	03-Sep-88	4.16	413.86	1.841	762.000	103.42	4.00	1043.16	0.730	6.11	105.00	3.942	965.520	784.824	0.813	0.813	785.251
95	20-Jul-90	4.16	439.07	2.124	932.474	105.81	4.15	1133.81	0.822	6.16	103.50	4.242	965.520	784.824	0.813	0.813	785.251
263	17-Oct-89	4.17	460.87	2.171	1000.756	105.82	4.36	1229.10	0.814	6.33	104.00	4.431	969.925	788.595	0.813	0.814	789.061
175	02-Ago-88	4.19	405.44	1.918	778.000	106.62	3.80	987.76	0.788	5.81	107.00	3.789	978.753	796.152	0.813	0.814	796.696
236	03-Oct-89	4.19	438.21	1.948	854.000	102.39	4.28	1155.13	0.739	6.30	102.00	4.296	978.753	796.152	0.813	0.814	796.696
219	13-Sep-89	4.20	420.00	2.057	864.000	101.61	4.13	1081.74	0.799	6.21	101.00	4.158	983.177	799.937	0.814	0.814	800.516
213	08-Sep-89	4.21	427.74	2.083	891.000	96.78	4.42	1151.97	0.773	6.19	102.00	4.194	987.606	803.727	0.814	0.814	804.347
146	15-Jul-88	4.22	331.51	2.603	883.000	99.29	3.34	740.56	1.165	5.15	100.00	3.315	992.042	807.523	0.814	0.815	808.179
225	19-Sep-89	4.23	472.92	1.848	874.000	103.88	4.55	1299.21	0.673	6.94	105.00	4.504	996.485	811.323	0.814	0.815	812.015
88	28-Jun-86	4.24	372.09	2.144	798.000	103.03	3.61	875.87	0.911	5.00	105.00	3.544	1000.933	815.128	0.814	0.815	815.855
132	07-Jul-88	4.27	352.81	1.876	862.000	107.52	3.28	779.07	0.850	5.02	112.00	3.150	1014.315	826.572	0.815	0.816	827.401
172	02-Oct-80	4.28	355.86	2.421	881.860	100.07	3.56	829.08	1.040	4.78	102.00	3.489	1018.788	830.396	0.815	0.816	831.258
135	08-Jul-88	4.30	383.02	1.796	888.000	107.49	3.56	893.56	0.770	5.85	110.50	3.468	1027.753	838.059	0.815	0.816	838.984
99	13-Jul-87	4.31	405.14	2.115	857.000	110.41	3.67	963.84	0.889	6.12	117.00	3.463	1032.245	841.898	0.816	0.817	842.854
188	11-Ago-88	4.31	429.76	1.991	856.000	106.83	4.02	1087.05	0.787	6.17	109.50	3.925	1032.245	841.898	0.816	0.817	842.854
198	18-Ago-88	4.33	413.71	1.759	728.000	102.44	4.04	1049.17	0.694	5.68	104.00	3.978	1041.247	849.590	0.816	0.817	850.605
226	09-Sep-88	4.36	479.30	1.758	843.000	103.82	4.82	1328.90	0.634	7.29	104.00	4.809	1054.796	861.165	0.816	0.817	862.264
218	12-Sep-89	4.36	463.45	1.868	866.000	105.09	4.41	1246.32	0.695	7.03	104.00	4.456	1054.796	861.165	0.816	0.817	862.264
120	05-Sep-86	4.40	408.89	1.891	773.000	106.59	3.83	1001.18	0.772	5.55	107.00	3.820	1072.949	876.666	0.817	0.818	877.867
107	22-Jun-89	4.41	465.56	1.999	931.000	109.81	4.24	1219.55	0.763	6.42	109.50	4.252	1077.503	880.554	0.817	0.818	881.778
215	11-Sep-89	4.45	468.83	1.941	910.000	104.11	4.50	1277.58	0.712	6.66	105.00	4.463	1095.779	896.152	0.818	0.819	897.465
223	12-Sep-75	4.49	429.31	2.436	1045.839	112.58	3.81	1047.88	0.998	5.32	126.00	3.407	1114.155	911.828	0.818	0.820	913.218
131	05-Jul-88	4.50	444.81	1.850	823.000	107.88	4.12	1143.75	0.720	6.41	101.00	4.404	1118.764	915.759	0.819	0.820	917.167
82	15-Jul-86	4.50	421.30	2.505	1055.468	105.31	4.00	1061.71	0.994	5.93	107.00	3.937	1118.784	915.759	0.819	0.820	917.167
149	16-Jul-88	4.50	457.49	1.916	877.000	111.79	4.09	1170.49	0.749	6.63	113.50	4.031	1118.784	915.759	0.819	0.820	917.167
234	10-Oct-91	4.51	466.88	1.946	908.325	105.24	4.44	1260.53	0.721	7.25	103.50	4.511	1123.380	919.694	0.819	0.820	921.120
225	09-Sep-88	4.54	448.14	1.932	866.000	101.60	4.41	1205.30	0.718	6.55	103.00	4.351	1137.264	931.531	0.819	0.820	933.004
193	16-Ago-88	4.57	436.03	1.896	827.000	106.61	4.09	1115.14	0.742	5.58	106.00	4.113	1151.204	943.412	0.820	0.821	944.926
219	02-Sep-88	4.57	467.34	1.859	889.000	105.69	4.42	1259.02	0.690	6.60	107.00	4.368	1151.204	943.412	0.820	0.821	944.926
156	22-Jul-88	4.59	421.17	2.087	879.000	111.67	3.77	1020.48	0.861	5.70	113.00	3.727	1160.528	951.356	0.820	0.821	952.695
108	23-Jun-89	4.65	442.16	2.500	1105.474	104.24	4.24	1158.62	0.954	6.53	102.50	4.314	1188.649	975.307	0.821	0.822	976.903
224	08-Sep-88	4.68	490.85	1.876	921.000	104.04	4.72	1380.75	0.667	7.16	107.00	4.567	1202.793	987.347	0.821	0.822	988.964
196	24-Sep-77	4.71	496.33	1.937	961.223	116.49	4.26	1304.44	0.737	6.18	129.00	3.848	1216.994	999.432	0.821	0.823	1001.062

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "LA PAROTA", GRO.

RÍO: PAPAGAYO

CUENCA: RÍO PAPAGAYO

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

99° 37' 24"

LONGITUD OESTE 16° 55' 59" LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERRO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 93.00

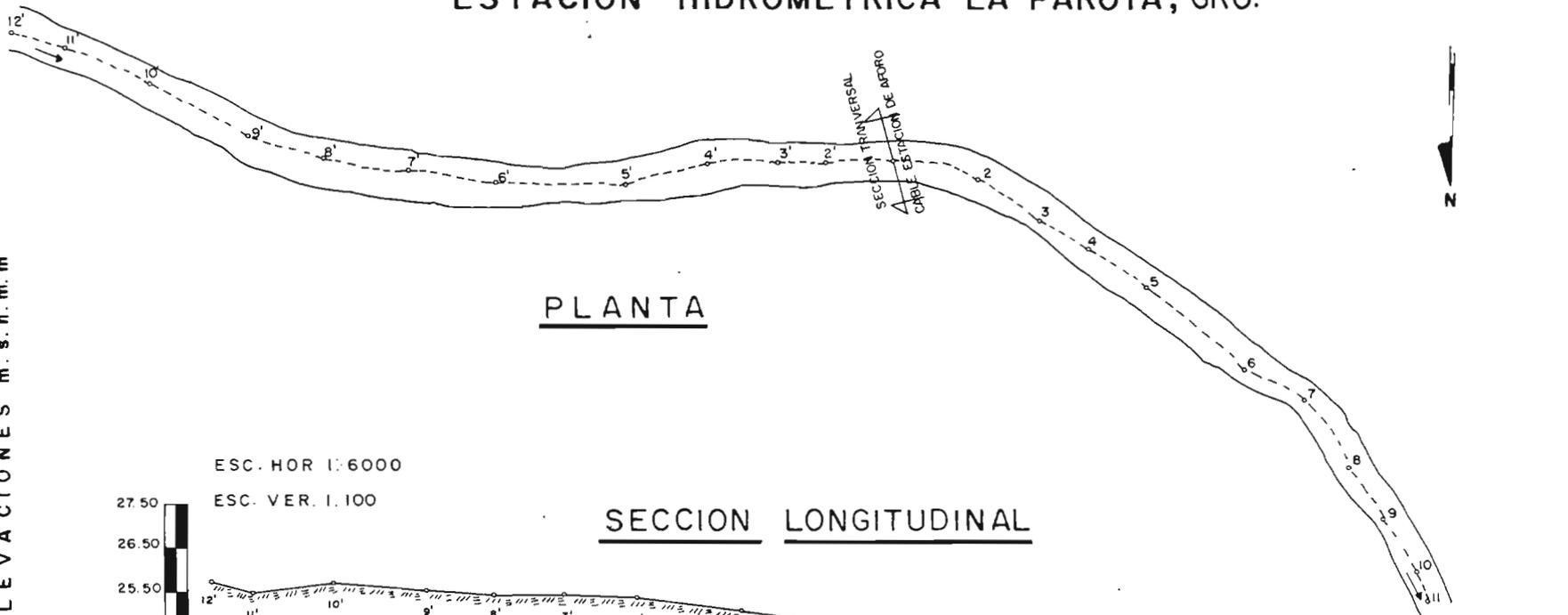
PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^2/12)/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{m\acute{a}x}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(F <sub>g</sub> )ajust. AJUSTE DE (H-F <sub>g</sub> ) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(F)calc. (m <sup>3</sup> /s)	Mejor ajuste de F para $\alpha=0,83$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
197	18-Ago-88	4.72	438.27	2.289	999.000	103.89	4.21	1137.02	0.879	6.56	105.50	4.135	1221.739	1003.469	0.821	0.823	1005.104
121	06-Sep-86	4.72	483.41	1.962	948.546	112.67	4.29	1278.40	0.743	8.20	118.00	4.097	1221.739	1003.469	0.821	0.823	1005.104
95	10-Jul-87	4.75	425.85	2.539	1080.807	110.15	3.86	1046.17	1.031	6.10	121.50	3.503	1236.014	1015.612	0.822	0.823	1017.254
190	20-Sep-77	4.81	479.37	1.914	917.651	113.43	4.23	1253.04	0.732	6.10	132.50	3.618	1264.730	1040.028	0.822	0.824	1041.668
201	20-Ago-88	4.82	506.50	2.007	1017.000	108.07	4.69	1418.50	0.717	6.68	112.00	4.522	1269.537	1044.114	0.822	0.824	1045.752
218	02-Sep-88	4.84	508.52	1.853	945.000	113.73	4.47	1380.16	0.685	7.11	112.50	4.520	1279.171	1052.301	0.823	0.824	1053.933
143	24-Jun-78	5.09	524.84	2.142	1124.079	117.83	4.45	1420.83	0.791	6.49	139.00	3.776	1401.687	1156.279	0.825	0.826	1157.656
215	31-Ago-88	5.22	538.81	2.280	1229.000	114.35	4.71	1514.38	0.812	7.40	116.50	4.625	1466.925	1211.545	0.826	0.827	1212.676
178	24-Jul-78	5.32	523.94	1.972	1033.177	118.47	4.42	1411.66	0.732	6.41	137.00	3.824	1617.821	1254.616	0.827	0.827	1255.513
133	15-Sep-79	5.35	515.08	2.744	1413.278	105.17	4.90	1485.47	0.951	6.72	110.50	4.661	1533.210	1267.631	0.827	0.827	1268.452
218	01-Sep-88	5.40	500.39	2.354	1178.000	106.48	4.70	1403.90	0.839	7.04	111.00	4.508	1558.983	1289.421	0.827	0.828	1290.108
134	15-Sep-79	5.40	548.82	2.741	1503.554	105.71	5.19	1644.53	0.914	6.83	120.00	4.572	1558.983	1289.421	0.827	0.828	1290.108
217	01-Sep-88	5.46	551.48	2.497	1378.831	116.42	4.74	1555.48	0.865	7.46	115.00	4.785	1590.116	1315.730	0.827	0.828	1316.246
196	17-Ago-88	5.47	582.20	2.439	1370.940	118.41	4.75	1588.15	0.863	7.47	116.50	4.826	1595.326	1320.131	0.827	0.828	1320.618
125	08-Jul-83	5.48	615.84	1.780	1096.000	111.49	5.52	1923.33	0.570	8.01	109.00	5.648	1600.543	1324.538	0.828	0.828	1324.995
226	20-Jun-89	5.60	600.05	2.739	1643.291	115.97	5.17	1795.07	0.915	8.17	114.00	5.264	1663.625	1377.794	0.828	0.828	1377.878
249	28-Oct-81	5.61	531.33	2.441	1297.015	110.82	4.80	1512.58	0.857	6.30	131.00	4.056	1668.922	1382.264	0.828	0.828	1382.315
222	07-Sep-88	5.69	626.36	2.297	1438.667	119.76	5.23	1887.26	0.762	6.55	118.00	5.308	1711.522	1418.195	0.829	0.828	1417.979
221	07-Sep-88	5.80	649.44	2.371	1540.105	120.71	5.38	1984.05	0.772	6.73	118.50	5.481	1770.745	1468.108	0.829	0.829	1467.509
169	20-Sep-84	5.90	821.92	2.579	1803.723	119.90	5.19	1863.57	0.861	8.17	130.00	4.784	1825.234	1513.993	0.829	0.829	1513.034
159	06-Sep-84	5.99	806.03	2.850	1727.441	112.73	5.38	1859.79	0.929	7.71	131.00	4.626	1874.804	1555.703	0.830	0.829	1554.415
218	22-Sep-93	7.09	732.82	2.671	1957.000	133.65	5.48	2278.68	0.859	8.27	130.50	5.815	2521.210	2097.257	0.832	0.830	2092.324
DATOS OBTENIDOS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE LA SECCIÓN DE AFOROS	7.820	849.000				140.547	6.04	2816.000					2991.572	2489.057	0.832	0.830	2482.932
	7.880	858.000				141.354	6.07	2855.000					3031.700	2522.410	0.832	0.830	2516.246
	9.580	1100.000				150.164	7.33	4149.000					4261.352	3539.980	0.831	0.830	3536.920
	10.580	1250.000				156.391	7.99	4997.000					5068.316	4204.048	0.829	0.830	4206.702
	12.340	1525.000				165.184	9.23	6711.000					6839.051	5490.641	0.827	0.830	5510.413
12.660	1577.000				166.838	9.45	7050.000					6945.259	5740.714	0.827	0.830	5764.565	

# ESTACION HIDROMETRICA LA PAROTA, GRO.

ELEVACIONES m. s. n. m. m

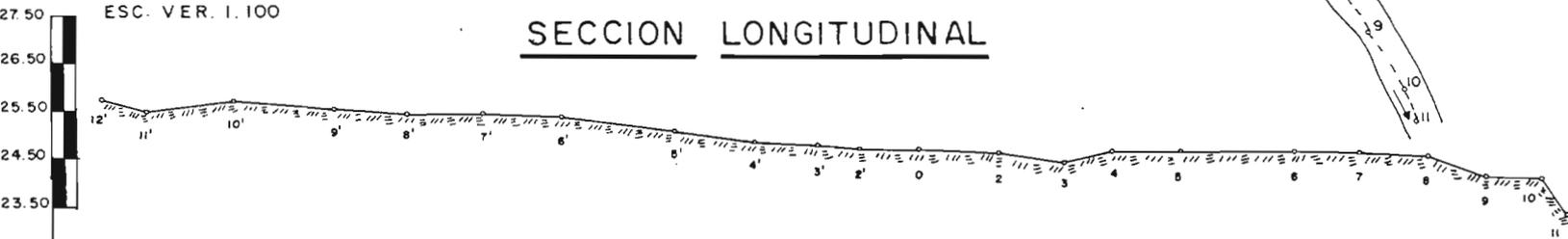


PLANTA

ESC. HOR 1:6000  
ESC. VER. 1:100



SECCION LONGITUDINAL



Est.	Codenamiento	Elevacion	Codenamiento Cerrado
12'	1+029.56	26.26	1050
11'	0+966.69	25.96	1000
10'	0+862.65	26.23	950
9'	0+737.00	26.13	900
8'	0+645.54	26.05	850
7'	0+549.25	25.98	800
6'	0+452.54	25.95	750
5'	0+306.28	25.65	700
4'	0+209.75	25.40	650
3'	0+131.77	25.30	600
2'	0+074.59	25.28	550
0	0+000.00	25.26	500
2	0+098.37	25.26	450
3	0+180.90	25.00	400
4	0+244.86	25.22	350
5	0+325.48	25.20	300
6	0+470.21	25.19	250
7	0+547.94	25.17	200
8	0+637.86	25.15	150
9	0+709.31	24.75	100
10	0+782.01	24.73	50
11	0+816.57	24.48	0

# ESTACION HIDROMETRICA LA PAROTA, GRO.

ESC. HOR. 1:1000

ESC. VER. 1: 500

CABLE DE LA CANASTILLA ELEV. 40.0 m

## SECCION TRANSVERSAL

LAMINA DE AGUA

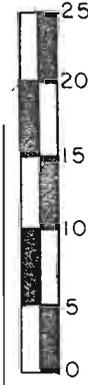
Qal

G<sub>N</sub>

G<sub>N</sub>

ELEVACION  
25.86 M.S.N.M.

ELEVACIONES  
m. s. n. m. m.

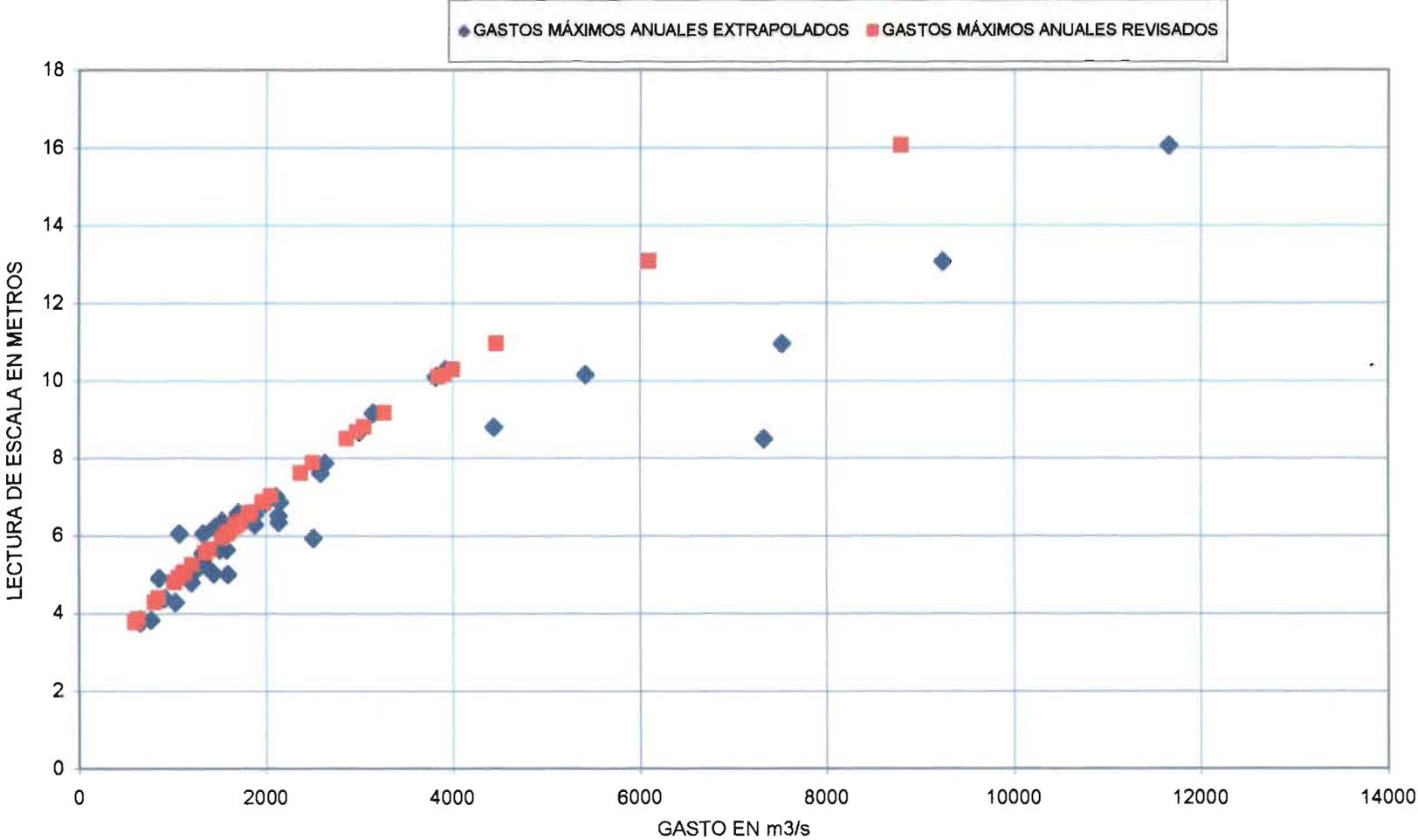


ESCALA HIDROMETRICA

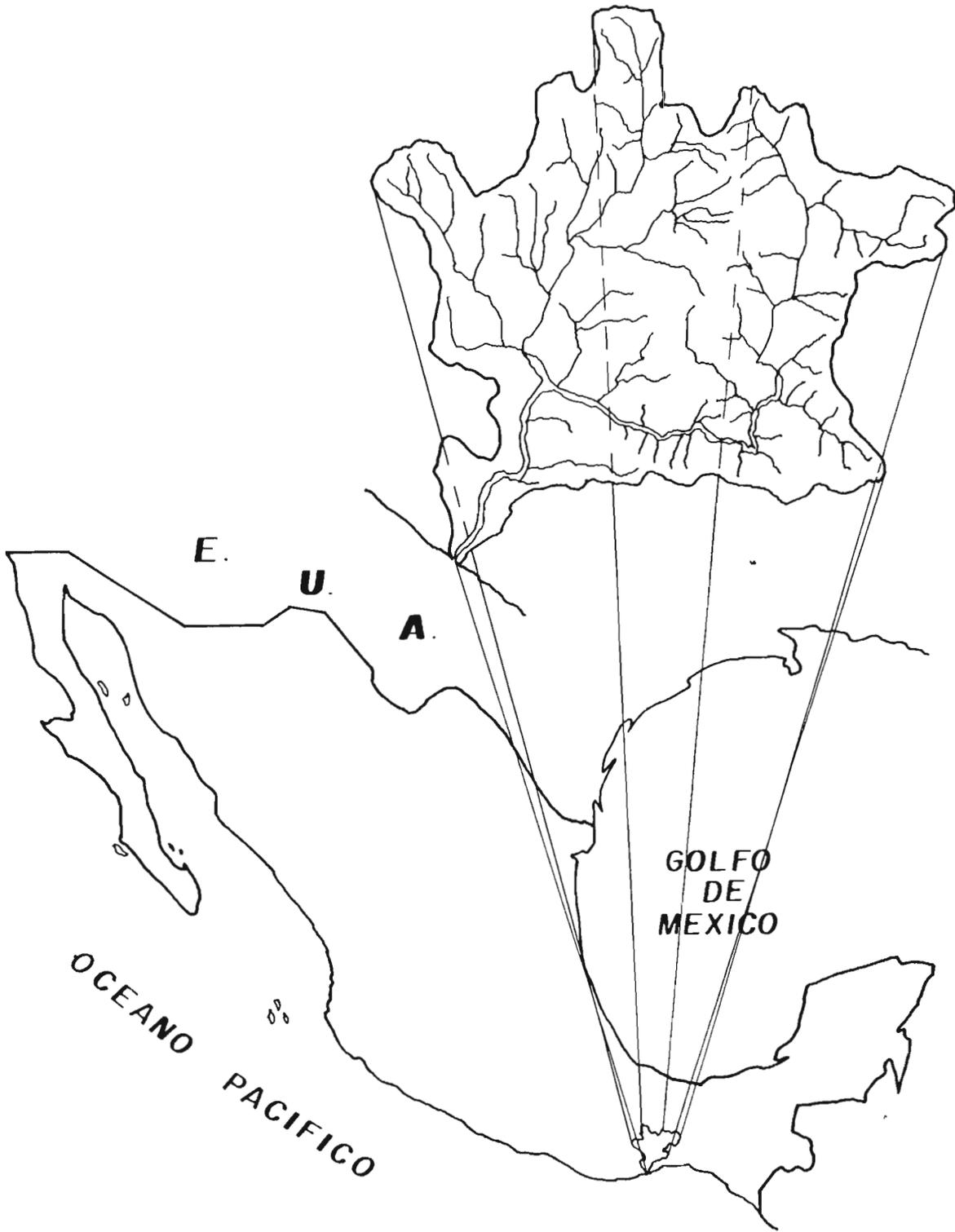
Est.	Cadenamiento	Elevacion	Cadenamiento Cerrado
0	0+000.00	43.69	0
	0+005.86	42.19	10
	0+010.17	38.52	20
	0+016.46	36.44	30
	0+020.59	35.44	40
	0+026.10	33.74	50
	0+040.30	31.77	60
	0+050.23	30.11	70
	0+073.36	26.05	80
	0+077.23	25.30	90
	0+081.23	24.22	100
	0+087.23	24.46	110
	0+095.23	24.65	120
	0+099.23	24.76	130
	0+103.23	24.97	140
	0+112.23	25.42	150
	0+123.23	25.71	160
	0+131.23	25.98	170
	0+144.23	26.14	180
	0+148.10	26.16	
	0+151.25	28.66	
	0+158.08	30.78	
	0+164.51	33.68	
	0+171.70	38.20	
	0+179.23	43.10	

DISTANCIA EN METROS

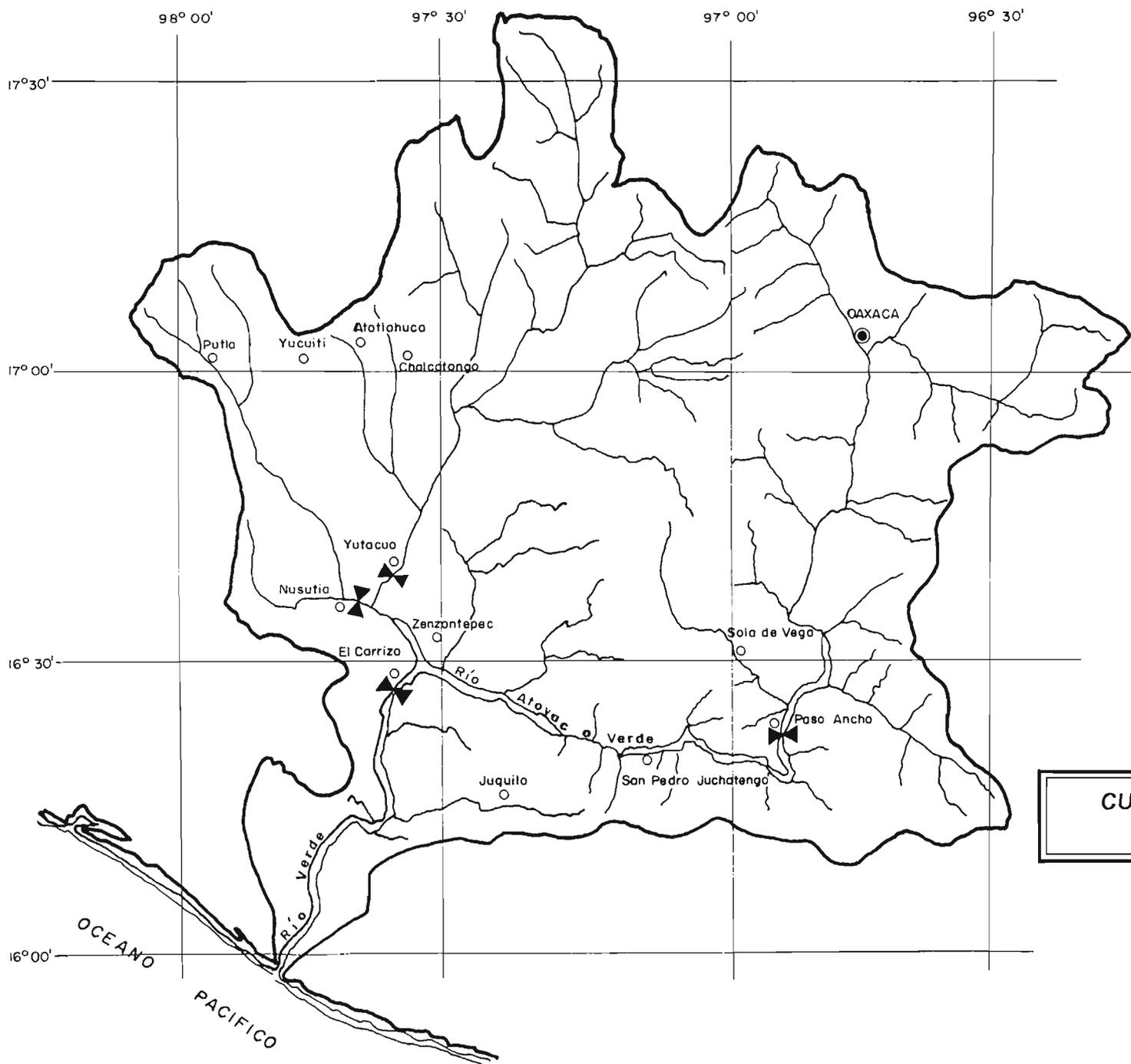
E. H. "LA PAROTA", GRO.  
COMPARACIÓN DE RESULTADOS



## **C) CUENCA DEL RÍO VERDE**



RIO VERDE  
UBICACION DE LA CUENCA



**SIMBOLOGIA**

- ESTACION CLIMATOLOGICA
- ▴ ESTACION HIDROMETRICA

**CUENCA HIDROLOGICA**  
RIO VERDE

## COMPARACIÓN DE LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES, CON LOS GASTOS CALCULADOS CON EL MÉTODO PROPUESTO

CUENCA DEL RÍO VERDE O ATOYAC

AÑO	E. H. NUSUTIA, OAX.							E. H. YUTACUÁ, OAX.						E. H. PASO ANCHO, OAX.						E. H. EL CARRIZO, OAX.								
	FECHA día/mes	ESCALA (m)	GASTO (m³3seg)	(Fg)ajust. ao=0.88	(Ff)ajust. (m³3seg)	Qrev. (m³3seg)	DIF. EN %	FECHA día/mes	ESCALA (m)	GASTO (m³3seg)	(Fg)ajust. ao=1.78	Qrev. (m³3seg)	DIF. EN %	FECHA día/mes	ESCALA (m)	GASTO (m³3seg)	(Fg)ajust. ao=1.15	Qrev. (m³3seg)	DIF. EN %	FECHA día/mes	ESCALA (m)	GASTO (m³3seg)	(Fg)ajust. ao=0.77	Qrev. (m³3seg)	DIF. EN %			
1956																												
1957														03/AGO.	2.78	194	132	2.02773	267	27.47								
1958														06/SEP.	3.18	188	176	1.75948	310	39.31								
1959														05/AGO.	2.97	212	152	1.89447	288	26.30								
1960														15/SEP.	2.81	195	135	2.00608	271	27.96								
1961														28/JUL.	2.44	165	101	2.28377	230	28.41								
1962														02/SEP.	2.75	290	129	2.04957	264	-9.74								
1963														39/SEP.	4.23	385	332	1.3187	437	11.95								
1964														17/JUN.	2.92	215	146	1.92861	282	23.86								
1965														20/JUN.	1.85	180	61	2.7212	167	-7.70								
1966														20/SEP.	2.63	201	117	2.1387	251	20.01								
1967														26/SEP.	2.39	170	97	2.32234	225	24.43								
1968														30/JUN.	2.43	187	100	2.29148	229	18.48								
1969	01/SEP.	7.50	516	652	0.87044	588	9.11	31/AGO.	6.76	788	599	1.7797	1066	26.06	03/SEP.	4.86	467	452	1.21218	548	14.84	31/AGO.	10.74	3148	2727	0.90015	2454	-28.26
1970	02/SEP.	8.39	744	816	0.87749	718	-3.90	07/AGO.	4.88	649	298	1.73732	514	-26.28	10/AGO.	3.19	306	177	1.75342	311	1.56	05/AGO.	8.74	1750	1735	1.05328	1827	4.21
1971	11/AGO.	8.04	868	750	0.8757	857	-1.72	05/OCT.	5.00	541	312	1.74709	545	0.68	05/OCT.	4.44	514	370	1.27327	471	-9.24	05/OCT.	9.26	2112	1971	1.00541	1981	-6.59
1972	27/AGO.	6.78	452	530	0.85412	453	0.17	10/JUN.	4.66	364	268	1.71261	459	20.86	18/JUN.	3.75	514	253	1.47185	373	-37.83	29/JUL.	7.90	1246	1386	1.14243	1583	21.29
1973	06/SEP.	9.20	878	978	0.87933	880	-2.13	08/SEP.	5.14	425	331	1.75593	581	26.87	07/SEP.	2.98	286	153	1.88772	289	0.94	08/SEP.	9.09	1429	1892	1.02043	1930	25.98
1974	18/JUN.	10.91	1422	1358	0.87997	1195	-19.01	18/JUN.	6.94	853	634	1.77983	1128	42.12	17/JUN.	7.87	1258	1243	1.15009	1429	11.98	21/SEP.	20.40	3172	10712	0.77025	8251	61.56
1975	18/SEP.	7.34	546	624	0.868	542	-0.77	17/SEP.	5.92	727	449	1.77651	798	8.92	17/SEP.	4.33	669	349	1.29583	453	-47.79	18/SEP.	9.80	1806	2232	0.96179	2147	25.19
1976	01/OCT.	7.48	538	649	0.87017	564	4.69	09/JUL.	6.16	855	490	1.7782	871	1.81	08/JUL.	3.74	515	252	1.47587	372	-38.54	08/JUL.	9.14	1786	1915	1.01595	1945	9.22
1977	01/OCT.	7.80	545	706	0.87383	617	11.64	21/JUN.	3.84	246	177	1.48486	283	6.81	20/JUN.	2.17	187	81	2.49102	201	6.86	01/OCT.	7.85	1041	1289	1.17159	1511	31.09
1978	19/AGO.	9.05	1166	947	0.87914	832	-40.07	26/JUL.	3.87	220	180	1.49883	270	18.59	27/SEP.	2.16	124	80	2.49857	200	37.90	05/OCT.	7.85	948	1366	1.14817	1568	39.56
1979	15/SEP.	8.12	659	765	0.87619	670	1.66	22/SEP.	5.34	533	359	1.76488	634	15.98	28/AGO.	3.70	374	246	1.4923	367	-1.92	26/AGO.	10.86	2805	2793	0.89352	2496	-12.39
1980	25/SEP.	8.88	821	912	0.87886	802	-2.38	16/AGO.	4.40	353	237	1.66815	395	10.65	15/AGO.	3.94	508	283	1.4022	397	-28.07	28/SEP.	9.22	1693	1952	1.00889	1989	14.03
1981	28/AGO.	9.80	1018	1062	0.87966	934	-8.98	04/SEP.	5.45	715	376	1.78839	664	-7.64	27/AGO.	6.22	881	784	1.15403	904	2.58	28/AGO.	14.00	3599	4830	0.79502	3840	6.27
1982	05/OCT.	5.89	330	392	0.8002	314	-5.18	23/MAY.	3.13	155	117	0.98413	115	-35.04	28/ABR.	1.93	107	66	2.66644	175	36.94	19/JUL.	4.40	342	362	1.60082	560	41.01
1983	17/SEP.	6.82	485	553	0.85855	475	-2.14	09/SEP.	4.11	315	205	1.59127	326	3.34	25/JUN.	1.91	118	65	2.68034	173	31.86	09/SEP.	6.60	813	924	1.30467	1206	32.59
1984	13/SEP.	9.53	915	1047	0.87982	921	0.64	20/SEP.	5.18	618	337	1.75803	592	-4.45	06/AGO.	3.68	324	243	1.50073	365	11.14	13/SEP.	11.00	2110	2872	0.88811	2545	17.10
1985	17/JUL.	6.18	372	435	0.82399	359	-3.87	06/JUL.	4.38	419	235	1.66387	390	-7.37	16/AGO.	2.41	159	98	2.30891	227	30.01	17/AGO.	6.20	813	802	1.35663	1089	25.36
1986	04/SEP.	6.34	374	460	0.83417	384	2.55	01/OCT.	3.66	234	160	1.39079	223	-4.86	02/JUN.	2.52	202	108	2.22226	239	15.58	13/AGO.	5.78	638	683	1.41619	967	34.01
1987	26/SEP.	9.44	911	1026	0.87955	904	-0.77	28/SEP.	4.81	574	287	1.73051	496	-15.66	12/JUN.	2.30	155	90	2.39173	215	27.92	26/SEP.	8.05	1334	1445	1.12549	1626	17.97
1988	05/SEP.	8.37	899	812	0.87741	713	1.92	08/SEP.	4.48	430	246	1.68393	415	-3.74	08/SEP.	3.46	352	212	1.60323	340	-3.60	04/SEP.	8.80	1544	1761	1.04747	1845	16.30
1989	22/JUN.	8.00	803	743	0.87543	650	7.23	22/JUN.	5.70	580	414	1.77379	734	21.01	22/JUN.	5.13	550	511	1.18848	607	9.35	22/JUN.	10.72	2023	2716	0.90128	2447	17.34
1990	15/JUN.	7.20	504	600	0.88539	519	2.96	01/AGO.	4.60	402	261	1.70401	444	9.45	19/SEP.	2.17	147	81	2.49102	201	26.78	20/SEP.	6.82	874	996	1.2758	1270	31.19
1991	13/JUL.	6.55	421	493	0.84499	417	-1.05	30/JUN.	4.62	439	263	1.70698	449	2.20	11/OCT.	2.68	207	122	2.10125	257	19.37	30/JUN.	6.62	871	931	1.30201	1212	28.12
1992	02/OCT.	8.17	704	774	0.87847	679	-3.74	22/AGO.	3.67	265	181	1.39655	225	-17.59	17/MAY.	2.01	114	70	2.60956	184	37.90	02/OCT.	7.20	1054	1125	1.22873	1380	23.65
1993	20/AGO.	7.30	527	617	0.8873	535	1.57	06/JUL.	4.48	449	246	1.68393	415	-8.32	05/JUL.	4.68	428	396	1.24896	495	13.90	06/AGO.	7.80	1393	1347	1.15398	1554	10.36
1994	15/OCT.	6.55	440	493	0.84499	417	-5.81	17/SEP.	3.91	245	184	1.51619	279	12.31	17/SEP.	2.32	145	91	2.37633	217	33.28	17/SEP.	8.41	796	865	1.33015	1151	30.62
1995	18/AGO.	9.34	677	1007	0.87947	885	0.98	08/AGO.	5.14	837	331	1.75593	581	-9.82	26/AGO.	4.52	411	365	1.25884	484	15.12	16/AGO.	9.00	1530	1851	1.02863	1904	16.63
1996	08/OCT.	7.17	515	595	0.86477	515	-0.08	08/OCT.	5.06	594	320	1.75118	580	-6.03	17/JUN.	3.38	283	201	1.64496	331	14.52	08/OCT.	8.90	1412	1806	1.03794	1874	24.66
1997	09/OCT.	12.10	1584	1654	0.88	1455	-7.48	08/OCT.	5.70	758	414	1.77379	734	-3.24	09/OCT.	4.40	464	362	1.28105	464	-0.02	09/OCT.	14.44	4065	5160	0.78932	4073	0.19
1998	11/SEP.	9.41	900	1022	0.87953	898	-0.17	29/SEP.	5.23	625	344	1.76042	605	-3.33	26/SEP.	3.48	289	215	1.59317	342	15.49	11/SEP.	10.24	2037	2457	0.93074	2287	10.94
1999	10/SEP.	8.77	787	890	0.87863	782	-0.59	31/AGO.	5.32	661	357	1.76414	629	-5.10	01/OCT.	3.92	366	280	1.40895	394	7.12	09/OCT.	8.99	1599	1846	1.02855	1901	15.87
2000	18/SEP.	8.91	474	551	0.85826	473	-0.15	18/SEP.	4.42	428	239	1.67229	400	-7.02	18/SEP.	2.52	171	108	2.22228	239	28.54	18/SEP.	7.06	824	1077	1.24452	1340	31.04
2001	27/SEP.	6.48	393	482	0.84167	406	3.12	12/JUN.	4.00	332	193	1.56225	300	-10.60	10/SEP.	3.28	219	188	1.70042	320	31.84	12/SEP.	6.25	776	817	1.35183	1104	29.70
2002	05/OCT.	7.40	560	635	0.86898	552	-1.54	26/SEP.	4.10	352	204	1.58799	324	-8.60	15/JUN.	2.68	151	122	2.10125	257	41.16	29/SEP.	7.43	1063	1208	1.19814	1447	26.54

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "NUSUTIA", OAX.

RÍO: CUCHARA Y ZAPOTE

CUENCA: RÍO VERDE O ATOYAC

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

97° 38" 34"

LONGITUD OESTE 16° 37' 15" LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 643.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1979-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^*1/2)/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{máx.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust AJUSTE DE (H-Fg) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust (m <sup>3</sup> /s)	(F)calc.	Mejor ajuste de $F_f$ para $ac=0.88$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
182	08-Jul-91	5.08	124.83	1.885	235.328	37.73	3.31	277.17	0.849	5.48	35.50	3.52	278.967	227.703	0.816	0.806	225
238	15-Ago-92	5.11	126.34	1.749	221.000	37.24	3.39	285.25	0.775	5.38	35.00	3.81	282.946	231.483	0.818	0.808	229
327	07-Nov-91	5.17	135.52	1.749	237.016	38.38	3.53	314.25	0.754	5.71	36.00	3.76	290.951	239.079	0.822	0.813	237
188	17-Jul-92	5.18	129.19	1.752	225.000	37.92	3.41	292.51	0.789	5.52	36.00	3.59	292.292	240.350	0.822	0.814	238
209	30-Jul-92	5.18	130.41	1.733	226.000	37.90	3.44	297.23	0.780	5.51	35.80	3.84	292.292	240.350	0.822	0.814	238
237	15-Ago-92	5.18	130.82	1.789	234.000	37.36	3.50	301.66	0.776	5.51	35.00	3.74	292.292	240.350	0.822	0.814	238
177	19-Jul-95	5.27	138.09	1.859	253.000	38.59	3.53	315.30	0.802	5.81	36.50	3.73	304.439	251.848	0.827	0.820	250
173	17-Jul-95	5.28	138.66	1.904	264.000	38.71	3.58	324.82	0.813	5.82	36.50	3.80	305.798	253.132	0.828	0.821	251
232	12-Ago-92	5.29	131.58	1.778	234.000	38.54	3.41	298.34	0.784	5.63	36.00	3.66	307.158	254.418	0.828	0.821	252
149	28-Jun-95	5.29	134.17	1.930	259.000	38.41	3.49	308.88	0.839	5.72	35.50	3.78	307.158	254.418	0.828	0.821	252
176	18-Jul-95	5.35	140.58	1.885	265.000	38.87	3.64	332.37	0.797	5.90	36.50	3.85	315.359	282.159	0.831	0.825	260
143	28-Jul-91	5.38	138.09	1.820	251.340	39.79	3.47	318.53	0.794	5.82	36.50	3.78	318.484	266.049	0.833	0.827	264
229	11-Ago-92	5.43	137.00	1.881	255.000	38.59	3.55	318.82	0.800	5.96	36.00	3.81	326.395	272.557	0.835	0.830	271
240	17-Ago-92	5.50	143.21	1.948	279.000	38.72	3.70	342.50	0.815	6.07	36.00	3.98	336.146	281.726	0.838	0.834	280
160	08-Jul-91	5.53	144.89	1.970	285.498	39.10	3.71	346.96	0.823	5.93	35.80	4.05	340.353	285.675	0.839	0.835	284
155	04-Jul-90	5.79	160.47	1.875	300.948	41.54	3.86	395.07	0.762	6.34	32.00	5.01	377.489	320.413	0.849	0.847	320
239	17-Ago-92	5.80	152.37	2.021	308.000	39.42	3.87	375.28	0.821	6.26	36.50	4.17	378.941	321.767	0.849	0.847	321
247	21-Ago-92	5.83	155.60	2.044	318.000	41.38	3.76	376.26	0.845	6.42	36.50	4.04	383.310	325.838	0.850	0.848	325
307	03-Oct-92	5.84	155.26	1.990	309.000	39.75	3.91	385.07	0.802	6.74	37.00	4.20	384.770	327.197	0.850	0.849	327
132	17-Jun-95	5.84	156.56	1.935	303.000	42.28	3.70	374.72	0.809	6.28	39.00	4.01	384.770	327.197	0.850	0.849	327
160	06-Jul-90	5.88	155.96	1.883	293.738	41.74	3.74	375.54	0.782	6.37	38.00	4.10	387.896	329.920	0.851	0.850	329
231	12-Ago-92	5.88	159.08	1.792	285.000	41.38	3.84	390.39	0.730	6.54	38.50	4.13	387.896	329.920	0.851	0.850	329
225	21-Ago-95	5.86	163.85	1.947	319.000	41.56	3.94	408.91	0.780	6.84	38.30	4.28	387.696	329.920	0.851	0.850	329
137	02-Jul-93	5.88	159.01	1.899	302.000	41.93	3.79	388.89	0.781	6.48	39.00	4.08	390.628	332.849	0.852	0.850	332
299	29-Sep-92	5.89	153.51	2.267	348.000	42.44	3.82	381.72	0.962	8.24	39.00	3.94	392.097	334.015	0.852	0.851	334
139	03-Jul-93	5.89	156.32	1.919	300.000	42.36	3.89	373.30	0.804	6.20	39.30	3.98	392.097	334.015	0.852	0.851	334
159	06-Jul-90	5.93	155.04	1.917	297.208	41.02	3.78	376.19	0.790	6.22	38.00	4.08	397.991	339.494	0.853	0.852	339
224	21-Ago-95	5.93	166.74	2.051	342.000	41.67	4.00	420.28	0.814	8.79	39.00	4.28	397.991	339.494	0.853	0.852	339
131	16-Jun-95	5.96	163.25	1.881	307.000	42.68	3.81	398.03	0.771	6.68	39.50	4.13	402.431	343.617	0.854	0.853	343
210	12-Ago-95	6.00	156.42	2.127	337.000	41.88	3.77	383.99	0.878	8.34	39.00	4.06	408.375	349.134	0.855	0.854	349
236	14-Ago-92	6.00	161.00	2.099	338.000	42.71	3.77	389.96	0.867	8.53	39.50	4.08	408.375	349.134	0.855	0.854	349
262	03-Oct-80	6.00	163.21	1.970	322.000	41.88	3.90	404.18	0.797	6.61	39.00	4.18	408.375	349.134	0.855	0.854	349
272	09-Oct-78	6.01	184.12	2.160	355.000	42.00	3.91	407.16	0.872	6.66	39.00	4.21	409.886	350.516	0.855	0.855	350
123	19-Jun-81	6.05	167.12	2.160	361.000	42.14	3.97	418.71	0.882	6.83	39.00	4.29	415.847	356.060	0.856	0.856	356
220	01-Sep-80	6.05	179.27	2.160	389.000	43.33	4.14	462.01	0.842	7.09	40.00	4.48	415.847	356.060	0.856	0.856	356
138	03-Jul-93	6.08	157.76	2.041	322.000	42.48	3.71	378.33	0.851	6.37	39.50	3.99	420.352	360.231	0.857	0.857	360
251	22-Sep-79	6.08	164.06	2.180	359.000	42.28	3.88	405.12	0.886	6.76	39.00	4.21	420.352	360.231	0.857	0.857	360
201	19-Ago-80	6.08	173.34	2.000	348.000	43.46	3.99	435.95	0.798	6.64	40.00	4.33	420.352	360.231	0.857	0.857	360
250	20-Sep-93	6.10	164.01	2.073	340.000	43.09	3.81	399.82	0.850	6.42	39.80	4.12	423.384	363.019	0.857	0.857	363

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "NUSUTIA", OAX.

RÍO: CUCHARA Y ZAPOTE

CUENCA: RÍO VERDE O ATOYAC

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

97° 38" 34"

LONGITUD OESTE 16° 37' 15" LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 643.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1979-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^2/12)/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{máx.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust. AJUSTE DE (H-Fg) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(F)calc.	Mejor ajata de Ft para $ac=0.88$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
253	25-Ago-92	6.11	167.72	2.170	364.000	43.74	3.83	410.89	0.888	6.90	40.50	4.14	424.873	364.415	0.858	0.858	364
258	30-Sep-80	6.12	174.09	1.910	333.000	42.57	4.09	445.20	0.748	6.91	39.50	4.41	426.383	365.812	0.858	0.858	366
230	05-Oct-76	6.13	169.03	2.060	349.000	43.35	3.90	418.74	0.833	6.94	39.50	4.28	427.896	367.211	0.858	0.858	367
79	20-Jun-74	6.14	164.90	2.150	356.000	42.22	3.91	408.97	0.870	6.40	39.30	4.20	429.410	368.811	0.858	0.858	369
277	25-Sep-87	6.14	172.56	2.130	369.000	44.11	3.91	428.43	0.861	6.55	41.00	4.21	429.410	368.811	0.858	0.858	369
235	13-Sep-79	6.14	178.28	2.080	372.000	44.93	3.97	446.83	0.833	7.00	41.00	4.35	429.410	368.811	0.858	0.858	369
224	04-Sep-80	6.15	166.29	2.180	364.000	43.11	3.86	409.00	0.890	6.93	40.00	4.16	430.928	370.012	0.859	0.859	370
260	06-Sep-89	6.18	166.94	2.056	343.175	44.75	3.73	401.55	0.855	6.73	41.50	4.02	432.444	371.415	0.859	0.859	371
282	20-Sep-89	6.17	166.81	2.089	348.104	43.66	3.82	406.88	0.858	6.83	40.50	4.11	433.983	372.819	0.859	0.859	373
341	15-Oct-94	6.17	168.32	2.222	374.000	42.87	3.94	420.22	0.890	6.70	40.00	4.21	433.983	372.819	0.859	0.859	373
280	28-Sep-87	6.17	178.12	2.190	391.000	42.40	4.20	463.74	0.843	6.96	40.00	4.45	433.983	372.819	0.859	0.859	373
246	20-Ago-92	6.19	170.04	2.035	346.000	43.60	3.90	421.30	0.821	6.87	40.00	4.25	437.008	375.831	0.860	0.860	376
247	22-Sep-80	6.19	173.84	2.100	366.000	44.66	3.69	430.17	0.851	6.70	41.50	4.19	437.008	375.831	0.860	0.860	376
264	08-Sep-89	6.21	174.97	2.151	376.364	45.92	3.81	426.85	0.862	6.97	42.50	4.12	440.060	378.448	0.860	0.860	379
281	20-Sep-89	6.21	163.45	2.193	358.427	43.69	3.74	393.90	0.910	6.82	40.50	4.04	440.060	378.448	0.860	0.860	379
252	01-Sep-89	6.21	164.81	2.050	338.000	44.13	3.73	396.72	0.852	6.43	41.50	3.97	440.060	378.448	0.860	0.860	379
264	08-Sep-89	6.21	174.98	2.140	376.000	45.46	3.85	429.78	0.875	6.97	42.00	4.17	440.060	378.448	0.860	0.860	379
208	11-Ago-95	6.22	172.83	2.143	370.000	44.00	3.92	429.43	0.862	6.75	41.00	4.21	441.589	379.859	0.860	0.860	380
230	08-Sep-79	6.23	166.46	2.390	404.000	45.20	3.73	405.03	0.997	6.82	41.50	4.06	443.119	381.271	0.860	0.861	381
158	07-Jul-84	6.23	172.16	2.400	414.000	43.76	3.93	429.04	0.965	6.83	40.50	4.25	443.119	381.271	0.860	0.861	381
139	13-Sep-75	6.23	172.79	2.240	386.000	44.04	3.92	429.83	0.903	6.77	40.50	4.27	443.119	381.271	0.860	0.861	381
271	09-Oct-78	6.23	174.04	2.290	400.000	44.58	3.90	431.51	0.927	6.97	41.00	4.24	443.119	381.271	0.860	0.861	381
166	21-Jul-81	6.24	175.41	2.280	398.000	44.65	3.93	436.73	0.911	6.93	41.50	4.23	444.651	382.684	0.861	0.861	383
206	10-Ago-95	6.25	174.48	2.189	382.000	44.02	3.96	436.99	0.874	6.93	41.00	4.26	446.185	384.099	0.861	0.861	384
226	01-Oct-76	6.26	175.20	2.200	386.000	43.52	4.03	443.37	0.871	6.80	40.50	4.33	447.721	385.515	0.861	0.861	386
261	29-Sep-87	6.26	171.43	2.250	385.741	43.00	3.99	431.02	0.895	6.77	39.50	4.34	447.721	385.515	0.861	0.861	386
220	03-Sep-79	6.26	179.37	2.260	407.000	45.64	3.93	446.70	0.911	7.19	42.00	4.27	447.721	385.515	0.861	0.861	386
259	12-Sep-88	6.26	182.85	2.170	397.000	45.17	4.05	464.43	0.855	7.02	42.00	4.35	447.721	385.515	0.861	0.861	386
249	03-Sep-88	6.27	171.26	2.170	373.000	43.37	3.95	427.86	0.872	6.85	40.00	4.26	448.259	386.933	0.861	0.862	387
268	06-Oct-78	6.27	179.94	2.210	399.000	44.82	4.03	455.89	0.875	7.41	41.00	4.39	449.259	386.933	0.861	0.862	387
255	22-Sep-83	6.29	173.33	2.146	372.000	44.58	3.89	428.58	0.868	6.57	41.50	4.18	452.340	389.772	0.862	0.862	390
197	16-Ago-80	6.29	174.94	2.280	400.000	42.56	4.11	448.90	0.891	6.81	39.00	4.49	452.340	389.772	0.862	0.862	390
234	11-Sep-79	6.29	182.86	2.130	391.000	46.22	3.96	457.50	0.855	7.26	43.00	4.25	452.340	389.772	0.862	0.862	390
231	08-Sep-81	6.33	177.13	2.270	403.000	43.81	4.04	449.54	0.896	7.10	40.00	4.43	458.523	395.466	0.862	0.863	396
175	28-Jul-81	6.34	179.44	2.250	405.000	45.50	3.94	447.91	0.904	7.11	42.00	4.27	460.074	396.893	0.863	0.863	397
193	02-Ago-84	6.35	177.57	2.520	448.000	44.35	4.00	447.73	1.001	6.91	41.50	4.28	461.828	398.321	0.863	0.863	399
83	25-Jun-74	6.36	183.17	2.210	406.000	44.06	4.16	473.44	0.858	6.91	41.00	4.47	463.180	399.750	0.863	0.864	400
228	05-Sep-85	6.37	180.50	2.320	420.000	45.68	3.95	451.14	0.931	7.23	42.00	4.30	464.738	401.181	0.863	0.864	401

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "NUSUTIA", OAX.

RÍO: CUCHARA Y ZAPOTE

CUENCA: RÍO VERDE O ATOYAC

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

97° 38" 34"

LONGITUD OESTE 16° 37' 15" LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 643.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1979-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m²)	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m³/s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^{1/2})/h$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{m\acute{a}x}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust AJUSTE DE (H-Fg) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust (m³/s)	(Ff)calc.	Mejor ajuste de Ff para $\alpha=0.66$	Qcalc. (m³/s)
142	23-Sep-74	6.37	182.87	2.200	403.000	44.80	4.08	466.22	0.864	7.06	41.50	4.40	464.736	401.181	0.863	0.864	401
240	15-Sep-79	6.38	188.16	2.110	394.000	46.37	4.01	470.20	0.838	7.45	42.50	4.38	466.293	402.614	0.863	0.864	403
238	14-Sep-79	6.40	190.15	2.160	412.000	47.83	3.97	476.53	0.885	7.84	42.50	4.47	469.414	405.482	0.864	0.864	406
153	05-Jul-84	6.41	183.51	2.570	472.000	44.41	4.13	472.55	0.999	7.10	41.50	4.42	470.977	406.918	0.864	0.865	407
231	08-Sep-80	6.41	185.53	2.120	394.000	46.24	4.01	468.47	0.841	7.21	43.00	4.31	470.977	406.918	0.864	0.865	407
252	06-Sep-88	6.41	187.38	2.075	388.821	45.36	4.13	482.42	0.806	7.47	42.00	4.46	470.977	406.918	0.864	0.865	407
232	09-Sep-80	6.42	173.84	2.190	381.000	43.93	3.96	434.92	0.876	6.86	41.00	4.24	472.542	408.356	0.864	0.865	409
241	04-Sep-84	6.42	178.84	2.530	452.000	44.46	4.02	451.49	1.001	7.00	41.00	4.38	472.542	408.356	0.864	0.865	409
226	04-Sep-81	6.42	184.50	2.300	426.000	46.19	3.99	464.47	0.917	7.74	42.50	4.34	472.542	408.356	0.864	0.865	409
260	02-Oct-80	6.45	189.70	2.060	391.000	46.00	4.12	487.84	0.801	7.80	42.50	4.46	477.247	412.677	0.865	0.865	413
227	05-Sep-81	6.45	189.94	2.320	442.000	46.14	4.12	467.88	0.908	7.50	42.50	4.47	477.247	412.677	0.865	0.865	413
198	16-Ago-80	6.47	192.29	2.400	463.000	46.50	4.14	495.40	0.935	7.52	43.00	4.47	480.393	415.585	0.865	0.866	416
254	22-Sep-93	6.48	181.35	2.371	430.000	44.91	4.04	459.87	0.835	6.82	41.00	4.42	481.969	417.010	0.865	0.866	417
235	14-Ago-92	6.50	187.88	2.094	393.000	45.80	4.10	480.52	0.818	7.37	42.50	4.42	485.126	419.906	0.866	0.866	420
126	20-Jun-81	6.50	190.70	2.210	423.000	46.22	4.13	490.57	0.862	7.37	43.00	4.43	485.126	419.906	0.866	0.866	420
229	07-Sep-81	6.50	193.91	2.320	451.000	46.53	4.17	502.18	0.898	7.36	43.00	4.51	485.126	419.906	0.866	0.866	420
143	24-Sep-74	6.52	184.35	2.240	437.000	46.93	4.14	501.20	0.872	7.28	43.00	4.52	488.290	422.807	0.866	0.867	423
157	07-Jul-84	6.53	187.48	2.530	475.000	45.43	4.13	482.35	0.985	7.19	42.00	4.46	489.874	424.259	0.866	0.867	425
138	12-Sep-75	6.54	188.17	2.370	446.000	46.60	4.04	477.16	0.935	7.16	43.00	4.38	491.461	425.713	0.866	0.867	426
259	01-Oct-81	6.55	189.06	2.340	443.000	45.68	4.14	487.36	0.909	7.38	42.00	4.50	493.049	427.168	0.866	0.867	428
282	29-Sep-87	6.55	196.05	2.307	452.336	46.50	4.22	511.65	0.884	7.65	43.00	4.66	493.049	427.168	0.866	0.867	428
201	07-Ago-95	6.55	197.50	2.339	462.000	45.83	4.31	523.01	0.863	7.43	42.50	4.65	493.049	427.168	0.866	0.867	428
264	21-Sep-84	6.58	196.40	2.420	478.000	45.54	4.31	520.36	0.915	7.59	42.00	4.68	497.825	431.541	0.867	0.868	432
262	20-Sep-84	6.61	196.27	2.440	484.000	45.32	4.37	530.36	0.913	7.59	42.00	4.72	502.617	435.927	0.867	0.868	436
287	03-Oct-88	6.63	188.18	2.260	426.000	45.38	4.15	485.71	0.877	7.46	41.50	4.53	505.821	438.857	0.868	0.868	439
80	21-Jun-74	6.64	191.24	2.200	422.000	46.26	4.13	492.60	0.857	6.91	42.50	4.50	507.426	440.325	0.868	0.869	441
207	29-Jul-92	6.64	194.06	2.174	422.000	46.12	4.21	505.87	0.834	7.20	42.80	4.53	507.426	440.325	0.868	0.869	441
245	20-Ago-92	6.64	194.09	2.308	448.000	46.38	4.18	504.02	0.889	7.52	42.80	4.53	507.426	440.325	0.868	0.869	441
252	25-Sep-80	6.66	204.54	2.190	449.000	47.04	4.35	544.90	0.824	8.22	43.00	4.76	510.640	443.283	0.868	0.869	444
259	18-Sep-84	6.68	198.34	2.460	489.000	46.16	4.29	524.06	0.933	7.51	41.00	4.84	513.882	446.207	0.868	0.869	447
278	25-Sep-87	6.69	196.59	2.321	456.364	46.09	4.27	517.05	0.883	7.16	42.50	4.63	515.476	447.661	0.868	0.869	448
136	02-Jul-93	6.70	191.70	2.160	414.000	46.65	4.11	491.82	0.842	7.05	43.00	4.46	517.091	449.156	0.869	0.869	450
260	01-Oct-81	6.70	210.79	2.370	500.000	47.52	4.44	569.07	0.879	8.25	43.50	4.85	517.091	449.156	0.869	0.869	450
261	06-Sep-88	6.71	202.51	2.216	448.841	45.82	4.42	545.39	0.823	7.83	42.60	4.76	518.709	450.633	0.869	0.870	451
219	17-Ago-95	6.71	198.05	2.232	442.000	46.03	4.30	523.92	0.844	7.65	42.50	4.66	518.709	450.633	0.869	0.870	451
263	21-Sep-84	6.72	202.13	2.504	506.037	45.88	4.41	543.21	0.932	7.95	42.00	4.81	520.326	452.111	0.869	0.870	453
248	03-Sep-88	6.74	189.41	2.224	421.226	45.76	4.14	488.29	0.863	7.13	42.50	4.46	523.571	455.071	0.869	0.870	455
205	09-Ago-95	6.76	198.93	2.327	463.000	46.02	4.32	527.88	0.877	7.67	43.00	4.63	526.822	458.037	0.869	0.870	458

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "NUSUTIA", OAX.

RÍO: CUCHARA Y ZAPOTE

CUENCA: RÍO VERDE O ATOYAC

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

97° 38' 34"

LONGITUD OESTE 16° 37' 15"

LATITUD NORTE

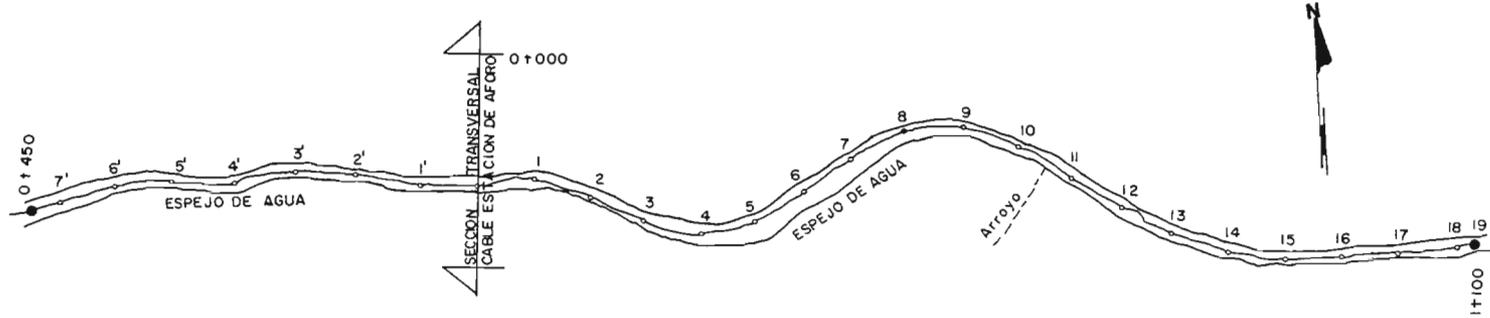
ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 643.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1979-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g = (AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f = (S^{1/2})/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{máx.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(F <sub>g</sub> )ajust (H-F <sub>g</sub> ) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust (m <sup>3</sup> /s)	(F)calc.	Mejor ajuste de Ff para $ao=0.88$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
242	18-Ago-92	6.77	210.15	2.241	471.000	46.78	4.49	572.15	0.823	7.74	43.50	4.83	528.450	459.521	0.870	0.870	460
233	11-Sep-79	6.82	203.23	2.200	448.000	48.57	4.18	527.72	0.849	7.93	43.50	4.87	536.618	466.965	0.870	0.871	467
306	02-Oct-92	6.83	211.65	2.197	465.000	46.82	4.52	578.64	0.804	7.79	43.50	4.87	538.257	488.458	0.870	0.871	469
258	15-Sep-84	6.88	210.77	2.390	504.000	47.10	4.47	572.38	0.881	8.37	43.50	4.85	543.185	472.944	0.871	0.871	473
251	25-Sep-90	6.87	203.05	2.390	488.000	47.01	4.32	538.53	0.902	8.04	43.00	4.72	544.831	474.443	0.871	0.872	475
234	13-Ago-92	6.88	201.26	2.315	466.000	46.90	4.29	531.47	0.877	7.32	43.50	4.83	546.479	475.942	0.871	0.872	478
225	01-Oct-76	6.89	196.80	2.310	455.000	45.86	4.29	518.82	0.877	7.27	42.00	4.88	548.129	477.443	0.871	0.872	478
219	31-Ago-81	6.89	208.75	2.230	468.000	55.20	3.80	510.75	0.916	8.00	43.50	4.82	548.129	477.443	0.871	0.872	478

# ESTACION HIDROMETRICA NUSUTIA, OAX.



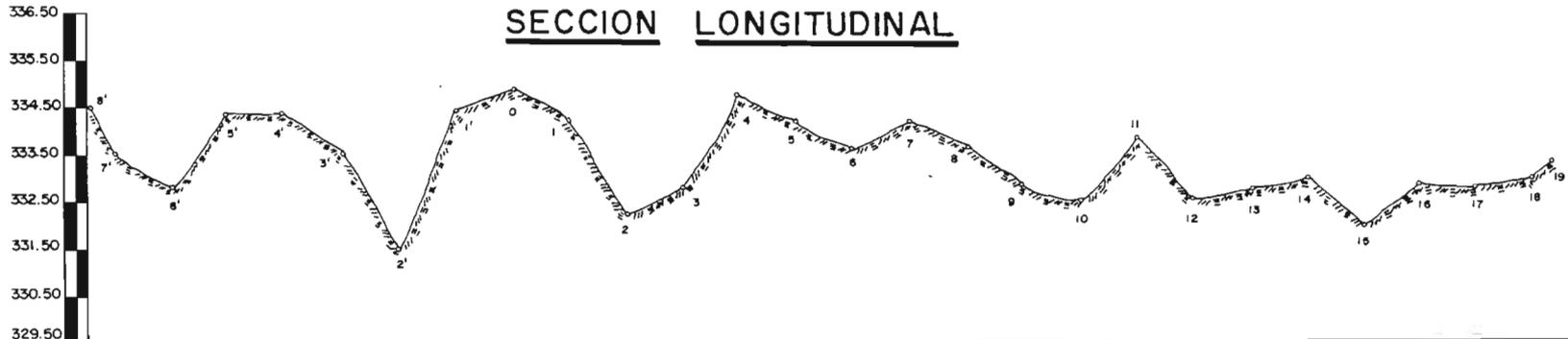
## PLANTA

ESC. HOR 1:5000

ESC. VER. 1:100

## SECCION LONGITUDINAL

ELEVACIONES m. s. n. m.

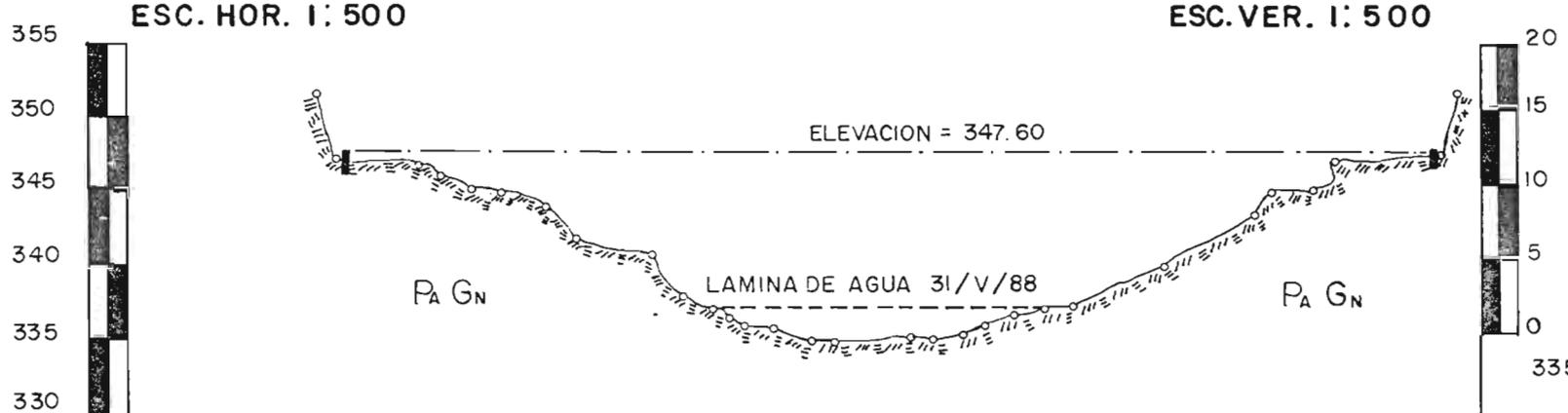


Est.	Codenam. lta	Elev.	DISTANCIA EN METROS	Codenam. lto Cerrado
6'	0+450	334.50	450	450
7'	0+420	333.52	400	400
6'	0+360	332.70	350	350
5'	0+300	334.41	300	300
4'	0+240	334.37	250	250
3'	0+180	333.51	200	200
2'	0+120	331.51	150	150
1'	0+060	334.37	100	100
0	0+000.00	335.08	50	50
1	0+060	334.20	0	0
2	0+120	332.16	50	50
3	0+180	332.77	100	100
4	0+240	334.67	150	150
5	0+300	334.17	200	200
6	0+360	333.60	250	250
7	0+420	334.12	300	300
8	0+480	333.57	350	350
9	0+540	332.84	400	400
10	0+600	332.46	450	450
11	0+660	333.83	500	500
12	0+720	332.45	550	550
13	0+780	332.68	600	600
14	0+840	332.98	650	650
15	0+900	331.85	700	700
16	0+960	332.75	750	750
17	1+020	332.80	800	800
18	1+080	332.90	850	850
19	1+100	333.40	900	900

# ESTACION HIDROMETRICA NUSUTIA, OAX.

## SECCION TRANSVERSAL

ELEVACIONES m. s. n. m.



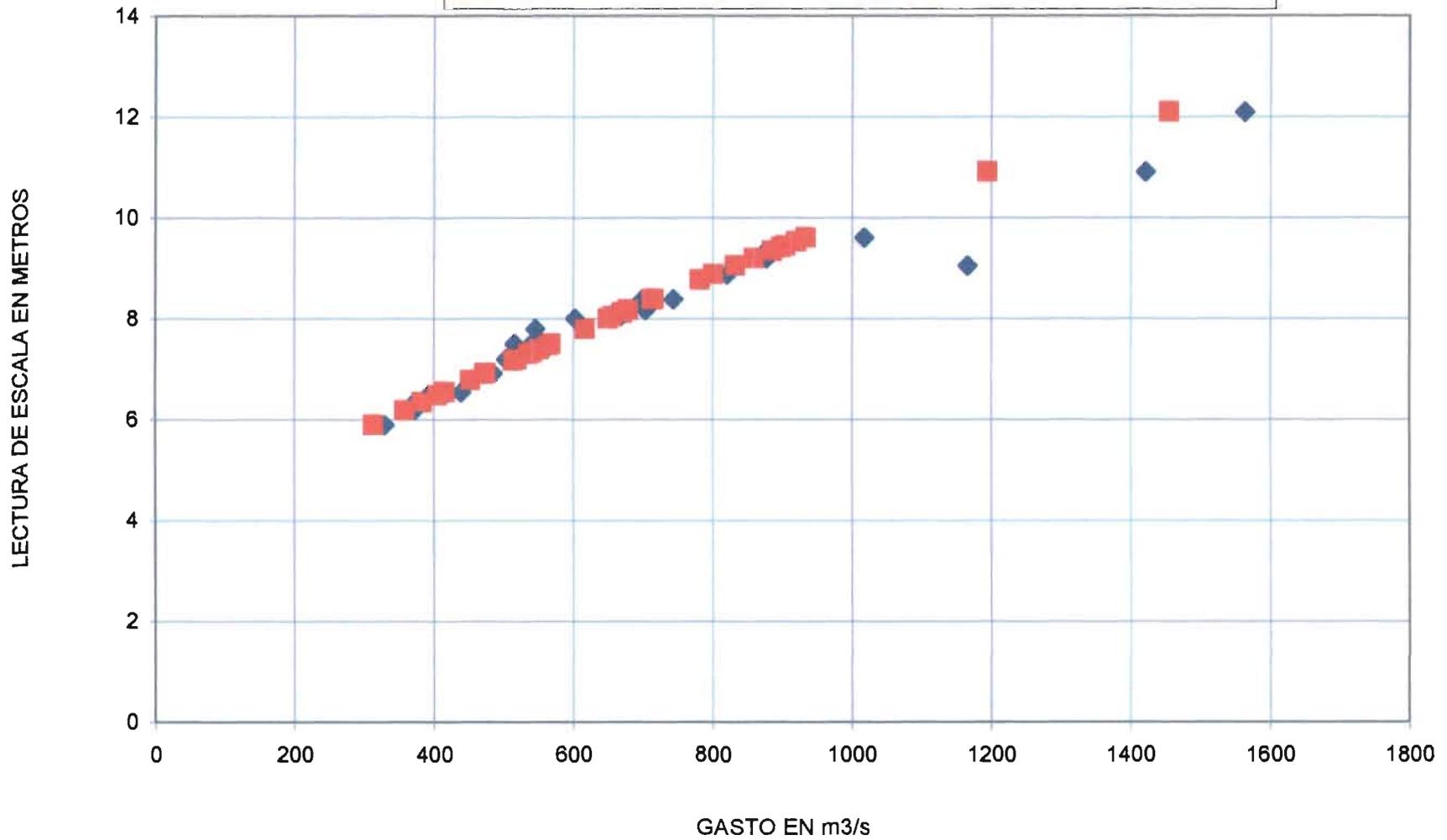
ESCALA HIDROMETRICA

ELEVACION  
335.405 m. s. n. m.

EST.	Cadenamiento	Elev.	DISTANCIA EN METROS	Cadenamiento Cerrado
M1	0-012 0-011	351.58 357.57	10	10
	0-005 0-004 0-002 0+000	347.12 346.13 345.39 345.02	5 0 5	5 0 5
2	003	343.84		
3	005	341.87		
4	010	340.91	10	10
5	011.80	338.24		
6	014.00	337.24	15	15
7	015.00	336.97		
8	016.00	336.22	20	20
9	018	335.84		
10	020.50	335.00	25	25
11	022.00	335.00		
12	027	335.13	30	30
13	028.50	335.29		
14	030.50	335.48	35	35
15	032.00	336.00		
16	034	336.75	40	40
17	036	336.97		
18	038	337.36	45	45
19	044	340.21		
20	050	343.41	50	50
21	051	344.92		
22	054	345.40	55	55
23	055.30			
24	62.00	ataque	60	60
25	63.60	351.60	65	65

E. H. "NUSUTIA", OAX.  
COMPARACIÓN DE RESULTADOS

◆ GASTOS MÁXIMOS ANUALES EXTRAPOLADOS ■ GASTOS MÁXIMOS ANUALES REVISADOS



ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "YUTACUÁ", OAX.

RÍO: SORDO

CUENCA: RÍO VERDE O ATOYAC

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

97° 37' 30"

LONGITUD OESTE 16° 36' 21" LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 335.10

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1974-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^*1/2)/n$	TIRANTE MÁXIMO Ymáx. (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust. AJUSTE DE (H-Fg) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(Ff)calc.	Mejor ajusta de Ff para ao=1.78	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
83	22-May-82	2.57	56.47	1.842	104.022	30.37	1.86	85.39	1.218	2.92	28.00	2.02	80	97	1.203	1.249	100
188	19-Sep-90	2.83	63.61	2.210	139.828	30.84	2.08	103.07	1.358	3.75	28.50	2.23	96	130	1.358	1.389	131
148	08-Jul-85	2.87	58.68	2.408	141.328	33.83	1.73	84.71	1.668	3.89	31.00	1.89	98	136	1.378	1.386	136
189	19-Sep-90	2.98	61.03	2.270	138.557	31.58	1.93	94.69	1.483	3.74	29.50	2.07	106	151	1.428	1.431	152
129	04-Jul-81	3.03	66.22	2.310	153.000	32.55	2.03	106.32	1.439	3.91	30.50	2.17	109	159	1.450	1.450	159
191	20-Sep-91	3.13	67.73	2.449	165.844	32.70	2.07	110.05	1.507	4.00	30.50	2.22	117	174	1.488	1.487	173
206	21-Sep-79	3.14	68.83	2.390	165.000	35.94	1.92	106.15	1.554	4.37	33.50	2.05	117	175	1.492	1.491	175
174	30-Ago-79	3.14	70.69	2.390	169.000	35.88	1.98	111.51	1.516	4.32	33.00	2.14	117	175	1.492	1.491	175
157	14-Jul-84	3.16	72.33	2.650	192.000	35.00	2.07	117.35	1.636	4.40	33.00	2.19	119	178	1.499	1.498	178
256	01-Oct-86	3.19	75.63	2.721	208.320	35.40	2.14	126.01	1.637	3.95	32.00	2.37	121	183	1.510	1.508	183
147	07-Jul-84	3.23	75.03	2.470	188.000	35.31	2.12	124.01	1.500	4.69	32.50	2.31	124	189	1.523	1.521	189
211	05-Sep-88	3.23	76.94	2.580	199.000	34.17	2.25	132.18	1.506	4.28	32.00	2.40	124	189	1.523	1.521	189
192	11-Sep-79	3.24	74.44	2.560	191.000	35.41	2.10	122.16	1.564	4.35	33.00	2.26	125	191	1.527	1.525	191
199	09-Ago-95	3.24	77.53	2.631	204.000	38.38	2.13	128.39	1.589	4.56	34.00	2.28	125	191	1.527	1.525	191
227	20-Sep-75	3.25	82.33	2.360	195.000	35.67	2.31	143.79	1.356	4.78	32.00	2.57	126	192	1.530	1.526	192
154	21-Jul-81	3.27	73.91	2.540	188.000	34.98	2.11	121.70	1.545	3.94	33.50	2.21	127	196	1.538	1.534	195
210	05-Sep-88	3.29	72.84	2.770	202.000	33.83	2.15	121.45	1.683	4.50	31.50	2.31	129	199	1.542	1.540	199
162	28-Jul-81	3.29	76.82	2.470	190.000	35.07	2.19	129.57	1.466	4.32	32.50	2.36	129	199	1.542	1.540	199
205	03-Sep-81	3.30	79.22	2.680	213.000	35.36	2.24	135.59	1.571	3.91	33.60	2.36	130	200	1.545	1.543	200
150	18-Jul-81	3.30	79.72	2.400	192.000	35.51	2.25	136.88	1.405	4.28	33.00	2.42	130	200	1.545	1.543	200
155	23-Jul-81	3.33	75.27	2.530	191.000	34.86	2.18	125.74	1.519	4.28	32.50	2.32	132	205	1.554	1.553	205
201	10-Ago-87	3.34	73.85	2.720	201.000	34.81	2.12	121.93	1.648	3.70	33.00	2.24	133	207	1.557	1.556	207
190	10-Sep-79	3.35	75.64	2.760	209.000	35.19	2.15	125.98	1.659	4.19	33.00	2.29	134	209	1.560	1.558	208
196	16-Ago-80	3.35	76.03	2.570	195.431	37.32	2.04	122.18	1.599	4.07	33.00	2.30	134	209	1.560	1.558	208
104	20-Jun-74	3.38	83.17	2.570	214.000	38.12	2.30	145.03	1.478	4.70	33.50	2.48	135	210	1.563	1.561	210
203	08-Sep-83	3.37	77.72	2.788	216.872	35.25	2.20	131.66	1.646	4.37	30.00	2.59	135	212	1.566	1.564	212
203	01-Sep-81	3.38	79.25	2.850	228.000	35.55	2.23	135.24	1.671	4.16	33.50	2.37	136	214	1.569	1.567	213
144	05-Jul-84	3.39	76.25	2.720	208.000	35.56	2.14	128.79	1.640	4.51	30.00	2.54	137	215	1.572	1.570	215
130	04-Jul-81	3.39	79.27	2.440	194.000	35.58	2.23	135.22	1.435	4.21	33.00	2.40	137	215	1.572	1.570	215
222	13-Sep-75	3.39	81.77	2.560	211.000	36.63	2.23	139.87	1.511	4.52	34.00	2.41	137	215	1.572	1.570	215
252	21-Sep-84	3.42	82.38	2.810	232.000	35.40	2.33	144.61	1.604	4.62	32.00	2.57	139	220	1.580	1.578	220
205	21-Sep-79	3.44	79.86	2.860	230.000	36.27	2.20	135.16	1.702	4.56	34.00	2.35	141	224	1.585	1.584	224
240	14-Sep-84	3.44	82.77	2.690	223.000	35.20	2.35	146.38	1.524	4.78	33.00	2.51	141	224	1.585	1.584	224
223	14-Sep-75	3.46	81.07	2.880	234.000	36.64	2.21	137.66	1.700	4.57	34.00	2.38	143	227	1.590	1.589	227
146	07-Jul-84	3.46	83.08	2.850	237.000	35.80	2.33	146.17	1.621	4.87	33.00	2.52	143	227	1.590	1.589	227
187	08-Sep-79	3.47	77.54	2.960	230.000	36.03	2.15	129.25	1.779	3.64	33.50	2.31	144	229	1.593	1.592	229
204	03-Sep-81	3.47	84.56	2.800	237.000	36.52	2.32	148.00	1.601	4.58	34.00	2.32	144	229	1.593	1.592	229
107	18-Jun-81	3.48	84.75	2.530	215.000	36.89	2.30	147.56	1.457	4.83	30.50	2.78	145	231	1.595	1.594	230
161	28-Jul-81	3.48	87.99	2.680	238.000	37.01	2.38	156.74	1.506	4.82	34.50	2.55	145	231	1.595	1.594	230

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "YUTACUÁ", OAX.

RÍO: SORDO

CUENCA: RÍO VERDE O ATOYAC

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

97° 37' 30"

LONGITUD OESTE 16° 38' 21" LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 335.10

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1974-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO Fg=(AR <sup>2</sup> /3)	FACTOR DE FRICCIÓN Ff=(S <sup>1/2</sup> )/n	TIRANTE MÁXIMO Ymáx. (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust AJUSTE DE (H-Fg) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(Ff)calc.	Mejor ajuste de Ff para ao=1.78	Qcaic. (m <sup>3</sup> /s)
190	20-Sep-90	3.49	83.82	2.581	214.117	35.15	2.38	149.02	1.437	4.19	33.00	2.63	145	232	1.598	1.597	232
171	27-Ago-79	3.49	88.17	2.640	233.000	37.42	2.38	158.12	1.492	5.11	34.00	2.59	145	232	1.598	1.597	232
198	09-Ago-85	3.50	84.92	2.681	226.000	37.36	2.27	146.81	1.539	4.82	35.00	2.43	146	234	1.600	1.600	234
221	13-Sep-75	3.50	84.98	2.780	235.000	37.41	2.27	146.85	1.600	4.41	35.00	2.43	146	234	1.600	1.600	234
103	20-Jun-74	3.51	79.79	2.780	221.000	36.12	2.21	135.34	1.633	4.71	33.50	2.38	147	236	1.603	1.602	236
93	08-Jun-81	3.51	82.87	2.680	221.000	36.78	2.25	142.43	1.552	4.31	29.00	2.88	147	236	1.603	1.602	236
203	20-Sep-79	3.52	79.68	2.850	227.000	36.01	2.21	134.96	1.682	4.14	34.00	2.34	148	238	1.605	1.605	237
202	01-Sep-81	3.52	85.58	2.980	254.000	36.37	2.35	151.40	1.678	4.50	34.00	2.52	148	238	1.605	1.605	237
196	20-Sep-89	3.53	84.03	2.789	232.708	35.16	2.39	150.21	1.549	3.88	33.00	2.55	149	239	1.608	1.607	239
237	01-Oct-81	3.53	86.85	2.850	248.000	36.84	2.38	153.84	1.612	4.97	33.50	2.59	149	239	1.608	1.607	239
139	30-Jun-88	3.54	85.69	3.080	283.000	36.71	2.33	160.79	1.744	4.70	34.60	2.58	150	241	1.610	1.609	241
135	10-Jul-76	3.55	82.87	2.688	238.478	38.95	2.38	185.75	1.438	5.20	34.30	2.71	151	243	1.612	1.612	243
252	29-Sep-80	3.56	85.42	2.970	254.000	36.31	2.35	151.09	1.681	4.45	34.00	2.51	151	245	1.615	1.614	245
217	08-Sep-88	3.56	89.08	2.915	259.828	37.60	2.38	158.59	1.637	4.65	35.00	2.55	151	245	1.615	1.614	245
228	19-Sep-75	3.56	90.56	2.780	250.000	38.17	2.37	161.09	1.552	4.84	35.00	2.59	151	245	1.615	1.614	245
191	11-Sep-79	3.59	87.34	2.810	246.000	36.51	2.39	156.22	1.575	5.15	34.00	2.57	154	250	1.621	1.621	250
114	23-Jun-81	3.59	89.33	2.910	260.000	36.81	2.43	161.32	1.612	4.78	34.00	2.63	154	250	1.621	1.621	250
209	15-Ago-95	3.60	89.79	2.851	256.000	38.08	2.38	159.07	1.609	4.52	36.00	2.49	155	252	1.624	1.624	252
239	14-Sep-84	3.60	95.38	2.790	267.000	37.47	2.55	177.82	1.602	5.42	35.00	2.73	155	252	1.624	1.624	252
189	10-Sep-79	3.61	87.35	2.930	268.000	36.99	2.38	154.90	1.653	5.12	34.00	2.57	156	254	1.626	1.626	254
115	03-Jul-74	3.61	91.09	2.630	240.000	37.13	2.45	165.69	1.448	4.81	34.50	2.64	156	254	1.626	1.626	254
201	31-Ago-81	3.61	95.27	2.641	251.561	39.99	2.38	169.94	1.480	5.11	34.50	2.76	156	254	1.626	1.626	254
156	13-Jul-84	3.62	84.41	2.940	249.000	37.51	2.25	144.95	1.718	4.29	35.00	2.41	157	255	1.628	1.626	255
153	21-Jul-81	3.62	89.65	2.880	259.000	36.49	2.46	163.23	1.587	4.52	34.00	2.64	157	255	1.628	1.628	255
170	27-Ago-79	3.64	97.41	2.720	265.000	38.41	2.54	181.15	1.483	5.27	35.00	2.78	159	259	1.632	1.633	259
201	23-Sep-89	3.66	83.89	2.786	233.746	37.82	2.22	142.88	1.638	4.67	34.50	2.43	160	263	1.636	1.637	263
162	18-Ago-89	3.66	94.93	2.680	255.000	36.59	2.59	179.24	1.423	4.82	34.00	2.79	160	263	1.636	1.637	263
134	09-Jul-78	3.68	88.96	2.878	250.557	39.89	2.18	146.20	1.714	4.61	36.00	2.42	162	266	1.641	1.641	266
195	20-Sep-89	3.68	88.79	2.785	245.522	37.85	2.35	166.78	1.566	4.99	34.50	2.57	162	266	1.641	1.641	266
116	04-Jul-74	3.69	83.94	2.880	242.000	37.07	2.28	144.74	1.672	4.28	35.00	2.40	163	268	1.643	1.643	268
160	27-Jul-81	3.69	86.43	2.860	247.000	36.96	2.34	152.27	1.622	4.39	34.50	2.51	163	266	1.643	1.643	268
215	07-Sep-88	3.71	95.03	2.859	271.706	37.84	2.52	176.20	1.542	4.60	35.00	2.72	165	272	1.647	1.647	272
207	22-Sep-79	3.72	86.78	2.970	258.000	37.43	2.32	151.96	1.698	4.87	35.00	2.48	166	274	1.649	1.649	274
247	19-Sep-84	3.74	93.55	3.110	290.985	38.63	2.42	168.70	1.725	5.16	35.50	2.64	168	277	1.652	1.653	277
249	20-Sep-84	3.76	95.06	3.079	292.669	39.64	2.40	170.60	1.716	5.19	35.00	2.72	170	281	1.658	1.657	281
238	14-Sep-84	3.76	99.54	2.983	296.884	39.04	2.65	185.78	1.698	5.25	35.50	2.60	170	281	1.658	1.657	281
220	12-Sep-75	3.77	93.37	2.990	260.000	39.22	2.38	166.47	1.682	4.52	36.50	2.56	171	283	1.658	1.659	283
261	21-Sep-84	3.77	98.78	3.128	309.003	39.35	2.51	182.45	1.694	5.58	35.00	2.82	171	283	1.658	1.659	283

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "YUTACUÁ", OAX.

RÍO: SORDO

CUENCA: RÍO VERDE O ATOYAC

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

97° 37' 30"

LONGITUD OESTE 16° 38' 21" LATITUD NORTE

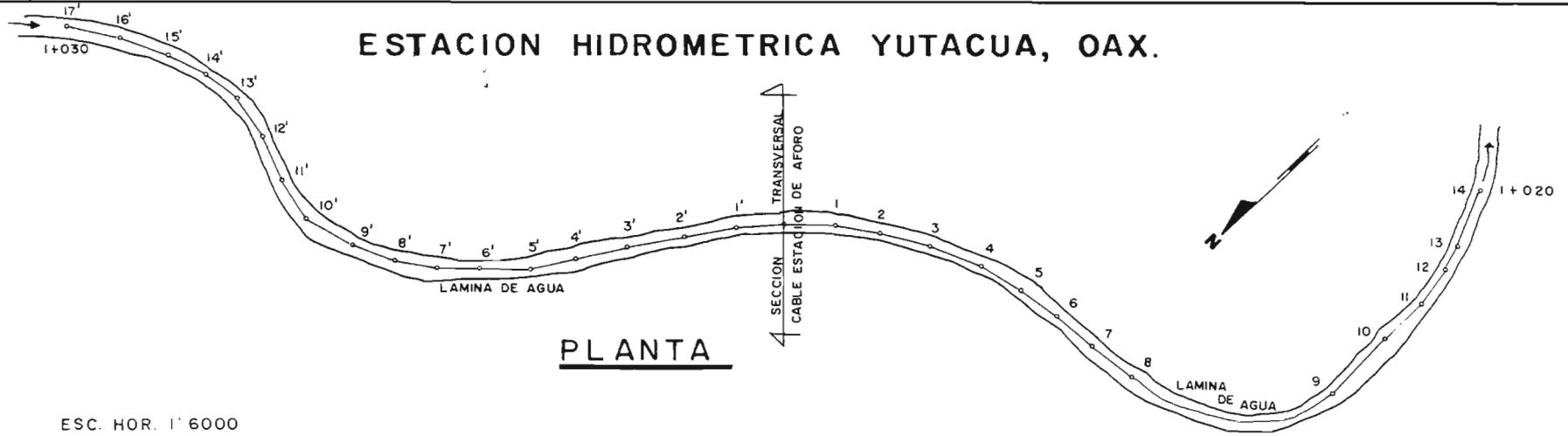
ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 335.10

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1974-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^2/1/2)/n$	TIRANTE MÁXIMO Y <sub>máx.</sub> (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(F <sub>g</sub> )ajust. AJUSTE DE (H-F <sub>g</sub> ) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(F <sub>f</sub> )calc.	Mejor ajuste de F <sub>f</sub> para $\alpha=1.78$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
225	19-Sep-75	3.78	97.29	2.820	275.000	39.08	2.49	178.71	1.539	4.68	36.50	2.67	172	285	1.680	1.661	285
224	15-Sep-75	3.79	91.79	3.109	285.336	39.09	2.35	162.16	1.760	4.50	36.50	2.51	173	287	1.662	1.663	287
194	20-Sep-89	3.83	95.29	2.915	277.782	38.27	2.49	175.05	1.587	4.60	36.00	2.65	176	294	1.669	1.670	295
254	28-Sep-87	3.83	95.61	3.309	316.338	39.04	2.45	173.71	1.821	4.62	35.50	2.69	178	294	1.669	1.670	295
216	08-Sep-88	3.84	99.97	2.964	296.363	39.05	2.58	187.08	1.584	5.18	35.50	2.82	177	296	1.670	1.671	297
250	21-Sep-84	3.87	92.80	3.440	319.000	37.37	2.48	189.57	1.881	5.07	35.00	2.65	180	302	1.678	1.677	302
150	03-Jul-93	3.87	99.45	2.948	293.000	40.38	2.46	181.37	1.615	4.98	37.80	2.83	180	302	1.678	1.677	302
206	04-Sep-81	3.88	99.76	3.161	315.342	40.57	2.46	181.74	1.735	5.38	36.50	2.73	181	304	1.677	1.678	304
132	08-Jul-76	3.90	106.10	3.050	323.591	43.55	2.44	192.10	1.684	5.47	37.50	2.83	183	308	1.680	1.681	308
147	01-Jul-93	3.95	102.16	2.829	289.000	40.97	2.49	187.86	1.538	5.06	38.50	2.65	188	318	1.688	1.689	318
214	07-Sep-88	3.97	98.15	3.231	317.120	38.90	2.52	181.91	1.743	5.17	35.50	2.76	190	322	1.691	1.692	322
248	20-Sep-84	4.00	103.84	3.176	329.784	40.32	2.58	195.10	1.690	5.58	36.50	2.84	193	328	1.696	1.696	328
DATOS OBTENIDOS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE LA SECCIÓN DE AFOROS	2.000	37.500				24.727		49.500			39.86	0.94	54	36	0.671	0.660	51
	2.190	43.400				27.381		59.000			43.91	0.99	61	54	0.684	1.057	65
	2.690	64.000				32.768		100.000			45.17	1.42	100	136	1.367	1.395	139
	3.000	67.000				33.198		107.000			46.09	1.45	107	154	1.437	1.439	154
	3.170	73.000				35.521		118.000			47.51	1.54	120	180	1.503	1.501	180
	3.280	76.000				36.030		125.000			47.98	1.58	128	197	1.539	1.537	197
	3.550	92.300				43.676		152.000			49.43	1.87	151	243	1.612	1.612	243
	3.830	95.600				37.948		177.000			50.15	1.91	176	294	1.669	1.670	295
	3.900	106.000				42.812		194.000			51.03	2.08	183	308	1.660	1.661	308
	4.190	111.000				42.353		211.000			51.66	2.15	213	367	1.721	1.720	367
	4.690	131.000				46.052		263.000			52.59	2.49	272	480	1.768	1.757	477
	4.970	144.000				47.888		300.000			54.04	2.66	308	549	1.785	1.767	544
	5.180	154.000				48.872		331.000			54.80	2.82	338	607	1.796	1.772	599
	5.530	169.000				50.123		380.000					388	701	1.808	1.776	689
	5.690	177.000				50.762		407.000					412	748	1.813	1.778	733
	6.190	201.000				52.167		494.000					495	902	1.823	1.779	881
	6.440	214.000				53.537		539.000					539	985	1.826	1.780	960
	6.690	227.000				54.729		586.000					585	1071	1.829	1.780	1042
	6.870	236.000				55.156		622.000					620	1135	1.830	1.780	1104
	7.180	252.000				56.107		686.000					684	1253	1.831	1.780	1218
7.690	279.000				58.114		794.000					791	1449	1.832	1.780	1408	
7.880	289.000				58.846		835.000					834	1527	1.832	1.780	1484	

# ESTACION HIDROMETRICA YUTACUA, OAX.



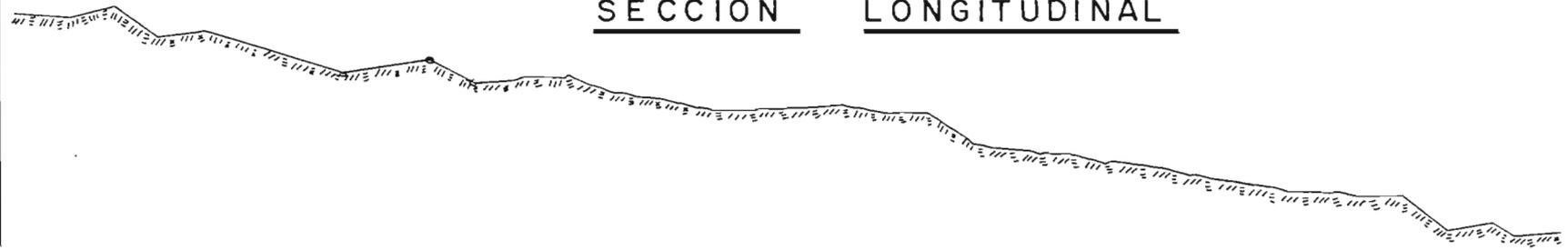
PLANTA

ESC. HOR. 1" 6000

ESC. VER. 1" 500

SECCION LONGITUDINAL

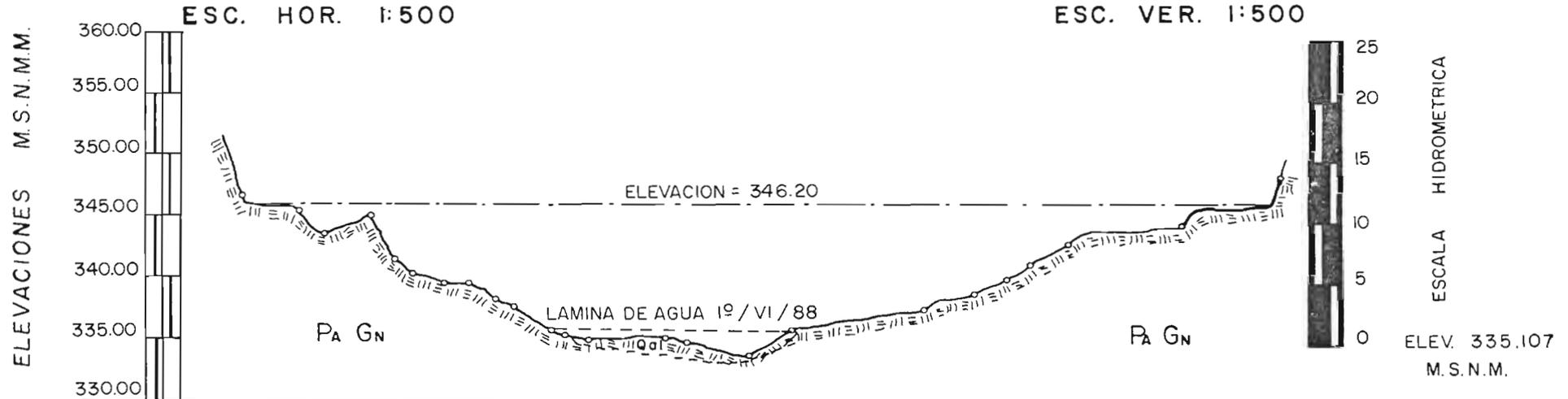
ELEVACIONES m. s. n. m.



Est.	Code nomiento	Elevacion	Code nomiento Cerrado
17'	1 + 030	3 45.88	1020
16'	0 + 960	3 45.53	960
15'	0 + 900	3 46.80	900
14'	0 + 840	3 43.28	840
13'	0 + 780	3 44.08	780
12'	0 + 720	3 42.70	720
11'	0 + 660	3 41.20	660
10'	0 + 600	3 39.18	600
9'	0 + 540	3 39.83	540
8'	0 + 480	3 40.81	480
7'	0 + 420	3 38.35	420
6'	0 + 360	3 38.72	360
5'	0 + 300	3 39.03	300
4'	0 + 240	3 37.17	240
3'	0 + 180	3 36.48	180
2'	0 + 120	3 35.08	120
1'	0 + 060	3 34.97	60
0	0 + 000	3 35.10	0
1	0 + 060	3 35.56	60
2	0 + 120	3 34.76	120
3	0 + 180	3 34.77	180
4	0 + 240	3 31.26	240
5	0 + 300	3 30.77	300
6	0 + 360	3 30.22	360
7	0 + 420	3 29.37	420
8	0 + 480	3 28.77	480
			540
			600
			660
9	0 + 720	3 25.72	720
10	0 + 810	3 25.47	780
11	0 + 870	3 21.35	840
12	0 + 930	3 22.45	900
13	0 + 960	3 20.99	960
14	1 + 020	3 21.59	1020

# ESTACION HIDROMETRICA YUTACUA, OAX.

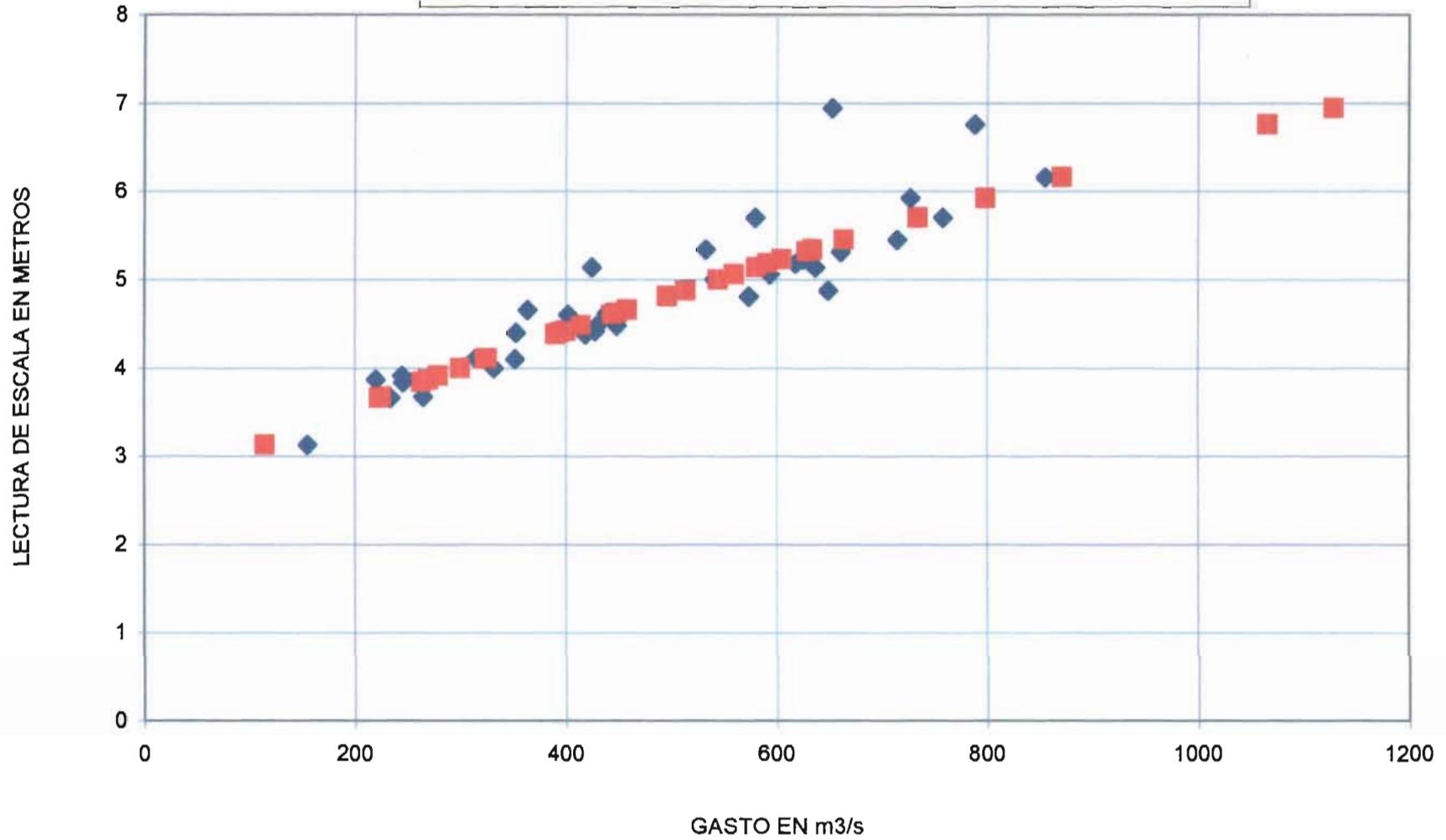
## SECCION TRANSVERSAL



Est	Cadenamiento	Elev.	Cadenamiento Cerrado
	0-009.50	345.97	350.00 - 10
	0-005	345.85	5
	0-003.50	344.09	0
1	0+000	345.25	5
2	0+002.20	341.98	10
3	0+003.90	340.64	15
4	0+006.25	339.72	20
5	0+008.50	339.75	25
6	0+010.40	338.39	30
7	0+012.00	338.10	35
8	0+015	336.05	40
9	0+016	335.49	45
10	0+018	335.58	50
11	0+024	335.40	55
12	0+025.50	335.04	60
13	0+030.75	334.30	65
14	0+034	336.25	70
15	0+044.50	338.28	75
16	0+048.50	339.05	
17	0+050.50	340.08	
18	0+052.90	341.55	
19	0+056.11	342.99	
20	0+065	344.60	
21	0+072.25	346.27	

E. H. "YUTACUÁ". OAX.  
COMPARACIÓN DE RESULTADOS

◆ GASTOS MÁXIMOS ANUALES EXTRAPOLADOS ■ GASTOS MÁXIMOS ANUALES REVISADOS



ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "PASO ANCHO", OAX.

RÍO: VERDE O ATOYAC

CUENCA: RÍO VERDE O ATOYAC

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

96° 53' 27"

LONGITUD OESTE 16° 22' 00" LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 1267.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^2/1/2)/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{m\acute{a}x}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(Fg)ajust AJUSTE DE (H-Fg) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust (m <sup>3</sup> /s)	(Ff)calc.	Mejor ajuste de Ff para $ao=1.15$	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
117	29-Ago-86	1.47	36.48	1.328	48.008	35.04	1.04	37.47	1.281	1.48	35.00	1.04	45.585	88.633	1.945	1.809	82
175	09-Ago-90	1.52	40.09	1.460	58.830	35.41	1.13	43.55	1.346	1.67	34.40	1.17	47.222	90.609	1.919	1.800	85
129	09-Jul-90	1.54	37.52	1.465	55.180	35.52	1.06	38.92	1.418	1.48	34.50	1.09	47.921	91.438	1.908	1.796	86
198	10-Sep-83	1.58	36.48	1.224	44.562	35.17	1.04	37.38	1.192	1.40	34.50	1.06	49.382	93.161	1.887	1.788	88
123	07-Sep-86	1.59	41.26	1.651	67.543	35.53	1.16	45.58	1.482	1.66	35.00	1.18	49.761	93.606	1.881	1.786	89
130	02-Ago-84	1.63	41.36	1.320	53.988	34.20	1.21	46.95	1.150	1.50	34.00	1.22	51.326	95.439	1.859	1.778	91
86	20-Jun-77	1.66	40.62	2.114	85.762	34.96	1.16	44.89	1.910	1.51	34.50	1.18	52.554	96.872	1.843	1.772	93
157	25-Sep-78	1.72	49.82	1.618	80.070	35.62	1.40	62.31	1.285	2.03	34.50	1.44	55.151	99.886	1.811	1.759	97
123	14-Ago-80	1.93	52.05	1.948	101.485	35.41	1.47	87.29	1.508	2.02	34.00	1.53	65.715	111.994	1.704	1.708	112
151	16-Ago-85	1.95	51.27	2.291	118.481	36.00	1.42	64.90	1.826	1.78	35.50	1.44	66.841	113.273	1.695	1.703	114
72	12-Jun-87	2.07	62.25	1.842	120.250	38.49	1.62	85.77	1.402	2.25	37.00	1.68	74.033	121.412	1.640	1.671	124
238	19-Sep-90	2.10	59.20	2.371	140.620	37.45	1.68	80.33	1.750	2.02	36.20	1.64	75.948	123.571	1.627	1.663	126
136	03-Jul-91	2.19	74.87	2.120	159.040	38.07	1.97	117.52	1.353		36.70	2.04	81.973	130.343	1.590	1.638	134
152	16-Ago-85	2.29	64.45	2.099	142.320	37.21	1.73	92.95	1.531	2.30	36.50	1.77	89.163	138.389	1.552	1.610	144
71	12-Jun-87	2.30	68.67	1.935	136.004	38.45	1.79	101.08	1.345	2.57	37.00	1.68	89.910	139.224	1.548	1.607	144
88	23-Jun-81	2.42	75.25	2.420	182.837	38.00	1.98	118.66	1.541	2.70	36.00	2.09	99.287	149.671	1.507	1.573	156
206	03-Sep-88	2.49	78.13	2.210	168.200	40.85	1.86	115.10	1.461	2.70	38.00	2.00	105.102	156.131	1.486	1.553	163
280	11-Oct-91	2.50	81.20	2.150	174.290	39.69	2.05	130.86	1.332		38.10	2.13	105.954	157.076	1.482	1.550	164
207	03-Sep-88	2.57	76.84	2.220	169.770	41.58	1.84	115.21	1.474	2.29	38.50	1.99	112.061	163.844	1.462	1.530	172
158	22-Sep-79	2.58	86.05	2.343	201.891	38.56	2.23	146.80	1.373	3.24	36.80	2.34	112.954	164.833	1.459	1.528	173
279	11-Oct-91	2.88	89.34	2.310	206.160	40.62	2.20	151.09	1.364		36.90	2.30	122.172	175.023	1.433	1.500	183
218	09-Sep-89	2.81	86.81	2.393	209.080	41.23	2.11	142.61	1.466	2.82	34.50	2.52	134.933	189.092	1.401	1.465	198
65	21-Jul-81	2.83	92.60	2.505	232.281	40.33	2.30	161.16	1.441	3.25	38.90	2.38	136.975	191.339	1.397	1.460	200
217	09-Sep-89	3.09	102.06	2.691	276.460	42.20	2.42	183.89	1.503	3.37	34.50	2.96	165.405	222.550	1.345	1.395	231
209	05-Sep-88	3.12	105.89	2.570	273.000	42.18	2.51	195.59	1.396	3.42	40.50	2.61	168.912	226.390	1.340	1.388	234
210	05-Sep-88	3.13	101.22	2.730	277.000	42.11	2.40	181.63	1.525	3.11	40.50	2.50	170.091	227.681	1.339	1.386	236
131	07-Jul-93	3.14	102.10	2.331	238.000	42.58	2.40	182.91	1.301	3.43	40.50	2.52	171.276	228.978	1.337	1.383	237
130	07-Jul-93	3.16	99.08	2.493	247.000	42.70	2.32	173.66	1.422	3.36	40.50	2.45	173.660	231.587	1.334	1.379	239
208	04-Sep-88	3.16	105.41	2.581	272.260	42.14	2.50	194.24	1.402	3.36	40.50	2.60	173.660	231.587	1.334	1.379	239
218	08-Sep-88	3.18	97.62	2.290	244.000	42.57	2.29	169.76	1.437	3.11	41.00	2.38	176.066	234.219	1.330	1.374	242
157	18-Sep-75	3.87	152.88	3.026	462.716	59.24	2.68	287.83	1.609	4.86	55.50	2.75	271.795	338.476	1.245	1.252	340
158	17-Sep-75	4.05	187.67	2.895	485.383	62.23	2.69	324.66	1.495	5.57	59.50	2.82	300.841	369.978	1.230	1.230	370
133	22-Jun-89	4.42	185.09	2.760	442.000	66.94	2.77	384.83	1.212	4.79	64.50	2.87	365.839	440.323	1.204	1.197	438
109	28-Ago-81	4.90	209.27	2.550	535.000	73.59	2.84	420.05	1.274	4.85	71.50	2.93	460.773	542.796	1.178	1.171	540
131	22-Jun-89	6.04	226.41	3.010	540.000	75.21	3.01	472.04	1.144	5.32	72.30	3.13	490.720	575.069	1.172	1.167	573
132	22-Jun-89	5.10	226.58	3.000	495.000	75.46	3.00	471.58	1.050	5.22	73.00	3.10	503.866	589.230	1.169	1.165	587
DATOS OBTENIDOS DEL LEVANTAMIENTO		8.23	313.100			87.860	3.56	730.48					786.432	892.889	1.135	1.151	906
		7.52	419.000			88.343	4.74	1182.790					1190.201	1325.341	1.114	1.150	1369

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "PASO ANCHO", OAX.

RÍO: VERDE O ATOYAC

CUENCA: RÍO VERDE O ATOYAC

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

96° 53' 27"

LONGITUD OESTE 16° 22' 00" LATITUD NORTE

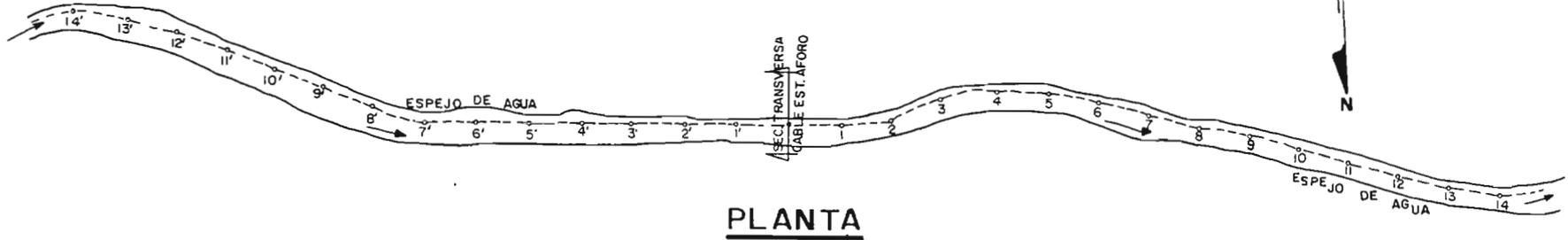
ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 1267.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1975-1995

TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^1/2)/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{máx.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(F <sub>g</sub> )ajust. AJUSTE DE (H-F <sub>g</sub> ) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(F <sub>f</sub> )calc.	Mejor ajuste de F <sub>f</sub> para ao=1.15	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
TOPOGRÁFICO DE LA SECCIÓN DE AFOROS	8.71	522.340			92.980	5.62	1650.68						1639.430	1805.377	1.101	1.150	1885
	10.02	640.000			96.980	6.60	2251.700						2219.138	2423.827	1.092	1.150	2552

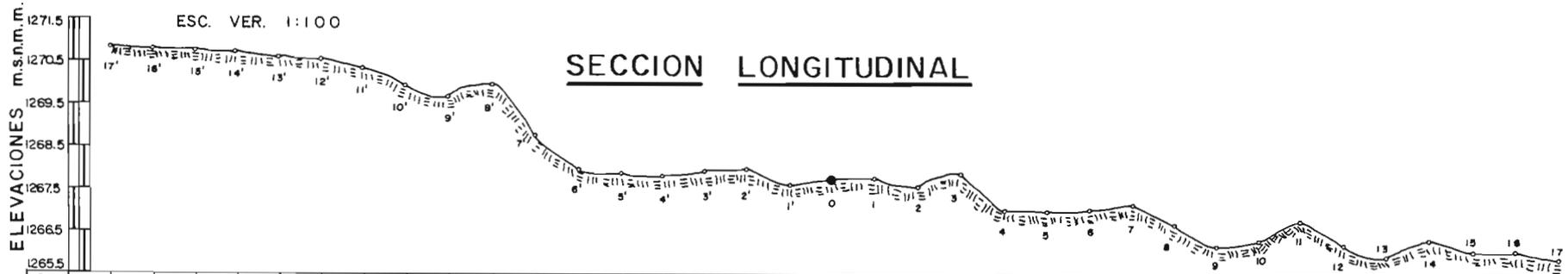
# ESTACION HIDROMETRICA PASO ANCHO, OAX.



PLANTA

ESC. HOR. 1:6000

ESC. VER. 1:100

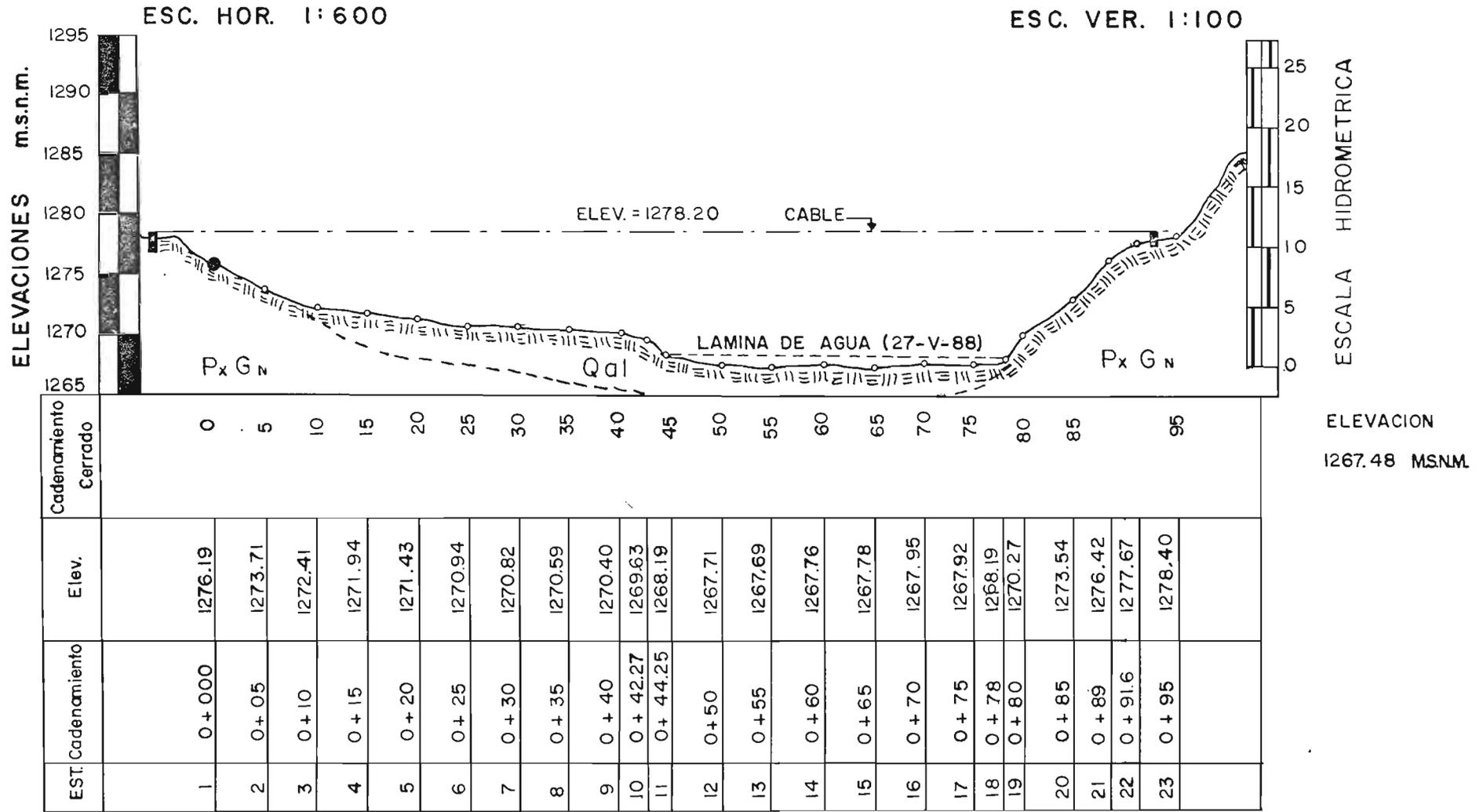


SECCION LONGITUDINAL

Est.	Codenamiento	Elev.	Codenamiento Cerrado
17'	1 + 020	1270.85	
16'	0 + 960	1270.82	
15'	0 + 900	1270.78	900
14'	0 + 840	1270.64	
13'	0 + 780	1270.62	
12'	0 + 720	1270.58	
11'	0 + 660	1270.38	
10'	0 + 600	1269.95	600
9'	0 + 540	1269.68	
8'	0 + 480	1270.00	
7'	0 + 420	1268.77	
6'	0 + 360	1268.06	
5'	0 + 300	1267.89	300
4'	0 + 240	1267.84	
3'	0 + 180	1267.96	
2'	0 + 120	1268.04	
1'	0 + 060	1267.62	
0	0 + 000.00	1267.71	0
1	0 + 060	1267.77	
2	0 + 120	1267.58	
3	0 + 180	1267.88	
4	0 + 240	1267.08	
5	0 + 300	1266.98	300
6	0 + 360	1267.03	
7	0 + 420	1267.15	
8	0 + 480	1266.68	
9	0 + 540	1266.16	
10	0 + 600	1266.25	600
11	0 + 660	1266.74	
12	0 + 720	1266.17	
13	0 + 780	1265.87	
14	0 + 840	1266.24	
15	0 + 900	1266.05	900
16	0 + 960	1266.00	
17	1 + 020	1265.79	

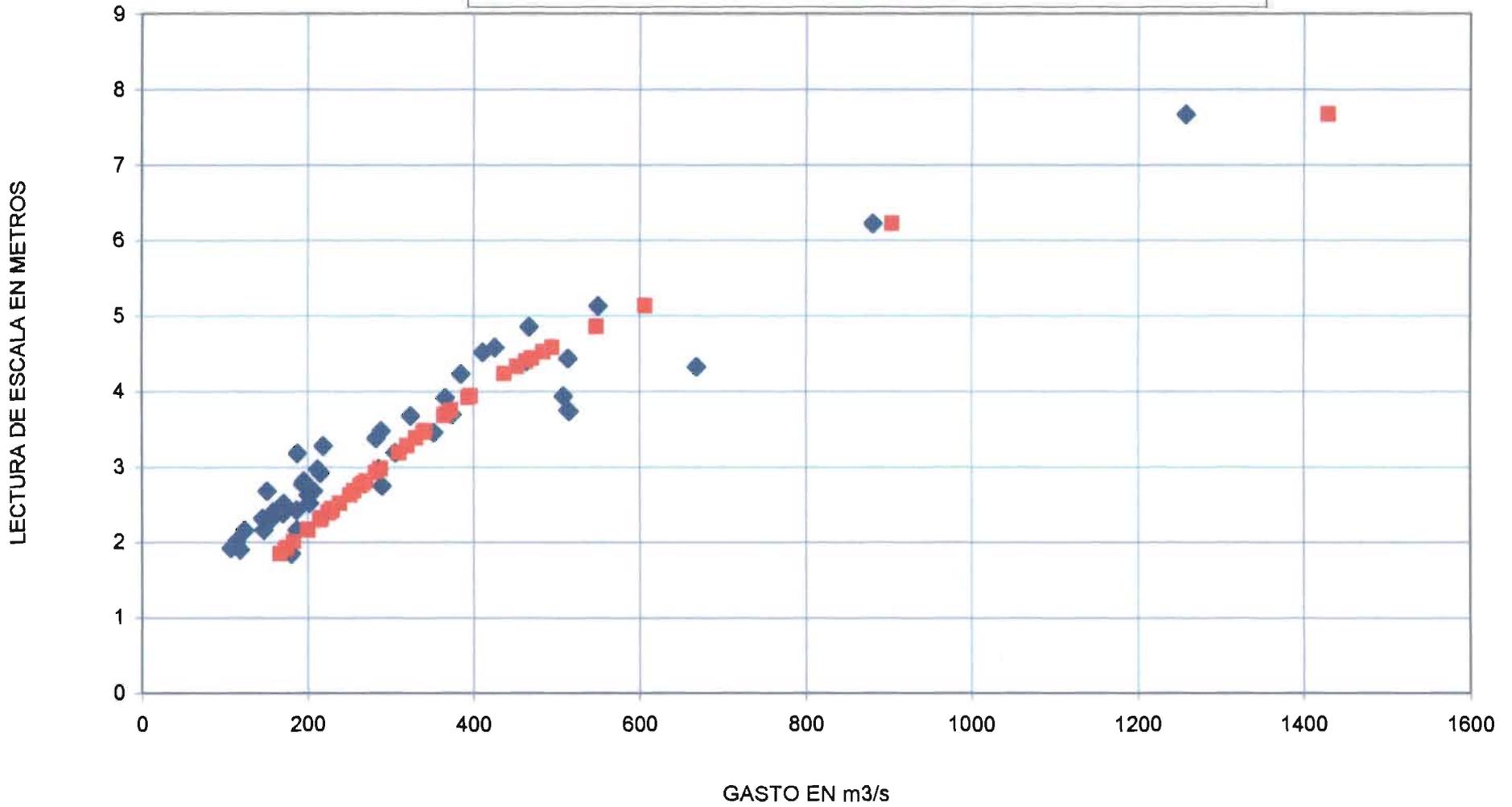
# ESTACION HIDROMETRICA PASO ANCHO, OAX.

## SECCION TRANSVERSAL



E. H. "PASO ANCHO", OAX.  
COMPARACIÓN DE RESULTADOS

◆ GASTOS MÁXIMOS ANUALES EXTRAPOLADOS ■ GASTOS MÁXIMOS ANUALES REVISADOS



ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "EL CARRIZO", OAX.

RÍO: VERDE

CUENCA: RÍO VERDE

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

97° 36' 55"

LONGITUD OESTE 18° 25'28'' LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 210.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1974-1995

TABLA 4.1, TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^*1/2)/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{máx.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(F <sub>g</sub> )ajust. AJUSTE DE (H-F <sub>g</sub> ) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(F <sub>f</sub> )calc.	Mejor ajuste de Ff para ao=0.77	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
244	17-Sep-90	5.26	249.98	2.220	556	71.31	3.51	578.87	0.964	5.28	71.00	3.52	549	574	1.044	1.034	568
120	01-Jul-91	5.33	248.74	2.330	574	71.48	3.45	583.87	1.019	5.40	70.00	3.52	566	589	1.040	1.030	584
236	08-Sep-90	5.40	253.23	2.250	569	74.34	3.41	573.29	0.992	5.58	73.00	3.47	584	604	1.035	1.027	599
119	01-Jul-91	5.59	262.35	2.290	601	72.90	3.60	616.10	0.976	5.75	71.50	3.67	632	647	1.024	1.017	643
138	29-Jun-93	5.63	270.89	2.355	638	75.02	3.61	637.58	1.001	6.01	73.50	3.69	643	656	1.021	1.015	652
118	15-Jun-90	5.68	274.37	2.320	638	75.49	3.63	648.59	0.983	6.00	74.00	3.71	656	668	1.018	1.013	664
210	11-Oct-91	5.75	286.58	2.350	674	74.55	3.84	703.25	0.959	5.90	73.00	3.93	675	684	1.014	1.009	681
209	11-Oct-91	5.95	299.81	2.480	743	77.13	3.89	741.19	1.003	6.15	75.50	3.97	730	731	1.002	0.999	729
123	03-Jul-91	5.98	291.94	2.490	726	77.47	3.77	706.97	1.027	6.00	76.00	3.84	738	738	1.000	0.998	736
301	29-Sep-87	6.09	311.43	2.484	774	79.60	3.91	773.26	1.000	6.10	77.50	4.02	770	765	0.994	0.992	763
299	28-Sep-87	6.14	308.34	2.813	806	80.00	3.85	757.98	1.063	6.48	78.00	3.95	784	777	0.991	0.990	776
237	17-Sep-94	6.23	313.46	2.421	759	79.91	3.82	778.66	0.974	6.50	78.00	4.02	811	799	0.986	0.985	798
147	03-Jul-93	6.26	336.08	2.672	898	78.13	4.41	904.41	0.993	7.31	74.00	4.54	820	807	0.984	0.984	806
251	20-Sep-90	6.35	346.04	2.430	840	86.85	3.98	869.69	0.966	6.80	79.00	4.38	847	829	0.979	0.979	829
262	27-Sep-93	6.51	338.35	2.503	847	79.64	4.25	887.54	0.954	6.88	79.00	4.77	896	870	0.971	0.971	870
81	06-Jun-81	6.55	334.68	2.630	883	74.76	4.48	909.08	0.971	7.32	72.50	4.62	909	880	0.966	0.969	881
219	31-Ago-89	6.58	343.71	2.570	884	82.63	4.18	888.99	0.994	6.85	81.00	4.24	918	888	0.967	0.968	888
146	03-Jul-93	6.68	358.89	2.809	1008	81.96	4.38	960.58	1.049	7.41	80.00	4.49	950	914	0.962	0.963	915
152	07-Jul-93	6.78	382.55	2.802	1072	80.93	4.73	1077.48	0.995	7.80	78.50	4.87	983	940	0.957	0.958	941
152	27-Jul-81	6.84	382.16	2.590	938	79.28	4.57	997.07	0.941	7.00	78.00	4.64	1002	956	0.954	0.955	957
151	06-Jul-93	6.85	371.73	2.825	1050	81.53	4.56	1022.12	1.027	7.29	79.50	4.68	1006	959	0.953	0.955	960
144	02-Jul-93	6.87	369.74	2.824	1044	85.65	4.32	980.26	1.065	7.01	84.00	4.40	1012	964	0.952	0.954	965
153	27-Jul-81	6.92	371.83	2.540	945	80.76	4.60	1028.14	0.919	7.08	79.50	4.67	1029	977	0.950	0.951	979
209	08-Sep-81	6.94	376.26	2.620	988	84.85	4.43	1015.58	0.973	7.10	83.00	4.63	1036	983	0.949	0.950	984
240	29-Sep-80	6.94	379.99	2.570	979	82.82	4.59	1049.21	0.933	7.10	83.00	4.58	1036	983	0.949	0.950	984
261	27-Sep-93	6.95	395.25	2.664	1063	85.38	4.63	1097.87	0.959	7.97	83.00	4.76	1039	985	0.948	0.950	987
254	09-Sep-88	7.00	375.76	2.750	1034	83.02	4.53	1028.16	1.006	7.10	81.00	4.64	1056	999	0.946	0.947	1001
80	06-Jun-81	7.00	376.81	2.400	908	79.81	4.72	1060.47	0.856	7.77	79.00	4.77	1056	999	0.946	0.947	1001
161	21-Sep-79	7.01	383.45	2.450	891	81.60	4.45	983.89	0.906	7.46	83.00	4.36	1059	1002	0.945	0.947	1003
150	06-Sep-75	7.02	394.03	2.320	918	83.08	4.74	1112.29	0.825	7.22	83.00	4.75	1063	1004	0.945	0.946	1006
296	26-Sep-87	7.03	401.43	2.551	1024	87.60	4.58	1107.51	0.925	7.10	85.00	4.72	1066	1007	0.944	0.946	1009
243	03-Sep-86	7.04	385.81	2.550	985	88.73	4.35	1027.80	0.958	7.14	87.00	4.43	1070	1010	0.944	0.946	1011
155	28-Jul-81	7.04	388.07	2.420	940	81.66	4.75	1096.93	0.857	7.20	80.00	4.65	1070	1010	0.944	0.946	1011
253	22-Sep-84	7.04	388.95	2.470	961	86.02	4.62	1063.55	0.904	7.47	84.00	4.83	1070	1010	0.944	0.946	1011
154	08-Sep-79	7.08	388.12	2.550	941	83.02	4.43	993.56	0.947	7.02	83.50	4.41	1083	1021	0.942	0.944	1022
116	23-Jun-89	7.08	399.49	2.690	1078	84.05	4.75	1129.32	0.952	7.20	82.00	4.87	1083	1021	0.942	0.944	1022
150	07-Jul-84	7.10	393.68	2.560	1010	84.33	4.67	1099.64	0.918	7.75	82.00	4.80	1090	1026	0.941	0.943	1028
253	09-Sep-88	7.13	384.81	2.710	1045	83.00	4.64	1069.94	0.977	7.43	81.00	4.75	1101	1035	0.940	0.941	1036
207	07-Sep-81	7.14	396.61	2.580	1025	87.59	4.53	1085.52	0.944	7.30	88.00	4.51	1104	1037	0.939	0.941	1039
197	26-Sep-74	7.16	383.55	2.590	997	87.44	4.39	1027.77	0.970	6.93	85.80	4.47	1111	1043	0.938	0.940	1044

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "EL CARRIZO", OAX.

RÍO: VERDE

CUENCA: RÍO VERDE

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

97° 36' 55"

LONGITUD OESTE 16° 25'28"

LATITUD NORTE

ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 210.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1974-1995

TABLA 4.1, TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^2/1/2)/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{m\acute{a}x.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(F <sub>g</sub> )ajust AJUSTE DE (H-F <sub>g</sub> ) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust. (m <sup>3</sup> /s)	(F <sub>f</sub> )calc.	Mejor ajuste de F <sub>f</sub> para ao=0.77	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
252	22-Sep-84	7.18	408.58	2.510	1027	88.25	4.74	1152.45	0.891	7.54	84.00	4.88	1118	1048	0.937	0.939	1050
154	28-Jul-81	7.20	389.47	2.530	987	81.48	4.78	1105.33	0.893	7.36	80.50	4.84	1125	1054	0.937	0.938	1056
248	06-Sep-88	7.23	406.85	2.640	1076	88.01	4.73	1148.48	0.939	7.59	84.00	4.84	1136	1082	0.935	0.937	1084
245	20-Sep-88	7.25	411.18	2.850	1090	91.60	4.49	1118.81	0.975	7.84	85.00	4.84	1143	1088	0.934	0.938	1070
295	26-Sep-87	7.33	423.99	2.633	1117	90.40	4.69	1187.99	0.940	7.75	88.00	4.82	1172	1090	0.931	0.932	1092
241	02-Oct-81	7.33	424.56	2.670	1137	86.81	4.89	1223.26	0.929	7.59	88.50	4.91	1172	1090	0.931	0.932	1092
243	16-Sep-84	7.35	401.84	2.490	1003	88.97	4.51	1097.07	0.914	7.45	87.00	4.82	1179	1096	0.930	0.931	1098
228	04-Sep-84	7.36	422.88	2.420	1024	86.56	4.89	1218.02	0.841	8.16	84.00	5.04	1182	1099	0.929	0.931	1100
150	06-Jul-93	7.37	443.49	2.782	1234	91.74	4.83	1287.95	0.973	8.21	89.50	4.96	1186	1102	0.929	0.930	1103
145	02-Jul-83	7.37	418.08	2.853	1187	89.23	4.86	1161.33	1.022	7.76	87.00	4.78	1186	1102	0.929	0.930	1103
247	06-Sep-88	7.38	414.93	2.840	1099	87.72	4.73	1189.21	0.940	7.79	85.50	4.85	1190	1104	0.928	0.930	1106
206	07-Sep-81	7.38	423.66	2.660	1130	88.17	4.81	1206.37	0.937	7.54	88.00	4.81	1190	1104	0.928	0.930	1106
252	08-Sep-88	7.39	418.89	2.720	1137	85.87	4.87	1197.15	0.950	7.45	84.00	4.96	1193	1107	0.928	0.929	1109
244	20-Sep-89	7.39	419.26	2.570	1079	87.91	4.77	1187.90	0.908	7.84	86.00	4.88	1193	1107	0.928	0.929	1109
196	25-Sep-74	7.49	418.82	2.700	1134	83.55	5.01	1225.75	0.925	7.26	84.00	4.98	1230	1136	0.924	0.925	1137
242	15-Sep-84	7.50	429.17	2.550	1097	90.09	4.78	1215.06	0.903	7.73	88.00	4.88	1233	1139	0.923	0.924	1140
115	23-Jun-89	7.50	432.94	2.700	1188	88.07	4.92	1251.88	0.933	7.81	85.50	5.06	1233	1139	0.923	0.924	1140
149	07-Jul-84	7.50	434.31	2.800	1130	87.44	4.97	1284.33	0.894	8.01	85.00	5.11	1233	1139	0.923	0.924	1140
203	01-Sep-81	7.54	447.10	2.630	1180	88.81	5.03	1313.31	0.898	7.70	88.00	5.08	1248	1150	0.921	0.923	1152
155	13-Sep-75	7.57	414.70	2.450	1017	89.38	4.64	1153.79	0.881	7.38	87.70	4.73	1259	1159	0.920	0.921	1180
238	12-Sep-84	7.88	451.30	2.540	1150	90.97	4.86	1312.73	0.878	8.30	88.00	5.13	1301	1191	0.915	0.916	1192
238	01-Oct-81	7.89	447.82	2.630	1178	87.57	5.11	1328.25	0.887	7.95	87.00	5.15	1305	1194	0.915	0.916	1195
202	01-Sep-81	7.89	480.04	2.680	1238	88.99	5.17	1376.41	0.899	7.85	88.00	5.23	1305	1194	0.915	0.916	1195
250	07-Sep-88	7.73	458.98	2.790	1274	92.53	4.94	1325.28	0.961	8.01	90.00	5.08	1320	1206	0.913	0.914	1207
195	25-Sep-74	7.75	443.73	2.550	1134	90.57	4.90	1280.00	0.888	7.62	88.50	5.01	1327	1211	0.913	0.913	1213
251	21-Sep-84	7.80	485.78	2.590	1211	91.39	5.10	1379.44	0.878	7.99	89.00	5.23	1347	1228	0.911	0.911	1227
194	24-Sep-74	7.82	449.72	2.590	1185	89.52	5.02	1319.14	0.883	7.59	87.80	5.12	1354	1232	0.910	0.910	1233
241	15-Sep-84	7.83	468.51	2.530	1187	91.17	5.14	1395.18	0.851	8.48	89.00	5.28	1358	1235	0.909	0.910	1236
239	27-Sep-80	7.84	489.78	2.640	1241	89.29	5.28	1421.09	0.873	8.00	89.00	5.28	1362	1238	0.909	0.910	1239
251	08-Sep-88	7.88	486.99	2.800	1308	94.18	4.96	1357.92	0.964	8.18	92.00	5.08	1378	1250	0.907	0.908	1251
240	02-Oct-81	7.90	470.19	2.730	1286	91.40	5.14	1401.17	0.918	8.18	91.00	5.17	1386	1256	0.906	0.907	1257
154	12-Sep-75	7.99	452.37	2.480	1123	91.00	4.97	1317.84	0.852	7.80	89.00	5.08	1421	1283	0.903	0.903	1284
249	07-Sep-88	8.05	477.09	2.810	1339	95.38	5.00	1395.39	0.959	8.33	93.00	5.13	1445	1301	0.901	0.901	1302
205	05-Sep-81	8.08	503.50	2.708	1389	93.80	5.38	1545.78	0.898	8.24	92.00	5.47	1457	1310	0.899	0.900	1311
250	21-Sep-84	8.11	497.94	2.887	1328	96.80	5.15	1485.86	0.894	8.70	92.00	5.41	1469	1320	0.898	0.898	1320
249	20-Sep-84	8.12	504.11	2.509	1265	95.20	5.30	1531.50	0.828	8.42	92.00	5.48	1473	1323	0.898	0.898	1323
196	27-Ago-81	8.17	468.15	2.680	1249	87.93	5.32	1427.42	0.875	8.33	87.00	5.38	1493	1338	0.896	0.896	1338
204	05-Sep-81	8.28	521.25	2.804	1461	97.40	5.35	1584.79	0.916	8.44	92.00	5.87	1539	1372	0.892	0.892	1372
193	24-Sep-74	8.29	499.22	2.630	1318	95.87	6.22	1501.88	0.876	8.06	93.50	5.34	1543	1375	0.892	0.891	1375
192	23-Sep-74	8.30	501.74	2.670	1341	94.92	5.29	1522.61	0.881	8.07	92.80	5.42	1547	1378	0.891	0.891	1378

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA: "EL CARRIZO", OAX.

RÍO: VERDE

CUENCA: RÍO VERDE

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

97° 36' 55"

LONGITUD OESTE 18° 25' 28"

LATITUD NORTE

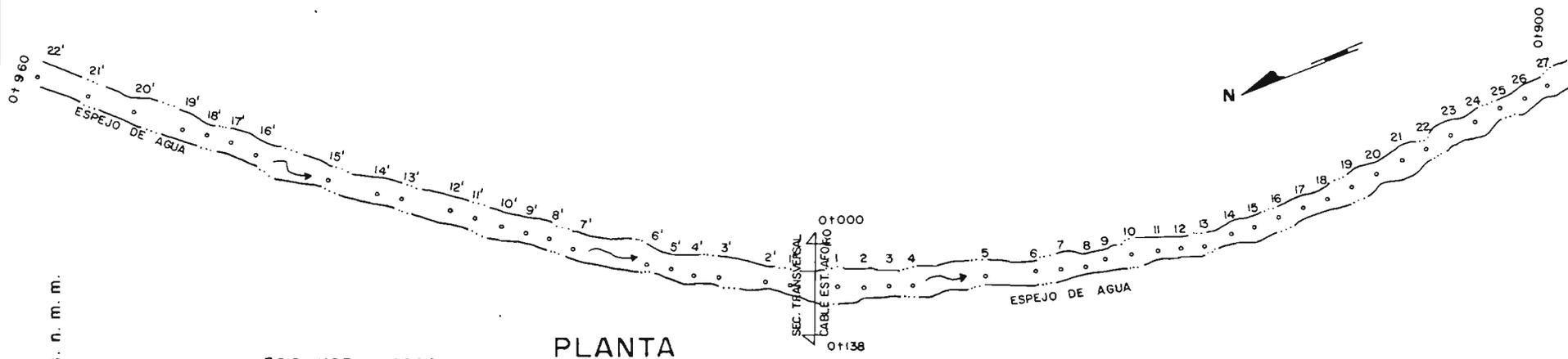
ELEVACIÓN DEL CERO DE LA ESCALA (m.s.n.m.): 210.00

PERÍODO DE LOS DATOS ANALIZADOS: 1974-1995

TABLA 4.1, TABLA DE DATOS BÁSICOS PARA EL ESTUDIO

col. 1	col. 2	col. 3	col. 4	col. 5	col. 6	col. 7	col. 8	col. 9	col. 10	col. 11	col. 12	col. 13	col. 14	col. 15	col. 16	col. 17	col. 18
NÚMERO DE AFORO	FECHA (dd/mm/aa)	ESCALA MEDIA H (m)	ÁREA DEL AFORO A (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD MEDIA V (m/s)	GASTO AFORADO Q (m <sup>3</sup> /s)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO R (m)	FACTOR GEOMÉTRICO $F_g=(AR^2/3)$	FACTOR DE FRICCIÓN $F_f=(S^*1/2)/n$	TIRANTE MÁXIMO $Y_{máx.}$ (m)	ANCHO DE LA SECCIÓN B (m)	TIRANTE HIDRÁULICO (A/P) (m)	(F <sub>g</sub> )ajust AJUSTE DE (H-F <sub>g</sub> ) DE AFOROS Y TOP.	(Q)ajust (m <sup>3</sup> /s)	(F <sub>f</sub> )calc.	Mejor ajuste de F <sub>f</sub> para ao=0.77	Qcalc. (m <sup>3</sup> /s)
246	05-Sep-88	8.33	482.36	2.620	1291	96.19	5.12	1462.35	0.883	8.46	94.00	5.24	1559	1388	0.890	0.890	1387
201	31-Ago-81	8.34	534.16	2.777	1484	96.40	5.54	1672.83	0.887	8.50	92.00	5.81	1563	1391	0.890	0.889	1390
239	01-Oct-81	8.38	513.08	2.845	1480	96.40	5.32	1584.07	0.933	8.84	92.00	5.58	1580	1403	0.888	0.888	1403
238	28-Sep-80	8.46	518.68	2.744	1423	95.50	5.43	1802.82	0.888	8.82	90.50	5.73	1614	1429	0.885	0.885	1428
191	23-Sep-74	8.53	525.35	3.100	1830	98.08	5.47	1630.52	1.000	8.35	94.00	5.59	1644	1451	0.883	0.882	1450
200	31-Ago-81	8.55	549.44	2.873	1579	96.00	5.72	1758.00	0.898	8.71	93.00	5.91	1652	1457	0.882	0.881	1456
245	05-Sep-88	8.58	522.51	2.680	1401	97.42	5.36	1801.00	0.875	8.71	95.00	5.50	1665	1467	0.881	0.880	1465
248	20-Sep-84	8.59	541.82	2.512	1361	99.80	5.44	1674.88	0.812	8.70	95.50	5.67	1669	1470	0.881	0.880	1468
240	14-Sep-84	8.85	582.37	2.451	1427	99.00	5.88	1897.76	0.752	9.47	96.00	6.07	1783	1555	0.872	0.870	1552
190	22-Sep-74	8.99	580.03	2.760	1603	99.45	5.83	1879.38	0.853	9.33	96.50	6.01	1846	1601	0.867	0.865	1598
239	14-Sep-84	9.44	630.66	2.612	1647	102.00	6.18	2124.51	0.775	10.06	98.00	6.44	2056	1755	0.853	0.851	1750
197	27-Ago-81	9.56	603.22	2.813	1697	99.00	6.09	2012.35	0.843	9.72	98.00	6.16	2114	1797	0.850	0.847	1791
146	27-Ago-79	9.99	691.31	3.054	2111	104.00	6.65	2443.99	0.864	10.14	98.00	7.05	2328	1951	0.838	0.835	1945
199	29-Ago-81	10.83	783.38	2.971	2268	107.00	7.13	2829.08	0.802	10.99	102.50	7.45	2777	2268	0.817	0.816	2266
198	29-Ago-81	11.34	812.09	3.032	2462	109.00	7.45	3097.82	0.795	11.50	103.50	7.85	3068	2472	0.806	0.807	2475
DATO DE LEVANT. TOPOGR		13.590	1054.540			119.440	8.83	4504.76					4532	3467	0.765	0.782	3542

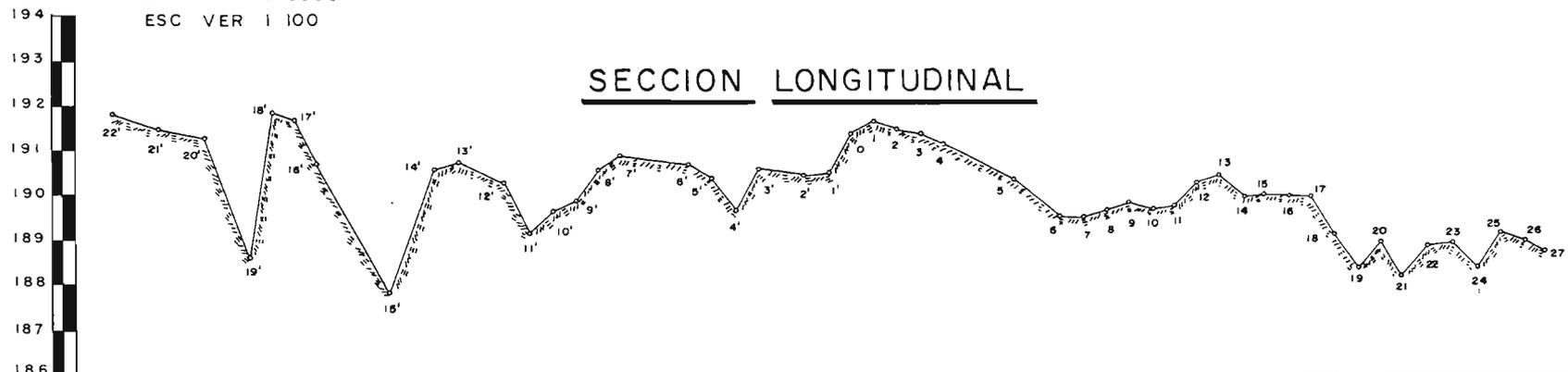
# ESTACION HIDROMETRICA EL CARRIZO, OAX.



PLANTA

ESC. HOR. 1 6000  
ESC. VER 1 100

SECCION LONGITUDINAL



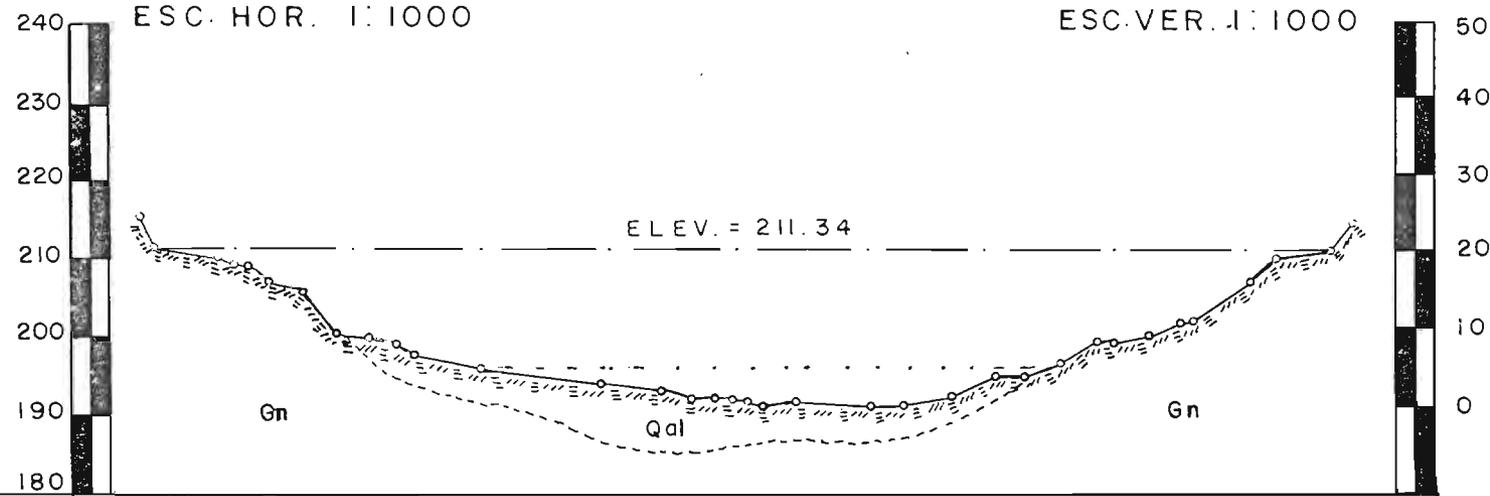
ELEVACIONES m. s. n. m. m.

Est.	Codenamiento	E. lev	Codenamiento Cerrado
22'	0+960	191.24	000
21'	0+900	190.94	950
20'	0+840	190.73	900
19'	0+780	188.44	850
18'	0+750	191.34	800
17'	0+720	191.124	750
16'	0+690	190.71	700
15'	0+600	187.91	650
14'	0+540	190.59	600
13'	0+510	190.69	550
12'	0+450	190.38	500
11'	0+420	189.18	450
10'	0+390	189.67	400
9'	0+360	190.82	350
8'	0+330	190.67	300
7'	0+300	190.85	250
6'	0+210	190.75	200
5'	0+180	190.40	150
4'	0+150	189.70	100
3'	0+120	190.59	050
2'	0+060	190.46	000
1'	0+030	190.50	050
0	0+000	191.40	000
1	0+030	191.68	050
2	0+060	191.43	100
3	0+090	191.32	150
4	0+120	191.09	200
5	0+210	190.39	250
6	0+270	189.54	300
7	0+300	189.59	350
8	0+330	189.59	400
9	0+360	189.82	450
10	0+390	189.72	500
11	0+420	189.80	550
12	0+450	190.25	600
13	0+480	190.45	650
14	0+510	189.95	700
15	0+540	189.85	750
16	0+570	189.83	800
17	0+600	189.83	850
18	0+630	189.08	900
19	0+660	188.35	950
20	0+690	188.95	000
21	0+720	188.35	050
22	0+750	188.85	100
23	0+780	188.92	150
24	0+810	188.43	200
25	0+840	189.18	250
26	0+870	188.93	300
27	0+900	188.73	350
			400
			450
			500
			550
			600
			650
			700
			750
			800
			850
			900
			950
			000

# ESTACION HIDROMETRICA EL CARRIZO, OAX.

## SECCION TRANSVERSAL

ELEVACIONES m. s. n. m. m.



ESCALA HIDROMETRICA

ELEVACION  
191.38 M.S.N.M.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Est.	Cadenamiento	Elev.	Cadenamiento Cerrado
1	0-011.00	215.29	0-010
2	0-009.50	211.20	
3	0-001.25	210.43	0+000
4	0+000	208.85	
5	0+001.25	207.54	
6	0+004	204.97	0+010
7	0+008	200.34	
8	0+012	200.47	
9	0+016	199.39	0+020
10	0+019	198.92	
11	0+021	196.21	0+030
12	0+030	194.39	0+040
13	0+045	192.96	0+050
14	0+052.50	192.03	0+060
15	0+056	191.92	
16	0+059	191.16	
17	0+061	191.51	0+070
18	0+063	191.46	
19	0+065	191.41	0+080
20	0+069	191.40	0+090
21	0+079	191.41	0+100
22	0+083	192.96	0+110
23	0+089.50	195.07	0+120
24	0+095	195.08	0+130
25	0+098	197.39	
26	0+103	198.54	
27	0+108	199.01	
28	0+110	200.05	
29	0+114	202.10	
30	0+118	202.55	
31	0+119	207.80	
32	0+126	209.61	
34	0+129	211.40	
35	0+135.80	216.40	
36	0+138.00		0+140

E. H. "EL CARRIZO", OAX.  
COMPARACIÓN DE RESULTADOS

